

01161
6



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**ESTUDIO DE LA RESPUESTA SISMICA DE MODELOS
TRIDIMENSIONALES DE EDIFICIOS TORSIONALMENTE
ACOPLADOS**

PRESENTADA POR

ANDRES CHIPOL FLORES

PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERIA
(ESTRUCTURAS)**

DIRIGIDA POR:

M.I. OCTAVIO GARCIA DOMINGUEZ

MEXICO, 2001

29/532



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

DEDICATORIA.

A mi madre, la señora Guadalupe Flores Domínguez.

ESTUDIO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE MODELOS TRIDIMENSIONALES DE EDIFICIOS TORSIONALMENTE ACOPLADOS.

DEFINICIONES	v
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.	1
1.1. INTRODUCCIÓN.	2
CAPÍTULO 2: ANTECEDENTES.	6
2.1 INVESTIGACIONES ANTERIORES.	7
2.1.1 ESTUDIOS REALIZADOS EN MÉXICO.	7
2.1.2 ALGUNAS PROPUESTAS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO POR TORSIÓN EN OTROS CÓDIGOS.	8
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO TRIDIMENSIONAL DE EDIFICIOS CON EFECTOS DE TORSIÓN.	11
3.1 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO TRIDIMENSIONAL DE EDIFICIOS.	12
3.1.1 HIPÓTESIS.	12
3.1.2 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO DE EDIFICIOS AL CONSIDERAR MARCOS PLANOS.	13
3.1.2.1 OBTENCIÓN DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ GLOBAL DEL EDIFICIO MEDIANTE LOS TRES PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.	14
3.2 EXCENTRICIDAD ESTÁTICA DE DISEÑO.	17
3.3 CENTRO DE CORTANTE DE EDIFICIOS.	21
3.3.1 CENTRO DE RIGIDEZ PARA MODELOS DE CORTANTE.	21
3.3.2 PLANTEAMIENTO MATRICIAL TRIDIMENSIONAL PARA EL CÁLCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ Y CORTANTE.	22
3.4 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO DE EDIFICIOS AL CONSIDERAR TORSIÓN.	24

3.4.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO.	24
3.4.2 OBTENCIÓN DE LOS CENTROS DE CORTANTE.	25
3.4.3 OBTENCIÓN DE LAS EXCENTRICIDADES ESTÁTICA Y DE DISEÑO PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO TORSIONANTE.	27
3.4.4 ANÁLISIS CON EFECTOS DE TORSIÓN.	29
3.4.5 COMENTARIOS.	30
CAPÍTULO 4: VARIACIÓN ESPACIAL DEL CENTRO DE CORTANTE EN EDIFICIOS ASIMÉTRICOS.	32
4.1 ANTECEDENTES.	33
4.2 CARACTERÍSTICAS DE ALGUNOS PROGRAMAS COMERCIALES UTILIZADOS PARA EL CÁLCULO DEL CENTRO DE CORTANTE.	34
4.3 METODOLOGÍA PARA LA OBTENCIÓN DEL CENTRO DE CORTANTE TRIDIMENSIONAL MEDIANTE PROGRAMAS COMERCIALES DE ANÁLISIS.	37
4.4 MODELOS DE EDIFICIOS ASIMÉTRICOS ESTUDIADOS.	39
4.4.1 CONSIDERACIONES Y CRITERIOS DE ANÁLISIS.	39
4.4.2 EDIFICIOS DE 4 NIVELES.	40
4.4.3 EDIFICIOS DE 15 NIVELES.	42
4.5 PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.	43
4.6 COMENTARIOS.	53
CAPÍTULO 5: DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE EDIFICIOS ESTUDIADOS.	55
5.1 ANTECEDENTES.	56
5.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES Y CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DE LOS MODELOS.	57
5.2.1 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES.	57

5.2.2 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO.	57
5.2.3 ANÁLISIS DE CARGAS.	59
5.2.4 DISTORSIÓN LATERAL.	60
5.2.5 EFECTOS DE TORSIÓN.	60
5.2.6 COMBINACIONES DE CARGA.	61
5.3 PARÁMETROS ESTUDIADOS.	61
5.4 MODELO SIMÉTRICO.	62
5.5 MODELOS ASIMÉTRICOS EN MASAS.	64
5.5.1 MODELO I.	64
5.5.2 MODELO II.	65
5.5.3 MODELO III.	66
5.6 MODELOS ASIMÉTRICOS EN RIGIDECES.	67
5.6.1 MODELO I.	67
5.6.2 MODELO II.	69
5.6.3 MODELO III.	70
CAPÍTULO 6 : EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD SÍSMICA TORSIONAL NO LINEAL DE EDIFICIOS.	73
6.1 PROGRAMA DE ANÁLISIS NO LINEAL CANNY - E.	74
6.2 CENTRO INSTANTÁNEO DE RIGIDEZ.	74
6.3 SUPERFICIE ULTIMA CORTANTE-MOMENTO TORSIONANTE (SUCT).	76
CAPÍTULO 7: PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS.	78
7.1 INTRODUCCIÓN.	79

7.2 AMPLIFICACIÓN DINÁMICA INELÁSTICA.	80
7.2.1 MODELO SIMÉTRICO.	80
7.2.2 MODELOS ASIMÉTRICOS EN MASAS.	81
7.2.3 MODELOS ASIMÉTRICOS EN RIGIDECES.	82
7.3 RESPUESTA TORSIONAL.	83
7.3.1 CENTRO INSTANTÁNEO DE CORTANTE SÍSMICO.	83
7.3.2 CENTRO INSTANTÁNEO DE RIGIDEZ.	84
7.3.3 CAPACIDAD CORTANTE-MOMENTO TORSIONANTE DEL ENTREPISO.	85
7.3.4 RELACIÓN DE FRECUENCIAS DESACOPLADAS.	88
7.4 RESUMEN DE RESULTADOS.	88
7.5 FIGURAS.	90
CAPÍTULO 8 : CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES.	154
8.1 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES.	155
REFERENCIAS	161
RECONOCIMIENTO	164
APÉNDICE A	165
APÉNDICE B	172
APÉNDICE C	175
APÉNDICE D	180
APÉNDICE E	184

DEFINICIONES.

CENTRO DE RIGIDEZ (*CR*): es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza sísmica en el nivel para que no cause rotación de los niveles.

CENTRO DE CORTANTE DE ENTREPISO (*CC*): este centro es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los niveles consecutivos que limitan el entrepiso sea exclusivamente de translación.

CENTRO DE INSTANTÁNEO DE CORTANTE SÍSMICO (*CICS*): es el punto de aplicación de la resultante de la fuerza cortante sísmica para cada paso de análisis.

CENTRO INSTANTÁNEO DE RIGIDEZ (*CIR*): es el punto en el entrepiso respecto al cual la matriz de rigidez es diagonal.

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN.

CONTENIDO

1.1 INTRODUCCIÓN.

1.1 INTRODUCCIÓN.

Uno de los efectos que ocasionaron daños severos y hasta el colapso de muchas edificaciones en la ciudad de México durante los sismo de septiembre de 1985, fue el fenómeno de la torsión. Las estructuras dañadas presentaban diferentes niveles de asimetría en masas, rigideces y/o resistencias, que ocasionaron la no coincidencia entre la fuerza cortante sísmica y la fuerza resistente de sus entrepisos. Este hecho, trajo como consecuencia el acoplamiento entre los desplazamientos traslacionales y rotacionales de los sistemas de piso y, por lo tanto, un incremento en la fuerza cortante de los elementos estructurales que rebasó su capacidad. De esta manera, cuando alguno(s) de los elementos resistentes alcanzaron su resistencia a la fluencia, es decir, cuando la estructura incurrió en el intervalo no lineal de comportamiento, fueron también modificadas las excentricidades antes mencionadas, produciéndose, en la mayoría de los casos, condiciones severas de trabajo y un aumento de la demanda de ductilidad en varios elementos de la estructura.

La gran mayoría de las estructuras dañadas se diseñaron considerando las normas de diseño vigentes; sin embargo, es importante mencionar que estas normas se formularon usando resultados de investigaciones de modelos simples, en los cuales se asume un comportamiento elástico - lineal, producto de análisis modales espectrales, considerando los efectos no lineales por medio de factores de reducción por comportamiento sísmico (Q). De la experiencia de sismos intensos que han afectado a la ciudad de México se ha podido observar que el comportamiento sísmico no lineal de estructuras asimétricas difiere sustancialmente del correspondiente elástico - lineal, afectado por un factor de comportamiento sísmico.

Tradicionalmente, el grado de asimetría de una estructura ha sido medido en función de su excentricidad estática o estructural, es decir, en términos de las rigideces de los elementos de entrepiso y la posición del centro de cortante; sin embargo, cuando una estructura incursiona en el intervalo no lineal, alguno(s) de sus elementos resistentes alcanza su fuerza de fluencia, pudiendo sufrir grandes deformaciones, aún para pequeños incrementos de carga. Por otro lado, es bien sabido que la respuesta sísmica torsional elástica de una estructura depende de el grado de asimetría estructural que presentan los entrepisos, mientras que la respuesta inelástica depende de otros parámetros adicionales, como el criterio de diseño sísmico seleccionado, la resistencia global, su distribución entre los elementos resistentes, así como la localización de los elementos, y de la distribución en planta de las resistencias de los elementos estructurales, entre otros. El acoplamiento lateral-torsional de un edificio conduce inevitablemente a demandas de desplazamiento que no son uniformes entre los distintos planos resistentes de la estructura. Esta demanda es de gran interés para el correcto dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales (De la Llera, 1998). Como se puede constatar, el problema del acoplamiento torsional en el intervalo no lineal, es un problema complejo; sin embargo, cada día se cuenta con mejores resultados y nuevas herramientas de análisis para identificar sus parámetros y poder proponer diseños más confiables.

Los estudios previos realizados en México sobre torsión no lineal indican que en el intervalo no lineal de comportamiento, la distribución de resistencias en planta es uno de los parámetros que afecta de manera importante la respuesta de las estructuras, aún en el caso de existir simetría en

masas y rigideces. Al respecto, uno de los resultados encontrados en estos estudios corrobora que una propiedad deseable de las estructuras, es que las resistencias de los elementos que toman la fuerza sísmica deben ser en lo posible proporcionales a sus rigideces.

Con el objeto de complementar y/o verificar algunas de las recomendaciones derivadas de estudios previos realizados en México, que pudieran mejorar el desempeño de los edificios asimétricos, este trabajo tiene como objetivo principal estudiar modelos de edificios de concreto reforzado de varios niveles característicos de las edificaciones que sufrieron daño y hasta colapsaron durante el sismo de 1985. Los aspectos importantes del comportamiento sísmico de edificios asimétricos se tratarán de identificar mediante el estudio del efecto de las siguientes características o parámetros estructurales en los edificios: resistencia de los planos resistentes ortogonales, asimetría en masas, rigideces, distribución de la resistencia en planta, el factor de amplificación dinámica, la respuesta Cortante - Momento Torsionante de los entrepisos, el centro instantáneo de rigidez (*CIR*) y el centro instantáneo de cortante sísmico (*CICS*).

En este trabajo se explora el comportamiento inelástico de edificios, bajo la suposición de que la serie de tiempo que controla el momento torsionante en la base, sigue la misma serie de tiempo que siguen los desplazamientos horizontales. Esta consideración no representa con rigor las características de variación del momento torsionante, ya que existe evidencia experimental de mediciones de campo, que indican que las series de tiempo que controlan el movimiento, difieren sensiblemente de aquellas que controlan la evolución de los desplazamientos horizontales. Sus espectros de Fourier muestran contenidos de frecuencias diferentes (Rodríguez, 1992).

Por carencia de información directa de las mediciones en el sitio de donde se obtuvieron los registros de aceleración horizontal, en este trabajo se acepta, para fines exploratorios, series de tiempo similares. Los resultados así obtenidos no representan movimientos reales durante sismos, pero permiten hacer una exploración inicial de la respuesta inelástica.

Por otro lado, al estudiar estructuras de concreto reforzado es importante definir adecuadamente los modelos de histéresis que se utilizarán para representar el comportamiento sísmico no lineal de los elementos resistentes que forman la estructura ya que, utilizar un modelo elastoplástico perfecto no es una consideración satisfactoria debido a que se ignoran características importantes como son: la degradación de resistencia y rigidez, el estrechamiento de los lazos de histéreticos debido al agrietamiento, entre otros factores. En este trabajo fue empleado el programa de análisis no lineal CANNY - E, el cual incluye un número de diferentes tipos de modelos de histéresis para representar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales bajo diferentes sollicitaciones, teniendo la opción de efectuar análisis no lineal paso a paso en estructuras tridimensionales.

Esta investigación analítica se organiza en ocho capítulos, cuyo contenido se describe brevemente a continuación:

El capítulo 1 presenta una semblanza general del problema que se tiene al tratar de predecir el comportamiento sísmico de edificaciones asimétricas en el intervalo inelástico. Se mencionan los

parámetros que gobiernan el comportamiento elástico y algunos de los más importantes en el intervalo inelástico.

En el capítulo 2, a manera de antecedente, se describen algunas investigaciones realizadas sobre el comportamiento sísmico de estructuras asimétricas basadas en modelos simplificados de un nivel. Se toma como base los estudios realizados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

En el capítulo 3 se presentan las bases del análisis sísmico tridimensional de edificios, y se ilustra el procedimiento matricial propuesto por Dany (1987) para localizar los centros de cortante de edificios tridimensionales, considerados como un ensamble de marcos planos. Además se presentan las expresiones que determinan la posición del centro de cortante de edificios analizados como modelos de cortante, las cuales se basan en el concepto de rigidez de entrepiso de marcos planos, orientados arbitrariamente en la planta del edificio. Se define el nivel de asimetría estructural en el intervalo elástico de comportamiento, en función del punto de aplicación de la fuerza sísmica cortante en el entrepiso y del centro de cortante de entrepiso (CC). Asimismo, se presentan las ecuaciones de las excentricidades de diseño que propone el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 1993) para considerar los efectos de torsión.

En el capítulo 4 se estudia la variación con la altura de la localización del centro de cortante de entrepiso en edificios de varios niveles, utilizando tres formulaciones: dos modelos de cortante basados en rigidez de entrepiso, que pueden considerar la rigidez a flexión en las vigas o rigidez infinita, y un método matricial tridimensional, cuyas características se describen en este capítulo. Este última formulación es un método riguroso para calcular la ubicación del CC de modelos tridimensionales de edificios. Se comparan los resultados obtenidos de un conjunto de edificios representativos de diferentes niveles de asimetría en planta y elevación. Se evalúa el impacto que tienen las diferencias encontradas en el cálculo de las excentricidades en el diseño sísmico por torsión, cuando se emplea el método de análisis estático de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (D.D.F, 1987); se mencionan varias consideraciones fundamentales acerca del comportamiento y diseño de edificios asimétricos. También se presenta una metodología para obtener los centros de cortante empleando programas comerciales, los cuales incluyen todas las características propias de los modelos tridimensionales, algunas de las cuales se ignoran al considerar marcos planos.

En el capítulo 5, se describen los modelos estructurales propuestos en este trabajo para estudiar la respuesta sísmica torsional de un grupo representativo de edificios de 15 niveles, considerando una relación de aspecto de la planta y diferentes valores y tipos de asimetría (masas, rigideces). Estos modelos fueron seleccionados basándose en resultados previos de estudios con edificios de varios niveles, tratando de considerar características propias de las estructuras que sufrieron mayores daños e incluso hasta el colapsaron durante el temblor ocurrido en México en 1985. Por lo anterior, en este trabajo se utilizó como excitación las componentes horizontales del registro sísmico obtenido en la estación SCT de este sismo. En este capítulo también se describen los parámetros estructurales a partir de los cuales se estudiará la respuesta sísmica torsional de los modelos.

En el capítulo 6, se describe la construcción y propiedades de una superficie última Cortante - Momento Torsionante, análoga a la propuesta por De la Llera (1994), que servirá para evaluar el comportamiento sísmico torsional de los modelos y estimar la capacidad a torsión y cortante de un entrepiso en particular. Para los fines de este trabajo, en este capítulo, se define el concepto de centro instantáneo de rigidez (*CIR*) y se explica la metodología utilizada para calcular su posición mediante los resultados obtenidos de los análisis efectuados en el programa CANNY - E. El cálculo de la posición del *CIR* permitirá evaluar el momento torsionante efectivo causante de la torsión en el entrepiso. Se hace la distinción entre *CIR* y centro de rigidez (*CR*), ilustrando que la ubicación de estos dos puntos bajo una condición de carga general (fuerza lateral y momentos) son diferentes.

En el capítulo 7, se presentan y discuten los resultados obtenidos del análisis no lineal de los modelos de edificios de 15 niveles, sujetos a movimientos del terreno. Estos modelos incluyen distribuciones simétricas y asimétricas en masas y rigideces. Como resultado de la respuesta dinámica se analizan, las excentricidades que se produjeron en el modelo simétrico, los factores inelásticos de amplificación dinámica de los modelos asimétricos, el comportamiento torsional por medio de la respuesta Cortante - Momento Torsionante. Adicionalmente se relaciona la variación en la ubicación de un centro instantáneo de rigidez (*CIR*), a partir del cual se evaluó el momento torsionante efectivo que se produce en los entrepisos estudiados y un centro instantáneo de cortante sísmico (*CICS*), con el punto de aplicación estático del cortante en el entrepiso, del CC y del centro de las resistencias definidas por el diseño que marca el RCDF.

Finalmente, en el capítulo 8, se presentan las conclusiones sobre los resultados obtenidos de los edificios estudiados en este trabajo.

CAPITULO 2

ANTECEDENTES.

CONTENIDO

2.1 INVESTIGACIONES ANTERIORES.

2.1.1 ESTUDIOS REALIZADOS EN MÉXICO.

2.1.2 ALGUNAS PROPUESTAS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO POR TORSIÓN EN OTROS CÓDIGOS.

2.1 INVESTIGACIONES ANTERIORES.

2.1.1 ESTUDIOS REALIZADOS EN MÉXICO.

Después de ocurrido el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México, se observó que una proporción importante del daño estructural que presentaron las edificaciones se debió a efectos de torsión. Debido a la experiencia obtenida de este evento sísmico, se despertó el interés por comprender el fenómeno de la torsión sísmica para lograr diseños más confiables que los existentes hasta ese entonces. Al respecto, en el Instituto de Ingeniería de la UNAM se han realizado investigaciones analíticas que tienen como finalidad explicar el comportamiento sísmico de estructuras asimétricas. En estas investigaciones se utilizaron principalmente modelos simplificados de cortante de un nivel, en los cuales se estudiaron algunos parámetros que pueden afectar el comportamiento de estructuras con problemas de torsión. Los resultados obtenidos de estos estudios proporcionaron información valiosa que se ha tomado como base en el presente trabajo.

A continuación, se describen algunas investigaciones realizadas sobre el comportamiento sísmico de estructuras asimétricas basadas en modelos simplificados de un nivel.

Después del sismo de 1985, Gómez *et al.* (1987), fueron los primeros investigadores en México en tratar de entender el problema de la torsión inelástica. Realizaron un estudio paramétrico utilizando modelos de edificios de un nivel, diseñados con base en el reglamento vigente y cuestionaron la validez de tales recomendaciones de diseño sísmico por torsión. En este primer estudio se analizó el efecto de la excentricidad estructural (e_s) y los periodos fundamentales de vibrar y se introdujo el concepto de excentricidad en resistencias para caracterizar el comportamiento torsional inelástico de las estructuras.

Ayala y Barrón (1990), continuaron con el estudio de los modelos de cortante de un nivel, desde el punto de vista determinista. Los modelos estudiados consideraron diferentes relaciones de aspecto de la planta y periodos de vibrar, la variación en el número de planos resistentes en la dirección principal del análisis, incluyendo la participación de elementos ortogonales, los efectos de la sobrerresistencia, diferentes niveles de asimetría en masas, rigideces y/o resistencias, criterios de diseño sísmico por torsión alternos a los del reglamento, entre otros parámetros.

El efecto que tienen en la respuesta sísmica no lineal las incertidumbres en las propiedades estructurales, como son la localización en planta del centro de masas y la resistencia de los elementos estructurales fue estudiado por Escobar y Ayala (1991). En este estudio se emplearon modelos de cortante de un nivel diseñados de acuerdo al RCDF-87, los cuales presentaban dos y tres elementos resistentes paralelos a la dirección de la excitación sísmica unidos por un diafragma de piso infinitamente rígido. Como resultado de esta investigación se concluyó que estas incertidumbres dan lugar a grandes dispersiones en la respuesta obtenida incrementándose la probabilidad de daño. También se demostró que la distribución en planta de las resistencias es un factor importante sobre la probabilidad de daño, enfatizando que la distribución requerida por el

RCDF-87 puede llevar a probabilidades de daño mayores respecto a otros criterios de diseño propuestos.

Ayala (1999), propuso un método simplificado de análisis para evaluar el comportamiento sísmico no lineal de edificios tridimensionales y lo aplicaron a dos de cuatro y ocho niveles, en los cuales se tomó el efecto de la torsión producido por una asimetría en la distribución de masa. Las variantes que presenta este método respecto a los procedimientos existentes consisten en empujar al edificio en dos direcciones y considerar que la distribución de la carga estática es la correspondiente a los modos fundamentales de vibrar del edificio.

2.1.2 ALGUNAS PROPUESTAS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO POR TORSIÓN EN OTROS CODIGOS.

Shakib y Datta (1991), evaluaron las recomendaciones del Código de Edificación Sísmica Iraní proponiendo una nueva excentricidad de diseño, la cual considera aspectos tales como: el acoplamiento de las frecuencias laterales y torsionales, periodo de la estructura y relación de las dimensiones en planta del edificio. La excentricidad de diseño propuesta, se basó en un análisis dinámico inelástico, en un modelo idealizado como el que se presenta en la fig 2.1.2.1.

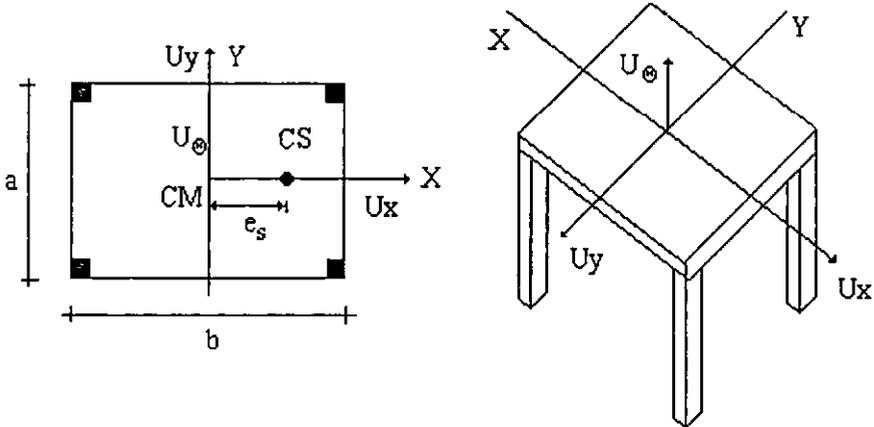


Figura 2.1.2.1 Modelo de un sistema torsionalmente acoplado.

En este estudio, los elementos fueron caracterizados por medio de un comportamiento elasto - plástico. La respuesta pico del modelo descrito fue determinada aplicando una serie de registros sísmicos obtenidos de diferentes sitios de Irán, seleccionados de manera que proporcionaran una amplia variabilidad de las características sísmicas. Los resultados de esta investigación mostraron que la excentricidad de diseño del código Iraní subestima la respuesta torsional.

La ecuación propuesta por Shakib de la excentricidad de diseño es la siguiente:

$$e_d = e_s + e_l + 0.05b \tag{2.1.2.1}$$

donde:

$$e_1 = \frac{1}{2} (0.36\Omega - 0.08\Omega^3) (a + b) (1 - 0.15 b / e_s) C_p \quad (2.1.2.2)$$

$$C_p = 0.24 + 0.84 / T \leq 1.2 \quad (2.1.2.3)$$

e_s = Excentricidad estructural.

Ω = Relación de la frecuencia torsional a la frecuencia lateral desacopladas.

T = Periodo fundamental de la estructura.

a / b = Relación de las dimensiones en planta de la edificación

En otro estudio realizado por Ghersi y Rossi (1998), se intentó reproducir el comportamiento de edificios asimétricos sujetos a excitaciones sísmicas en las dos direcciones ortogonales, utilizando un modelo simplificado de un nivel, formado por elementos que poseían rigidez y resistencia en su plano, unidos por un diafragma rígido de forma rectangular (29.5 x 12.5 m). Los modelos tenían ocho elementos resistentes en la dirección principal y tres en la dirección secundaria, fig 2.1.2.2.

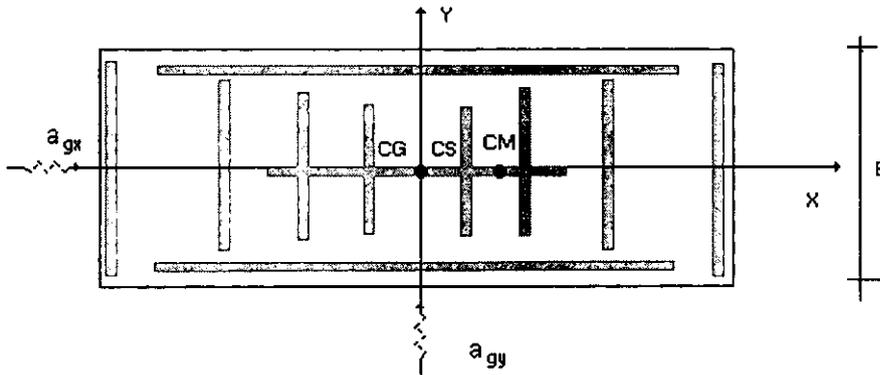


Figura 2.1.2.2 Modelo numérico de Ghersi y Rossi.

Los elementos resistentes fueron diseñados usando el análisis multi-modal con la respuesta espectral elástica reducida por un valor constante llamado factor de comportamiento “ q ” que indica el Eurocódigo; sin embargo, en el diseño de la resistencia de los elementos en la dirección secundaria de análisis (“ x ”) no se consideró una excentricidad de diseño. Los elementos se caracterizaron por medio de un comportamiento elastoplástico perfecto. En este estudio solamente se consideran sistemas asimétricos en masas, sujetos a movimientos bidireccionales del terreno.

Para examinar la respuesta se utilizaron dos conjuntos de treinta acelerogramas generados artificialmente, los cuales reprodujeron la respuesta espectral propuesta por el Eurocódigo 8 en estratos de suelo duro (*clase A*), caracterizado por un coeficiente de amortiguamiento de 5% y teniendo una probabilidad de excedencia de 275 años. Del análisis numérico se resaltó la influencia de la excentricidad estructural (e_s), la relación de frecuencia torsional a la frecuencia lateral desacopladas (Ω_θ), el periodo de vibración lateral no acoplado (T_j) y el factor de comportamiento “ q ” en la respuesta estructural inelástica.

La variación de los parámetros de diseño considerados en el análisis fue la siguiente:

- ✓ $0 \leq e_s \leq 0.20 L$
- ✓ $0.6 \leq \Omega_\theta \leq 1.6$
- ✓ $0.4 s \leq T_y = T_x \leq 2.0 s$
- ✓ $1 \leq q \leq 5$
- ✓ $0.00i \leq \gamma_x \leq 0.4$

donde γ_x es la relación de la rigidez torsional de la planta producida por los elementos en la dirección secundaria respecto a la rigidez torsional total.

La formulación propuesta para la excentricidad de diseño fue la siguientes:

$$e_d = k (e_s - e_r) \quad (2.1.2.4)$$

donde:

$$k = \text{máximo} \begin{cases} 3.3 - 2.5 \Omega_\theta + 0.04 q \\ 1 \end{cases}$$

$$e_r = \text{máximo} \begin{cases} 0.1 (0.5 \Omega_\theta - 0.4) L \\ 0.01 L \end{cases}$$

En la literatura existente se encuentran diferentes propuestas como las que se mencionaron anteriormente; sin embargo, los resultados obtenidos de estos estudios, siguen siendo limitados y difíciles de extrapolar a sistemas tridimensionales de varios niveles, por lo cual, es necesario mejorar la calidad de los modelos numéricos para representar de manera más realista el comportamiento sísmico no lineal en edificios tridimensionales de varios niveles.

CAPITULO 3

ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO TRIDIMENSIONAL DE EDIFICIOS CON EFECTOS DE TORSIÓN.

CONTENIDO

3.1 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO TRIDIMENSIONAL DE EDIFICIOS.

3.1.1 HIPÓTESIS.

3.1.2 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO DE EDIFICIOS AL CONSIDERAR MARCOS PLANOS.

3.1.2.1 OBTENCIÓN DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ GLOBAL DEL EDIFICIO MEDIANTE LOS TRES PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

3.2 EXCENRICIDAD ESTÁTICA DE DISEÑO.

3.3 CENTRO DE CORTANTE DE EDIFICIOS.

3.3.1 CENTRO DE RIGIDEZ PARA MODELOS DE CORTANTE.

3.3.2 PLANTEAMIENTO MATRICIAL TRIDIMENSIONAL PARA EL CÁLCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ Y CORTANTE.

3.4 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO DE EDIFICIOS AL CONSIDERAR TORSIÓN.

3.4.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO.

3.4.2 OBTENCIÓN DE LOS CENTROS DE CORTANTE.

3.4.3 OBTENCIÓN DE LAS EXCENRICIDADES ESTÁTICA Y DE DISEÑO PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO TORSIONANTE.

3.4.4 ANÁLISIS CONSIDERANDO EFECTOS DE TORSIÓN.

3.4.5 COMENTARIOS.

3.1 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO TRIDIMENSIONAL DE EDIFICIOS.

3.1.1 HIPÓTESIS.

El análisis sísmico convencional de edificios asume que las fuerzas de inercia producidas en la estructura por el movimiento del terreno se distribuyen uniformemente en sus niveles y que las deformaciones resultantes de esta acción, son despreciables comparadas con las deformaciones producidas en otro tipo de elementos estructurales como vigas y columnas. Esta situación es aceptable para sistemas de piso que cumplen con ciertas características de rigidez, resistencia y geometría, como sucede en la gran mayoría de los edificios existentes.

Con base en lo anterior, el planteamiento que aquí se presenta, asume la hipótesis de que las losas de los niveles del edificio son infinitamente rígidas en su plano y que su comportamiento puede ser estudiado en función de tres grados de libertad, dos traslaciones horizontales (u y v) y una rotación alrededor de un eje vertical (ϕ), fig 3.1.1.

Bajo la hipótesis anterior, existen dos formas de llevar a cabo el análisis tridimensional de edificios. Una de ellas considera a la estructura como un sistema tridimensional formado por elementos. Dadas las complejidades que esto involucra, se ha propuesto un planteamiento más sencillo que considera a la estructura como un conjunto de marcos planos, obteniéndose resultados satisfactorios; sin embargo, existen algunos errores que se cometen al utilizar este tipo de modelos:

- ✓ Se desprecia la rigidez a torsión de los elementos estructurales.
- ✓ Se puede sobrestimar la inercia de columnas en las que concurren varias vigas en planos diferentes.
- ✓ Cuando los ejes de flexión de los elementos que forman un marco no son principales, su comportamiento no puede ser estudiado como un modelo plano.
- ✓

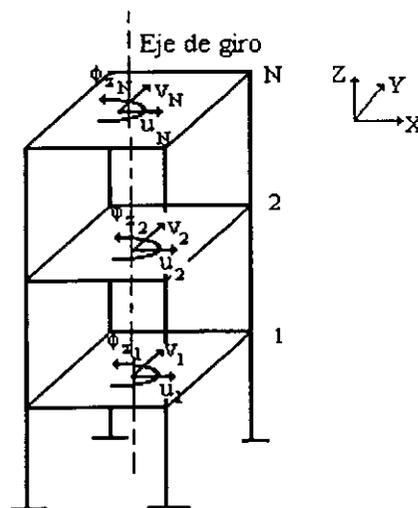


Figura 3.1.1. Edificio de N - niveles.

Si existen muros todos los errores anteriores se aumentan y por lo tanto, la propuesta de este trabajo es básicamente para estructuras formadas por marcos.

3.1.2 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO DE EDIFICIOS AL CONSIDERAR MARCOS PLANOS.

Con base en este planteamiento, la ecuación de equilibrio lateral de una estructura como la mostrada en la fig 3.1.1, puede ser escrita como:

$$\begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] & [K_{x\theta}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] & [K_{y\theta}] \\ [K_{\theta x}] & [K_{\theta y}] & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \\ \{\theta\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{F_x\} \\ \{F_y\} \\ \{M_z\} \end{bmatrix} \quad (3.1.1)$$

En forma resumida:

$$\{F\} = [K_G] \{d\} \quad (3.1.2)$$

La obtención de la matriz de rigidez global de la estructura $[K_G]$, se basa en los mismos principios elementales que rigen el cálculo de la matriz de rigidez de elementos estructurales simples (viga - columna), es decir, se obtiene al aplicar desplazamientos unitarios en dirección de los grados de libertad de las losas del edificio (u, v, θ), figs 3.1.2 y 3.1.3. Al proyectar estos desplazamientos en planta, sobre los ejes de los marcos que forman el sistema estructural, se generan fuerzas que dependen de su matriz de rigidez lateral $[K_D]$ las cuales pueden ser proyectadas nuevamente en dirección de los grados de libertad de la losa, para obtener las submatrices previamente definidas. Si N es define el número de niveles, las submatrices serán de orden $N \times N$ y la matriz de rigidez de la estructura será de $3N \times 3N$, (Alcocer y Damy, 1987).

$$[K_{xx}] = \Sigma [K_D]_j \cos^2\beta_j \quad (3.1.3)$$

$$[K_{xy}] = \Sigma [K_D]_j \cos\beta_j \sin\beta_j \quad (3.1.4)$$

$$[K_{x\theta}] = \Sigma [K_D]_j \cos\beta_j r_j \quad (3.1.5)$$

$$[K_{yy}] = \Sigma [K_D]_j \sin^2\beta_j \quad (3.1.6)$$

$$[K_{y\theta}] = \Sigma [K_D]_j \sin\beta_j r_j \quad (3.1.7)$$

$$[K_{\theta\theta}] = \Sigma [K_D]_j r_j^2 \quad (3.1.8)$$

$$[K_{yx}] = [K_{xy}]^T \quad (3.1.9)$$

$$[K_{\theta x}] = [K_{x\theta}]^T \quad (3.1.10)$$

$$[K_{\theta y}] = [K_{y\theta}]^T \quad (3.1.11)$$

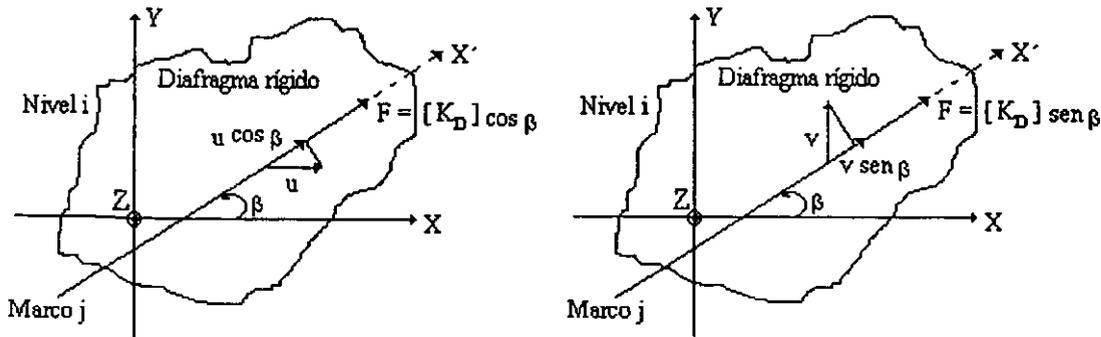


Figura 3.1.2 Desplazamiento del diafragma en las direcciones X y Y.

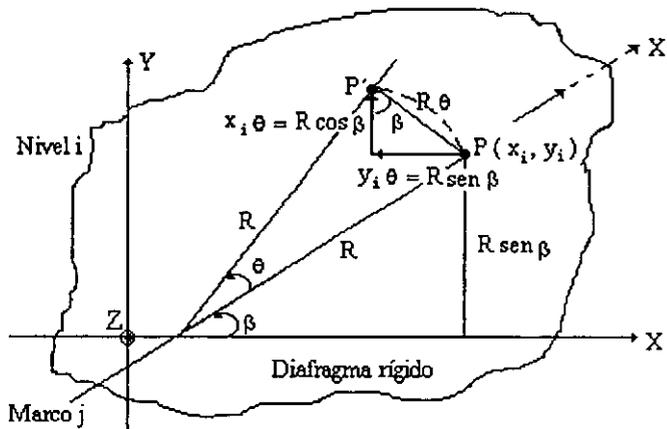


Figura 3.1.3. Rotación del diafragma respecto al eje Z.

3.1.2.1 Obtención de la matriz de rigidez global del edificio mediante los tres principios fundamentales del análisis estructural.

La deducción de la ecuación 3.1.1 puede llevarse a cabo también mediante los tres principios fundamentales en los cuales se basa el análisis estructural elástico lineal, (Continuidad, Ley de Hooke y Equilibrio).

Continuidad.

Este principio nos permite obtener las “deformaciones” de un elemento o de la estructura, en función de los “desplazamientos” que experimenta el diafragma rígido.

$$D_{ij} = u_i \cos \beta_j + v_i \sen \beta_j + x_i \theta \sen \beta_j - y_i \theta \cos \beta_j \quad (3.1.12)$$

donde D_{ij} es el desplazamiento de un marco “j” en un nivel “i”, orientado un ángulo β_j . Al reducir la ecuación anterior al considerar:

$$r_j = x_i \sen \beta_j - y_i \cos \beta_j \quad (3.1.13)$$

se obtiene:

$$D_{ij} = u_i \cos \beta_j + v_i \operatorname{sen} \beta_j + r_j \theta_i \quad (3.1.14)$$

Al agrupar los cosenos directores y la variable r_j en una matriz $[A]_j$, resulta:

$$[A]_j = \begin{bmatrix} 1 & 2 & \dots & N & 1 & 2 & \dots & N & 1 & 2 & \dots & N \\ \operatorname{Cos}\beta_i & & & & \operatorname{Sen}\beta_i & & & & r_j & & & \\ & \operatorname{cos}\beta_j & & & & \operatorname{Sen}\beta_i & & & & r_j & & \\ & & & \operatorname{Cos}\beta_j & & & & \operatorname{Sen}\beta_j & & & & R_j \end{bmatrix}$$

En forma resumida :

$$[A]_j = \begin{bmatrix} [\operatorname{cos} \beta] & [\operatorname{sen} \beta] & [r] \end{bmatrix} \quad (3.1.15)$$

r_j muestra la posición del marco respecto al origen del sistema global de referencia y se mide perpendicularmente al eje del mismo. Es importante mencionar que esta distancia tiene un signo definido por el sentido del momento que causa la fuerza que actúa sobre un marco. Vectorialmente, r_j se puede obtener como:

$$r_j = s \times u$$

donde, s es un vector de posición del origen a un punto cualquiera sobre el eje del marco y u es un vector unitario que define su dirección respecto al eje horizontal del sistema global de referencia.

En el procedimiento descrito, todos los marcos tendrán una orientación en planta, definida respecto al eje "X". Por otro lado, al considerar como referencia que el movimiento de la losa se produce en el plano de un sistema cartesiano derecho, la rotación que experimenta sobre un eje perpendicular, así como la posición angular en planta de cada uno de los marcos, será considerada positiva, en sentido antihorario.

Al considerar la ec 3.1.14 en forma matricial, resulta:

$$\{D\}_j = [A]_j \{d\} \quad (3.1.16)$$

que corresponde al principio de continuidad aplicado a un marco plano.

Ley de Hooke.

Al basarse en la ley de Hooke y considerar que el comportamiento es elástico lineal, homogéneo e isotrópico. Para el caso de marcos planos, esta relación se puede definir mediante la siguiente ecuación:

$$\{ F \}_j = [K_D]_j \{ D \}_j \quad (3.1.17)$$

donde:

$\{ F \}_j$ = es el vector de cargas de orden $N \times 1$ que actúan en los niveles del marco.

$$\{ F \}_j = \{ F_{1j}, F_{2j}, \dots, F_{Nj} \}^T$$

$[K_D]_j$ = es la matriz de rigidez del marco.

$\{ D \}_j$ = es el vector de desplazamientos (deformaciones) de los niveles del marco.

Equilibrio.

El equilibrio del sistema estructural se logra al proyectar las fuerzas que actúan en los marcos, en dirección de las fuerzas externas aplicadas en el centro de masa de los niveles del edificio.

El vector de fuerzas actuantes en los niveles del edificio, $\{ F \}_{SG}$, tendrá la forma siguiente:

$$\{ F \}_{SG} = \{ F_{X1}, F_{Y1}, M_{Z1}, F_{X1}, F_{Y1}, M_{Z1}, \dots, F_{XN}, F_{YN}, M_{ZN} \}^T$$

Como puede observarse las fuerzas externas estarán referidas al sistema de referencia global de la estructura. Por otro lado, las fuerzas actuantes en los marcos $\{ F \}_j$, están referidas a los ejes locales de los mismos. La proyección de estas últimas hacia los ejes globales, se lleva a cabo en función de la matriz de continuidad previamente definida. De esta manera, el equilibrio del sistema se establece mediante la siguiente ecuación:

$$\{ F \}_{SG} = \sum_{j=1}^{NM} [A]_j^T \{ F \}_j \quad (3.1.18)$$

Con las ecuaciones que representan a los tres principios fundamentales, la solución del problema se obtiene fácilmente mediante sustituciones entre ellas.

Al sustituir la ec 3.1.16 en la ec 3.1.17 resulta:

$$\{ F \}_j = [K_D]_j [A]_j \{ d \} \quad (3.1.19)$$

y al, sustituir la ec 3.1.19 en la ec 3.1.18 :

$$\{ F \}_{SG} = \sum_{j=1}^{NM} [A]_j^T [K_D]_j [A]_j \{ d \} \quad (3.1.20)$$

donde:

$\sum_{j=1}^{NM} [A]_j^T [K_D]_j [A]_j$, es la matriz de rigidez global del edificio $[K_G]$.

Con el producto matricial $[A]_j^T [K_D]_j [A]_j$ se obtiene un arreglo de $3N \times 3N$ que contiene a las submatrices $[K_{xx}]$, $[K_{xy}]$, $[K_{x\theta}]$, $[K_{yy}]$, $[K_{y\theta}]$, $[K_{\theta\theta}]$, $[K_{yx}]$, $[K_{\theta x}]$ y $[K_{\theta y}]$.

La ec 3.1.20 es equivalente a la ec 3.1.1, y ambas representan la ecuación fundamental del método de rigideces aplicado al análisis de edificios.

Para una condición de carga dada, con la ec 3.1.1 o 3.1.20 se pueden obtener los desplazamientos de los niveles de un edificio, es decir:

$$\{d\} = [K_G]^{-1} \{F\} \quad (3.1.21)$$

donde:

$$\{d\} = \{u_1, v_1, \theta_1, u_2, v_2, \theta_2, \dots, u_N, v_N, \theta_N\}^T$$

Conocidos los desplazamientos en las losas, al aplicar el principio de continuidad, ec 3.1.16, se encuentran los desplazamientos de cada marco.

Al aplicar la ec. 3.1.17, se logra calcular las fuerzas inducidas sobre cada marco $\{F\}_j$, en función de los desplazamientos en los niveles $\{D\}_j$ y de su matriz de rigidez lateral $[K_D]_j$.

Finalmente, con base en las fuerzas actuantes en los niveles de un marco, se pueden obtener las fuerzas internas en los elementos estructurales que los forman.

3.2 EXCENRICIDAD ESTÁTICA Y DE DISEÑO.

Una importante consideración de diseño en edificaciones de varios niveles, es el efecto causado por los movimientos sísmicos del terreno, el cual comúnmente se simula mediante un conjunto de cargas laterales estáticamente equivalentes aplicadas en los centros de masas de los niveles.

En el intervalo elástico, la no coincidencia entre la fuerza cortante sísmica y la fuerza resistente de los entresijos de la estructura, trae como consecuencia el acoplamiento entre los desplazamientos traslacionales y rotacionales de los sistemas de piso. Este fenómeno es conocido como torsión sísmica en edificios. Desde el punto de vista del diseño, es necesario conocer la magnitud de los efectos torsionales, para llevar a cabo la distribución de las fuerzas sísmicas entre los diferentes elementos resistentes (marcos y/o muros) del edificio.

En términos generales, en el intervalo elástico, la asimetría en un edificio se puede presentar por una distribución no uniforme de las rigideces de los elementos estructurales, de las masas

asociadas a los niveles y por condiciones geométricas en planta y elevación. En el intervalo inelástico, además se puede presentar asimetría en resistencias de los elementos estructurales.

Tradicionalmente, el grado de asimetría de una estructura se mide en función de su excentricidad estática o estructural, es decir, para un entrepiso cualquiera la excentricidad estática es la distancia entre el centro de cortante y el punto de aplicación de la fuerza cortante sísmica en el entrepiso, Fig 3.2.1, es decir:

$$e_{sxj} = X_j - X_{ccj} \quad (3.2.1)$$

$$e_{syj} = Y_j - Y_{ccj} \quad (3.2.2)$$

donde:

(X_{ccj}, Y_{ccj}) = coordenadas del centro de cortante del entrepiso j.

(X_j, Y_j) = coordenadas del punto de aplicación de la fuerza cortante sísmica del entrepiso j.

e_{sxj} = excentricidad estructural en la dirección X del entrepiso j.

e_{syj} = excentricidad estructural en la dirección Y del entrepiso j.

Conocida la posición de los centros de masas en los niveles del edificio, las coordenadas del punto de aplicación de la fuerza cortante sísmica en el entrepiso (X_j, Y_j) , se obtienen por estática.

$$X_j = \frac{\sum_j^{NN} F_j X_{Mj}}{V_j} \quad (3.2.3)$$

$$Y_j = \frac{\sum_j^{NN} F_j Y_{Mj}}{V_j} \quad (3.2.4)$$

donde:

(X_{Mj}, Y_{Mj}) = coordenadas del centro de masas del nivel j.

F_j = fuerza sísmica aplicada en el nivel j.

V_j = fuerza cortante sísmica del entrepiso j.

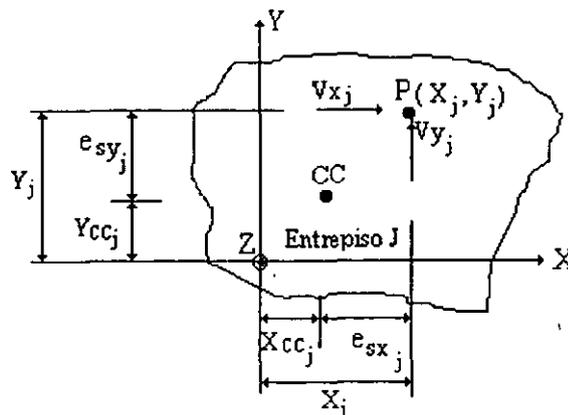


Figura 3.2.1 Excentricidad estática o estructural de entrepiso.

Para los fines del análisis sísmico, el centro de cortante se define como el lugar geométrico en el cual se debe aplicar el cortante sísmico, para que sólo exista traslación. En otras palabras, el centro de cortante corresponderá al punto en el cual se ubica la resultante de las resistencias, cuando se analiza a la estructura sólo con traslación.

Por otro lado, el acoplamiento de los desplazamientos de traslación y rotación, se toma en cuenta al hacer un análisis sísmico tridimensional, que considere el giro en planta y la traslación de los diafragmas de los niveles. Al respecto, el reglamento permite realizar análisis sísmicos estáticos y dinámicos. Para el primero de ellos, el Reglamento del Distrito Federal permite analizar los edificios sometidos sólo a traslación de los niveles e incluir los efectos torsionantes en la estructura, mediante fuerzas cortantes sísmicas producidas por un momento torsionante calculado como el producto de la fuerza cortante por una excentricidad de diseño. Esta excentricidad de diseño incluye los efectos dinámicos y otro tipo de incertidumbres que el fenómeno implica.

Por lo tanto, las fuerzas cortantes sísmicos totales en los entrepisos se obtienen al sumar algebraicamente un cortante directo, producido por la fuerza cortante sísmica colocada en el centro de cortante y un cortante generado por torsión.

Las NTC para diseño por sismo consideran las siguientes excentricidades de diseño:

$$e_{d1} = 1.5 e_s + 0.1b \quad (3.2.5)$$

$$e_{d2} = 1.0 e_s - 0.1b \quad (3.2.6)$$

La fuerza cortante por torsión se determina al aplicar el momento torsionante más desfavorable que se obtiene, con las excentricidades de diseño anteriormente presentadas. Sin embargo, el comportamiento no lineal de edificios en torsión no se asemeja en general al correspondiente lineal afectado por un factor de comportamiento sísmico (Q), por lo que se requieren estudios para obtener resultados que provengan de un comportamiento inelástico.

En códigos de diseño de otros países, se tiene un formato similar para las ecuaciones que definen la excentricidad de diseño (e_d), ec 3.2.7, con otros coeficientes involucrados en ellas.

$$e_d = \alpha e_s + \beta b \text{ ó } e_d = \delta e_s - \beta b \quad (3.2.7)$$

donde:

e_s = la excentricidad estática o estructural definida anteriormente.

b = la máxima dimensión en planta del edificio, medida perpendicular a la dirección del sismo.

α y δ = coeficientes para tomar en cuenta la amplificación dinámica de la excentricidad y consideran las diferencias entre los resultados de los métodos estáticos y dinámicos de análisis.

β = coeficiente de torsión accidental, provocada por incertidumbres en las rigideces de los elementos, resistencias, masas y otras fuentes de torsión difíciles de tomar en cuenta, como son las rotaciones en la base producidas por la variación espacial del movimiento del terreno, entre otras.

La siguiente tabla muestra los valores de los coeficientes α , δ y β estipulados en cuatro códigos de diseño sísmico.

Código	α	δ	β
México (RCDF-1993)	1.50	1.00	0.10
Estados Unidos (UBC-1988)	1.00	1.00	0.05
Canadá (NBCC-1990)	1.50	0.50	0.10
Nueva Zelanda (1992)	1.00	1.00	0.10

Tabla 3.2.1 Coeficientes que definen las excentricidades de diseño.

donde:

RCDF es el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

UBC es el Uniform Building Code.

NBCC es el National Building Code of Canadá.

En la fig 3.2.1 se comparan las recomendaciones de diseño sísmico por torsión, para la excentricidad de diseño principal (e_{dl}) de los cuatro códigos presentados en la tabla 3.2.1.

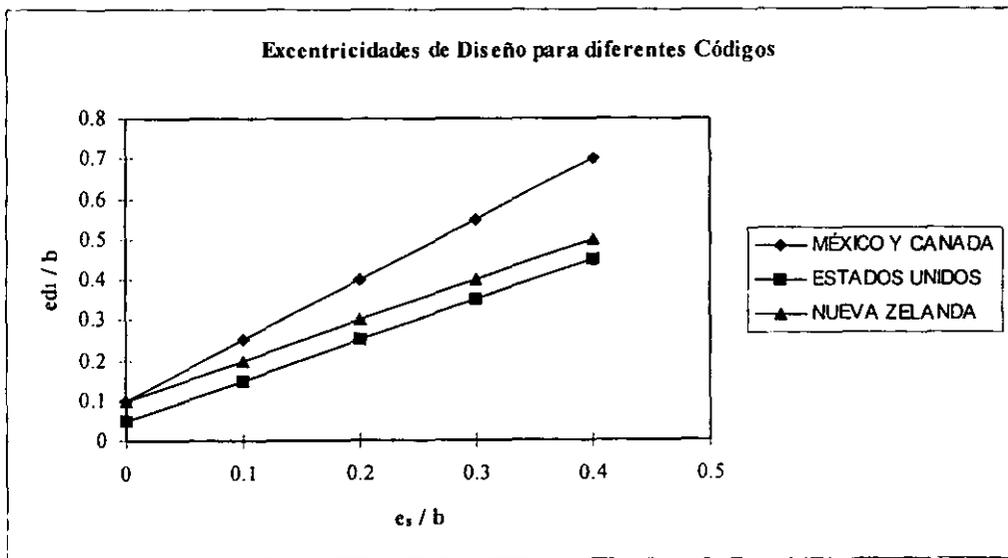


Figura 3.2.1 Comparación de la excentricidad de diseño principal (e_{dl}) en diferentes códigos sísmicos.

Se observa, en la fig 3.2.1 que todas las excentricidades de diseño propuestas por diferentes códigos presentan una variación lineal, esta excentricidad de diseño crece a medida que la excentricidad estática o estructural presenta un incremento en su valor. De esta figura, se observa que la excentricidad de diseño propuesta de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF es la más conservadora y por lo tanto, la más segura.

3.3 CENTRO DE CORTANTE DE EDIFICIOS.

De manera más general, el centro de cortante de un edificio se define como el lugar geométrico en sus niveles o entrepisos en el cual se debe aplicar la fuerza o cortante sísmico, para que exista sólo traslación.

Es importante destacar que, la posición del centro de cortante de un entrepiso en particular, forma parte de una estructura más compleja cuyo comportamiento depende del desplazamiento conjunto de todos ellos. Es por ello que en el presente trabajo se tratará al centro de cortante como un concepto tridimensional, que es función no sólo de la geometría y rigidez de la estructura, sino también de la distribución de cargas laterales aplicadas en la misma (Damy y Alcocer, 1987).

3.3.1 CENTRO DE RIGIDEZ PARA MODELOS DE CORTANTE.

Ha sido práctica común calcular la ubicación del centro de rigidez en función de las rigideces de entrepiso (modelo de cortante), al considerar o no la flexión de sus vigas.

En las ecs 3.3.1.1 y 3.3.1.2 se presentan las expresiones para calcular el centro de rigidez de edificios en función de su rigidez de entrepiso, de acuerdo con la metodología propuesta por Damy y Alcocer (1987). Estas ecuaciones están basadas en la determinación de las direcciones principales de rigidez de la estructura, las cuales se consideran como una aproximación para edificios de más de un entrepiso cuando se trabaja con matrices de rigidez lateral. Por otro lado, el planteamiento considera que la estructura puede estar formada por marcos no ortogonales en planta (Damy, 1988).

$$x_R = [-K_{\alpha x} K_{xy} + K_{\theta y} K_{xx}] / (K_{xx} K_{yy} - K_{xy}^2) \quad (3.3.1.1)$$

$$x_R = [K_{xx} (\sum K_i x_i s_i^2 - \sum K_i y_i s_i c_i) + K_{xy} (\sum K_i y_i c_i^2 - \sum K_i x_i s_i c_i)] / (K_{xx} K_{yy} - K_{xy}^2)$$

$$y_R = [-K_{\alpha x} K_{yy} + K_{\theta y} K_{xy}] / (K_{xx} K_{yy} - K_{xy}^2) \quad (3.3.1.2)$$

$$y_R = [K_{yy} (\sum K_i y_i c_i^2 - \sum K_i x_i s_i c_i) + K_{xy} (\sum K_i x_i s_i^2 - \sum K_i y_i s_i c_i)] / (K_{xx} K_{yy} - K_{xy}^2)$$

donde:

$$K_{xx} = \sum K_i c_i^2$$

$$K_{yy} = \sum K_i s_i^2$$

$$K_{xy} = \sum K_i c_i s_i$$

$$K_{\alpha x} = \sum K_i r_j c_i = \sum K_i y_i c_i^2 - \sum K_i x_i c_i s_i$$

$$K_{\theta y} = \sum K_i r_j s_i = \sum K_i x_i s_i^2 - \sum K_i y_i s_i c_i$$

$$r_j = x_i s_i - y_i c_i$$

K_i = rigidez de un entrepiso del marco i

(x_i, y_i) = coordenadas de un punto cualquiera del eje del marco i

$s_i = \text{sen } \beta_i$

$c_i = \text{cos } \beta_i$

β_i = ángulo que forma el eje x con el marco i

Por otro lado este método sólo es válido siempre y cuando cada marco tome la misma proporción de cortante en cada entrepiso (hipótesis de las alfas), lo cual no se cumple en edificios estructurados con muros (García, 1999).

3.3.2 PLANTEAMIENTO MATRICIAL TRIDIMENSIONAL PARA EL CÁLCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ Y CORTANTE.

Damy y Alcocer (1987) propusieron una metodología para calcular los centro de rigidez, que parte de la ecuación de equilibrio del edificio, y obtienen sus coordenadas mediante el análisis de la estructura en dos direcciones ortogonales e independientes.

Para una dirección de análisis seleccionada, y con una distribución lateral de cargas aplicada en la estructura, se determinan, en primera instancia, los desplazamientos laterales sin permitir las rotaciones de los niveles del edificio. Posteriormente, se calculan los momentos necesarios para impedir que los niveles roten. Finalmente, las coordenadas del centro de rigidez se obtienen al dividir el momento entre la fuerza sísmica actuante en el nivel para cada dirección.

A continuación se presenta con detalle el desarrollo matricial que nos ilustra el procedimiento descrito, que considera a la estructura como un conjunto de marcos planos unidos con un diafragma de piso infinitamente rígido, cuyo comportamiento se estudia en función de tres grados de libertad, dos traslaciones horizontales (u y v) y una rotación (ϕ) alrededor de un eje vertical, fig 3.3.2.1.

Como se mencionó antes, para obtener el centro de corte debemos garantizar que el punto en el cual se aplique la fuerza sísmica sólo produzca traslación. Con base en lo anterior, al considerar la acción de dos componentes sísmicas actuando en los niveles del edificio, referidas al sistema global de referencia, como se indica en la fig 3.3.2.1, el momento producido por estas fuerzas respecto al origen será:

$$M_j = F_{y_j} X_{Rj} - F_{x_j} Y_{Rj} \quad (3.3.2.1)$$

Por congruencia con la representación vectorial del momento referido a un sistema cartesiano derecho, en la ecuación anterior el momento positivo será el producido por una fuerza que gira en sentido antihorario.

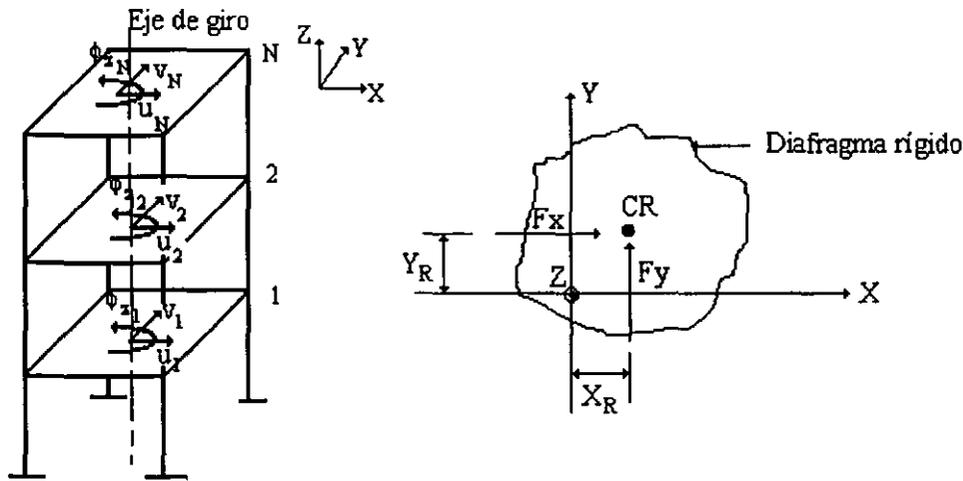


Figura 3.3.2.1 Edificio de N – niveles con diafragma de piso infinitamente rígido.

Al considerar la ecuación de equilibrio lateral de la estructura definida previamente en la ec 3.1.1, referida a los ejes globales de referencia mostrados en la fig 3.3.2.1 y tomar como base la hipótesis de que no existe rotación en los niveles del edificio, se puede analizar de manera independiente las fuerzas sísmicas aplicadas en ellos. De esta manera, al aplicar un estado de carga lateral cualquiera en la dirección “X”, se tendrá:

$$\begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{x\theta} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{y\theta} \\ K_{\alpha x} & K_{\alpha y} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \\ \{\theta = 0\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{F_x\} \\ \{0\} \\ \{M\} = \{-F_x Y_{CTN}\} \end{bmatrix} \quad (3.3.2.2)$$

Al desarrollar los productos matriciales, se obtiene:

$$[K_{xx}] \{u\} + [K_{xy}] \{v\} = \{F_x\} \quad (3.3.2.3)$$

$$[K_{yx}] \{u\} + [K_{yy}] \{v\} = \{0\} \quad (3.3.2.4)$$

$$[K_{\alpha x}] \{u\} + [K_{\alpha y}] \{v\} = [-F_x] \{Y_{CTN}\} \quad (3.3.2.5)$$

Al resolver las ecs 3.3.2.3 y 3.3.2.4, se obtienen los vectores de desplazamientos traslacionales de los niveles del edificio $\{u\}$ y $\{v\}$. Posteriormente, al sustituir los desplazamientos obtenidos en la ec 3.3.2.5, se despeja el vector que contiene los valores de las ordenadas del centro de rigidez $\{Y_R\}$.

$$\{Y_R\} = -[F_x]^{-1} ([K_{\alpha x}] \{u\} + [K_{\alpha y}] \{v\}) \quad (3.3.2.6)$$

De manera análoga, al aplicar sismo en la dirección “Y” se calcula el vector $\{X_R\}$ que contiene las abscisas del centro de rigidez, ec. 3.3.2.7:

$$\{X_R\} = [F_y]^{-1} ([K_{\alpha x}] \{u\} + [K_{\alpha y}] \{v\}) \quad (3.3.2.7)$$

donde, $[F_x]$ y $[F_y]$ son matrices diagonales cuyos elementos son las fuerzas actuantes en los niveles del edificio en las direcciones "X" y "Y" respectivamente. Como se observa en la fig 3.3.2.1, la proyección en planta de las coordenadas del centro de rigidez estarán referidas al origen del sistema de referencia.

Otra forma de presentar las ecs 3.3.2.6 y 3.3.2.7 es:

$$\{Y_R\} = \{F_{ox}\}^{-1} \{I\} \{M_{ox}\} \quad (3.3.2.8)$$

$$\{X_R\} = \{F_{oy}\}^{-1} \{I\} \{M_{oy}\} \quad (3.3.2.9)$$

donde:

$$\begin{aligned} \{F_{ox}\} &= ([K_{xx}][K_{xy}]^{-1}[K_{yy}] - [K_{xy}]) \{v\} \\ \{M_{ox}\} &= ([K_{\theta y}] - [K_{\theta x}][K_{xy}]^{-1}[K_{yy}]) \{v\} \\ \{F_{oy}\} &= ([K_{\theta x}] - [K_{\theta y}][K_{xy}]^{-1}[K_{xx}]) \{u\} \\ \{M_{oy}\} &= (-[K_{yy}][K_{xy}]^{-1}[K_{xx}] + [K_{xy}]) \{u\} \\ \{I\} &= \text{es un vector unitario de orden } 1 \times N. \end{aligned}$$

Estas ecuaciones se dedujeron al despejar matricialmente a los vectores de desplazamientos de traslación y sustituirlos en la tercera ecuación de equilibrio del sistema estructural, ec. 3.3.2.2., (Tso y Cheung, 1986).

Una vez calculados los centros de rigidez en los niveles del edificio (X_R, Y_R), por estática podemos obtener los centros de cortante de los entrepisos, al aplicar las siguientes expresiones:

$$X_{CCj} = \sum_j^{NN} F_j X_{Rj} / V_j \quad (3.3.2.10)$$

$$Y_{CCj} = \sum_j^{NN} F_j Y_{Rj} / V_j \quad (3.3.2.11)$$

donde :

NN = número de entrepisos o niveles.

(X_{CCj}, Y_{CCj}) = las coordenadas del centro de cortante del entrepiso "j".

(X_{Rj}, Y_{Rj}) = las coordenadas del centro de rigidez del nivel "j".

V_j = la fuerza cortante del entrepiso "j".

F_j = la fuerza sísmica actuante en el nivel "j".

3.4 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO DE EDIFICIOS AL CONSIDERAR TORSIÓN.

3.4.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO.

La estructura seleccionada para este ejemplo es un edificio de oficinas de cuatro niveles, localizado en la zona III, definida de la zonificación geotécnica de la ciudad de México. Está

estructurada a base de marcos de concreto reforzado, con una losa apoyada perimetralmente sobre vigas y una altura de entrepiso de 3.0 metros. Su planta es cuadrada y consta de tres crujiás de 5 metros cada una, en ambas direcciones. Las secciones de las traveses son de 50 x 25 cm y las columnas tienen dos tipos de secciones, 40 x 40 cm y 60 x 60 cm, las cuales se mantienen constantes en toda la elevación del edificio. La geometría general del edificio se presenta en la fig 3.4.1

Para la obtención de las fuerzas sísmicas en el edificio, se utilizó el método de análisis sísmico estático que establece el RCDF, con una carga de 0.8 ton/m² uniformemente distribuida en el nivel. Con base en lo anterior, el centro de masa de cada nivel se considera ubicado en el centroide de la planta.

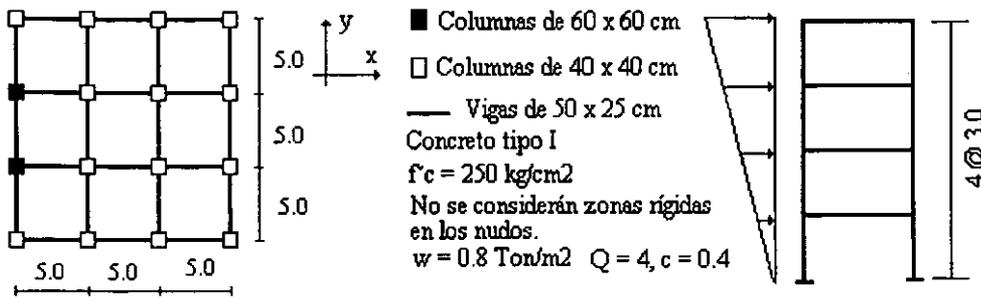


Figura 3.4.1 Modelo analizado.

3.4.2 OBTENCIÓN DE LOS CENTROS DE CORTANTE.

Calculando las submatrices de rigidez dadas por las ecs 3.1.3 a 3.1.11, la matriz de rigidez global del edificio es la siguiente:

d_{x1}	d_{x2}	d_{x3}	d_{x4}	d_{y1}	d_{y2}	d_{y3}	d_{y4}	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	ϕ_4
18.36477	-10.66803	2.83876	-0.40596	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-137.73570	80.01025	-21.29071	3.04471
-10.66803	15.58322	-9.76052	2.03518	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	80.01025	-116.87410	73.20388	-15.26383
2.83876	-9.76052	13.76819	-6.30793	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-21.29070	73.20387	-103.26140	47.30946
-0.40596	2.03518	-6.30793	4.59814	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	3.04471	-15.26383	47.30946	-34.48604
0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	18.50597	-10.68659	2.76292	-0.38718	94.83756	-53.26672	11.41967	-1.39267
0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-10.68659	15.81795	-9.91974	2.06291	-53.26672	83.70383	-50.91222	9.19839
0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	2.76292	-9.91974	14.28427	-6.63599	11.41967	-50.91222	78.99483	-37.83342
0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.38718	2.06291	-6.63599	4.88940	-1.39267	9.19839	-37.83342	29.81810
-137.73570	80.01025	-21.29071	3.04471	94.83756	-53.26672	11.41967	-1.39267	2570.36100	-1465.75300	348.71760	-46.26264
80.01025	-116.87420	73.20388	-15.26383	-53.26672	83.70383	-50.91221	9.19839	-1465.75300	2229.50900	-1373.71600	265.17450
-21.29070	73.20387	-103.26140	47.30946	11.41967	-50.91221	78.99483	-37.83342	348.71760	-1373.71600	2045.43400	-961.74680
3.04471	-15.26383	47.30947	-34.48604	-1.39267	9.19839	-37.83342	29.81811	-46.26264	265.17450	-961.74680	734.65520

Dada la asimetría de la estructura, el cálculo de la posición del centro de cortante sólo se hará en la dirección "Y". Para la dirección "X", es claro que la ordenada del centro de cortante coincide con la ordenada del centroide de la planta. Por lo tanto, cuando el análisis se efectúa en la dirección "Y", se tendrá que resolver el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} \\ K_{yx} & K_{yy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{0\} \\ \{F_y\} \end{bmatrix}$$

donde el vector $\{F_y\}$ contiene las fuerzas sísmicas obtenidas con el método sísmico estático.

$$\begin{bmatrix} \{F_x\} \\ \{F_y\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 7.20 \\ 14.40 \\ 21.60 \\ 28.80 \end{bmatrix} \text{ Ton}$$

Al resolver el sistema de ecuaciones anterior, el vector de desplazamientos resultante es:

$$\begin{bmatrix} \{u\} \\ \{v\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 14.59 \\ 36.24 \\ 54.21 \\ 65.32 \end{bmatrix} 1/EI$$

Una vez obtenidos los desplazamientos traslacionales de los niveles, se procede a calcular el centro de rigidez de los niveles mediante la ec 3.3.2.6. Aplicando la ec 3.3.2.11 se pueden calcular los centros de cortante de entrepiso, ambos referidos al sistema global de referencia. En la tabla 3.4.2.1, se muestran los resultados anteriores.

Nivel o Entrepiso	F _i (Ton)	V _i (Ton)	Nivel	Entrepiso
			X _R (m)	X _{CC} (m)
1	7.20		-2.58820	
		72.00		5.84708
2	14.40		6.77379	
		64.80		6.78434
3	21.60		6.11081	
		50.40		6.78735
4	28.80		7.29475	
		28.80		7.29475

Tabla 3.4.2.1 Centros de rigidez y cortante.

3.4.3 OBTENCIÓN DE LAS EXCENTRICIDADES ESTÁTICA Y DE DISEÑO PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO TORSIONANTE.

Debido a que el centro de masa se localiza en el centroide de la planta del edificio, el punto de aplicación de la fuerza cortante sísmica en el entrepiso se ubica también en el centroide de la misma. Si no fuera el caso, la posición del punto de aplicación de la fuerza cortante sísmica tendría que calcularse por estática, ecs 3.2.3 y 3.2.4.

Conocidas las coordenadas del centro de cortante (X_{CC} , Y_{CC}) y del punto de aplicación de la fuerza cortante sísmica (X_j , Y_j), para cada entrepiso se pueden obtener las excentricidades estáticas (e_{sxj}) y de diseño (e_{d1} , e_{d2}). Para este caso $b_x = 15.0$ m.

Entrepiso	X_{CC}	X_j	e_{sx}	e_{d1x}	e_{d2x}
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	5.8471	7.5	1.653	3.979	0.153
2	6.7843	7.5	0.716	2.573	-0.784
3	6.7874	7.5	0.713	2.569	-0.787
4	7.2948	7.5	0.205	1.808	-1.295

Es importante mencionar que las excentricidades de diseño se miden del centro de cortante al punto de aplicación de la fuerza cortante sísmica. Un valor negativo de la excentricidad de diseño indicaría que esta tendría que ser medida en sentido contrario a donde se encuentra ubicado el punto de aplicación de la fuerza cortante.

La consideración de las excentricidades de diseño modifican la ubicación del punto de aplicación de la fuerza cortante respecto al centro de cortante, y por tanto, el valor del momento torsionante que se produce en el entrepiso.

Para mayor facilidad en el cálculo numérico del momento torsionante podemos trasladar las fuerzas sísmicas aplicadas en el centro de masa de la estructura, con lo cual obtendríamos un sistema de fuerzas estáticamente equivalentes que produciría los mismos efectos, fig 3.4.3.1. Cabe mencionar que las fuerza sísmicas actuantes en los niveles del edificio son paralelas a la dirección del sismo.

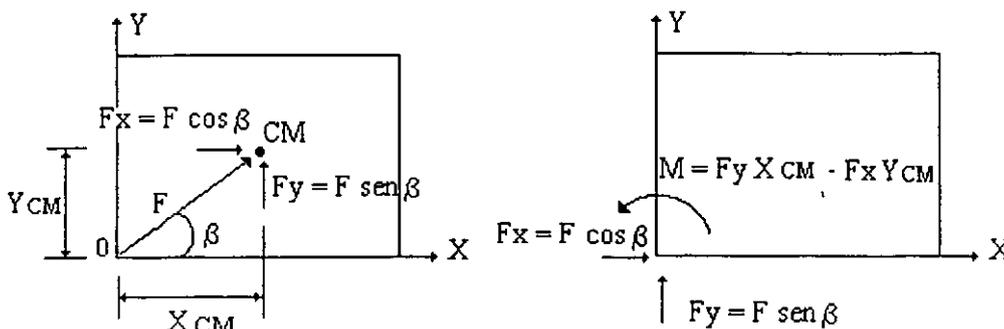
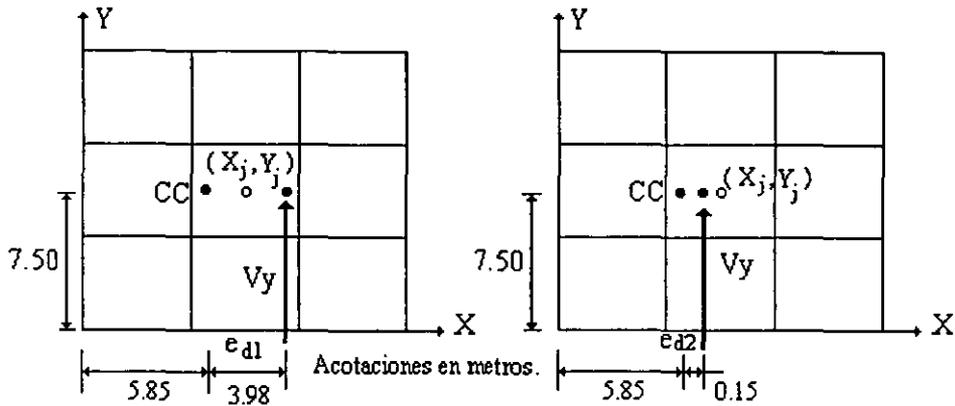


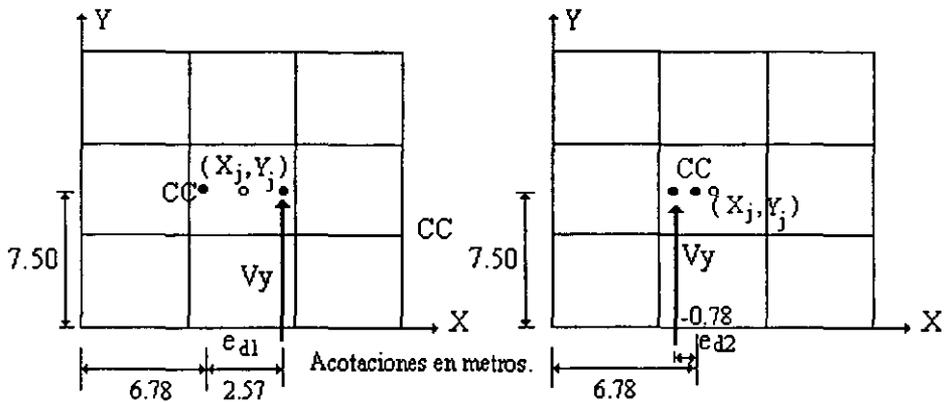
Figura 3.4.3.1 Fuerzas estáticamente equivalentes en el nivel de un edificio.

En las figs 3.4.3.2 a 3.4.3.5 se presenta el cálculo de los momentos torsionantes para los entrepisos del edificio como función de las excentricidades de diseño. En estas figuras, M_{ij} es el momento en el entrepiso "j" debido a la excentricidad "k".



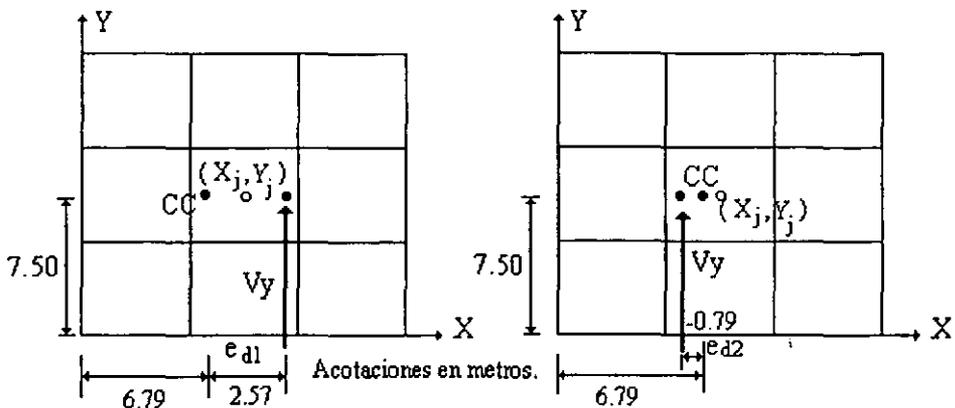
$$M_{11} = 72.00 \times 9.83 = 707.48 \text{ Ton} \cdot \text{m}; M_{12} = 72.00 \times 6.00 = 432.01 \text{ Ton} \cdot \text{m}.$$

Figura 3.4.3.2 Momentos torsionantes en el entrepiso 1.



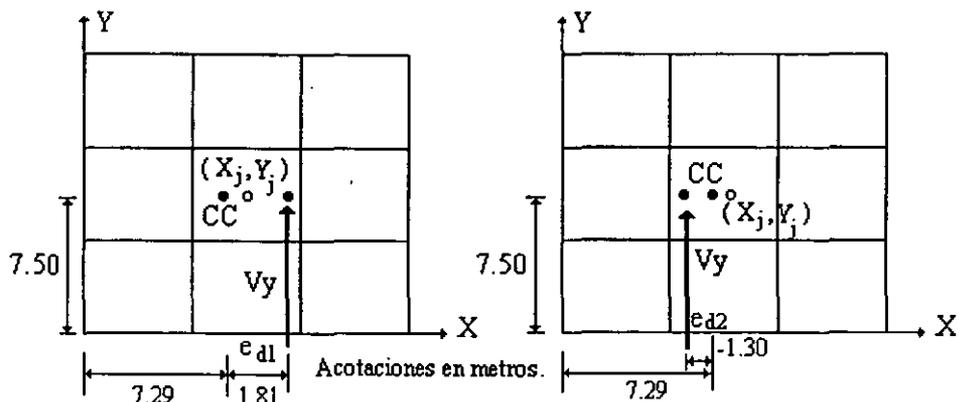
$$M_{21} = 64.80 \times 9.35 = 606.35 \text{ Ton} \cdot \text{m}; M_{22} = 64.80 \times 6.00 = 388.82 \text{ Ton} \cdot \text{m}.$$

Figura 3.4.3.3 Momentos torsionantes en el entrepiso 2.



$$M_{31} = 50.40 \times 9.36 = 471.56 \text{ Ton} \cdot \text{m}; M_{32} = 50.40 \times 6.00 = 302.42 \text{ Ton} \cdot \text{m}.$$

Figura 3.4.3.4 Momentos torsionantes en el entrepiso 3.



$M_{41} = 28.80 \times 9.10 = 262.16 \text{ Ton} \cdot \text{m}$; $M_{42} = 28.80 \times 6.00 = 172.79 \text{ Ton} \cdot \text{m}$.

Figura 3.4.3.5 Momentos torsionantes en el entrepiso 4.

3.4.4 ANÁLISIS CON EFECTOS DE TORSIÓN.

Una vez realizado el análisis de las fuerzas actuantes en los entrepisos, se obtienen las acciones en los niveles del edificio para realizar el análisis sísmico estático según la reglamentación por torsión. Por lo tanto, es indispensable obtener los momentos efectivos que actúan sobre los niveles, los cuales son función de la diferencia algebraica de los momentos de entrepiso. En la siguiente tabla se presenta el cálculo de los momentos efectivos sobre los niveles.

Nivel o Entrepiso	Fi (Ton)	Vi (Ton)	M _{v1}	M _{v2}	M _{v1}	M _{v2}
			Ton - m	Ton - m	Ton - m	Ton - m
1	7.20				101.13	43.19
		72.00	707.48	432.01		
2	14.40				134.79	86.40
		64.80	606.35	388.82		
3	21.60				209.40	129.63
		50.40	471.56	302.42		
4	28.80				262.16	
		28.80	262.16	172.79		172.79

Con base en lo anterior y ya que se tienen dos distintas posiciones de fuerza cortante sísmica para cada entrepiso y para cada dirección de análisis, se puede obtener un número muy grande de combinaciones en función del momento torsionante; sin embargo, si se considera que este momento producido por cada una de las dos excentricidades de diseño se presenta al mismo tiempo en todos los entrepisos, se tendrán dos condiciones de carga para cada dirección de análisis.

Al continuar con el análisis en la dirección "Y", los vectores de fuerzas sísmicas en los niveles asociados a las dos excentricidades de diseño son:

$$\{F_{1y}\} = \begin{bmatrix} \{F_x\} \\ \{F_y\} \\ \{M_y\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 7.20 \\ 14.40 \\ 21.60 \\ 28.80 \\ 101.13 \\ 134.79 \\ 209.40 \\ 262.16 \end{bmatrix} \quad \{F_{2y}\} = \begin{bmatrix} \{F_x\} \\ \{F_y\} \\ \{M_y\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 0.00 \\ 7.20 \\ 14.40 \\ 21.60 \\ 28.80 \\ 43.19 \\ 86.40 \\ 129.63 \\ 171.79 \end{bmatrix}$$

Con el procedimiento descrito anteriormente, para la dirección “X” de análisis, se obtienen los vectores $\{F_{1x}\}$ y $\{F_{2x}\}$ análogos a $\{F_{1y}\}$ y $\{F_{2y}\}$. Estos cuatro vectores resultantes consideran 100% de las fuerzas sísmicas en la dirección respectiva de análisis; sin embargo, ya que el análisis fue elástico, es necesario hacer las combinaciones de fuerzas para satisfacer el requisito que marca el RCDF, relativas a la consideración de efectos sísmicos bidireccionales:

$$\begin{aligned} &\pm 100 \% \text{ sismo en "X"} \pm 30 \% \text{ sismo en "Y"} \\ &\pm 30 \% \text{ sismo en "X"} \pm 100 \% \text{ sismo en "Y"} \end{aligned}$$

Finalmente el edificio se diseña con la envolvente de los elementos mecánicos producto de las combinaciones de análisis realizadas.

3.4.5 COMENTARIOS.

El procedimiento aquí presentado para calcular la posición del centro de cortante de la estructura (Tso y Cheung 1986, Dany y Alcocer 1987) es función de los siguientes parámetros:

- 1.- La matriz de rigidez global de la estructura (Alcocer 1986, Tso y Cheung 1986 y Jiang *et al.* 1993).
- 2.- La distribución y no la magnitud de las fuerzas sísmicas aplicadas al edificio (vector de fuerza). Al respecto, para la misma estructura obtendríamos una posición diferente del centro de cortante si modificamos la distribución de cargas horizontales (Alcocer 1986, Tso y Cheung 1986 y Jiang *et al.* 1993).

Adicionalmente, se puede demostrar que los cambios de secciones de columnas en la altura del edificio no producen variación en las coordenadas del centro de cortante, siempre y cuando se mantenga la simetría en los entrepisos y niveles del edificio, es decir, en las columnas y trabes respectivamente. Siempre y cuando se desprecien las deformaciones por cortante, que es lo que normalmente se hace. Tena y Pérez (2000) ya demostraron que esto no sucedería con estructuras donde las deformaciones por cortante son importantes.

CAPITULO 4

VARIACIÓN ESPACIAL DEL CENTRO DE CORTANTE EN EDIFICIOS ASIMÉTRICOS.

CONTENIDO

4.1 ANTECEDENTES.

4.2 CARACTERÍSTICAS DE ALGUNOS PROGRAMAS COMERCIALES UTILIZADOS PARA EL CÁLCULO DEL CENTRO DE CORTANTE.

4.3 METODOLOGÍA PARA LA OBTENCIÓN DEL CENTRO DE CORTANTE TRIDIMENSIONAL MEDIANTE PROGRAMAS COMERCIALES DE ANÁLISIS.

4.4 MODELOS DE EDIFICIOS ASIMÉTRICOS ESTUDIADOS.

4.4.1 CONSIDERACIONES Y CRITERIOS DE ANÁLISIS.

4.4.2 EDIFICIOS DE 4 NIVELES.

4.4.3 EDIFICIOS DE 15 NIVELES.

4.5 PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.

4.6 COMENTARIOS.

4.1 ANTECEDENTES.

Aunque el problema de la torsión sísmica tiene mayores implicaciones con la incursión de las estructuras en el intervalo no lineal de comportamiento, en la actualidad, para realizar análisis sísmicos estáticos no se estima con suficiente aproximación el valor de la excentricidad estructural antes mencionada, ya que no se considera a la posición del Centro de Cortante (CC) variable en la altura, lo cual origina errores importantes en el cálculo de la asimetría estructural. Sin embargo, para los fines de este trabajo, es de suma importancia conocer con aproximación la ubicación de este punto, de tal forma que podamos conocer el nivel de asimetría de los modelos de edificios previo al estudio de su comportamiento sísmico no lineal.

Como ya se ha mencionado, una forma de obtener la posición del CC en edificios es utilizar modelos de edificios de cortante, los cuales van desde modelos que no incluyen la flexión de las vigas, hasta una formulación que considera flexión en vigas de los marcos planos ortogonales o no en planta. Para ambos casos, el CC es función de la ubicación en planta del marco y de su rigidez de entrepiso, calculada como el cociente entre la fuerza cortante sísmica y el desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos.

Es importante destacar que si los marcos no son ortogonales, los ejes de flexión de las columnas que los forman pueden no ser ejes principales, y por lo tanto, no podrían considerarse como modelos planos. Con base en lo anterior, si consideramos un edificio asimétrico en rigideces en planta, manteniendo constantes las secciones de sus elementos con la altura, podríamos esperar que la ubicación de los CC en todos los entrepisos presentará una variación uniforme; sin embargo, si para la misma estructura utilizamos un planteamiento tridimensional, se puede demostrar que dicha variación es irregular e incluso puede ser subestimada en los últimos entrepisos, y se puede atribuir entre otras cosas a las deformaciones por cortante. Esto último se acentúa en edificios medianos y altos, con asimetría estructural importante.

Es necesario enfatizar que la ubicación del CC de edificios no sólo depende de las rigideces y localización de los elementos estructurales, sino también del sistema de cargas aplicadas a la estructura. Con base en lo anterior, se considera que este tema ha sido poco estudiado, cuando existe asimetría de entrepiso, calculada con el planteamiento matricial tridimensional; su posición es altamente sensible a cambios geométricos en planta y elevación, lo que puede afectar los resultados de análisis realizados por el método sísmico estático (Alcocer 1986, Tso y Cheung 1986 y Jiang *et al.* 1993).

Basados en la metodología propuesta por el Ing Julio Damy Ríos para obtener el CC, en este capítulo se estudia la variación de su localización con la altura; para este estudio se utilizan modelos tridimensionales de edificios con ayuda de programas comerciales y se comparan con los resultados obtenidos de modelos simplificados de cortante (Alcocer, 1986), de un conjunto de edificios representativos de diferentes niveles de asimetría en planta y elevación. Con base en lo anterior, se evaluará el impacto que tienen las diferencias encontradas, sobre los niveles de asimetría estructural como función de su excentricidad, la cual interviene en el diseño sísmico por torsión, cuando se emplea el método de análisis sísmico estático establecido en las NTC de Diseño por Sismo del RCDF.

4.2 CARACTERÍSTICAS DE ALGUNOS PROGRAMAS COMERCIALES UTILIZADOS PARA EL CÁLCULO DEL CENTRO DE CORTANTE.

De la gran variedad de los programas comerciales existentes en nuestro medio, se seleccionaron los programas SAP90 versión profesional, CANNY-E, COMBAT y ETABS versión 6.12 para calcular y evaluar principalmente la ubicación del CC de edificios cuya asimetría en rigideces se proporcionó mediante la adición de muros en la periferia de la planta. Adicionalmente se consideraron modelos de edificios cuya asimetría fue ocasionada por el incremento en algunas secciones transversales de columnas.

A continuación se describen algunas de las características más importantes de los programas comerciales mencionados y las hipótesis en las que se basan para el modelado de muros estructurales.

En el programa SAP90 versión profesional (Wilson y Habibullah, 1990), el modelado de muros suele ser complejo ya que no existe un modelo definido como tal y tiene que construirse empleando una malla de elementos finitos. Por esta razón se decidió analizar los sistemas marco - muro utilizando el modelo de columna ancha, que permite modelar el sistema anterior como una estructura esquelética, que concentra las propiedades de los muros en su eje centroidal. Para este modelo se supone que las zonas de intersección entre el muro y las vigas son infinitamente rígidas a flexión, y resulta de suma importancia incluir en el cálculo de las rigideces, los efectos de deformaciones por cortante, fig 4.2.1.

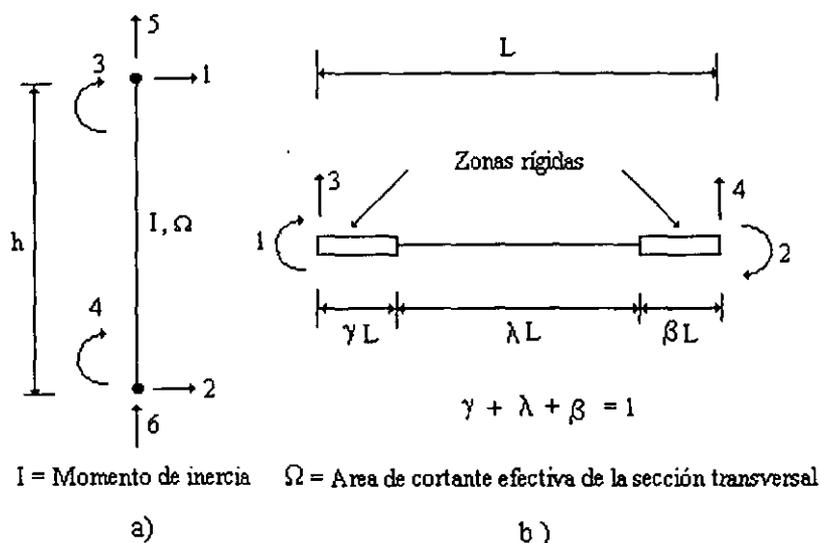


Figura 4.2.1 Grados de libertad para columnas y vigas en el método de la columna ancha. a) columna ancha; b) Vigas con zonas infinitamente rígidas a flexión en sus extremos. (adaptada de Bazán y Meli, 1998)

El programa CANNY-E (Li, 1996) considera que el elemento panel (muro) tiene deformaciones por flexión, cortante y fuerza axial en el plano del muro; no incluye los efectos fuera del plano. El

panel se idealiza como un elemento localizado en el eje centroidal del mismo, como se muestra en la fig 4.2.2; para este modelo el programa no incluye la interacción de los resortes de flexión, cortante y fuerza axial. La hipótesis de sección plana es aplicada para determinar la rotación de las secciones en la base y parte superior del panel, al considerar la traslación vertical de los nudos en las cuatro esquinas del muro. Las columnas adyacentes al muro, son elementos sujetos a compresión o tensión en su plano, fuera de éste, las columnas pueden tener deformaciones por flexión y cortante. Para representar la interacción entre el plano axial de deformación y la flexión fuera del plano, se utiliza un modelo de multi - resortes, fig 4.2.2.

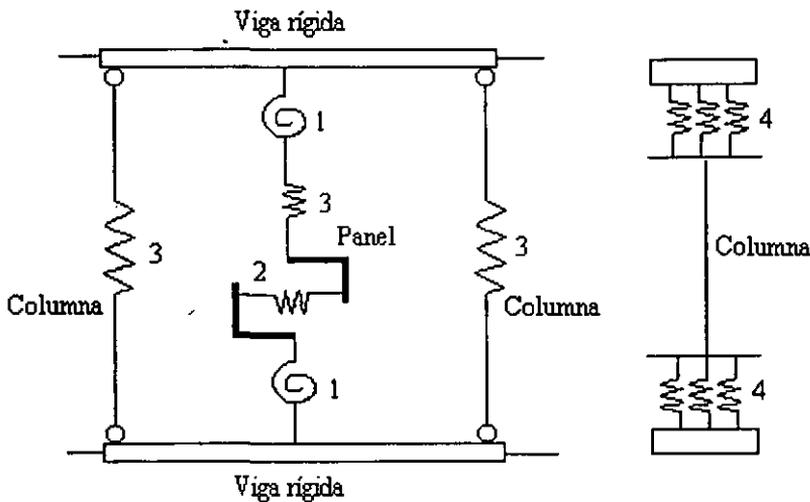


Figura 4.2.2 Elemento panel de cortante. 1: Resorte de flexión, 2: Resorte de cortante, 3: Resorte axial, 4: Multi - resorte. (adaptada de Li, 1996)

De los programas de análisis comerciales que incluyen modelos de muros de relleno con y sin orificios, se encuentra el COMBAT (Comprehensive Building Analysis Tool Computer Program, 1983). Este programa modela los muros por medio de una técnica de subestructuración automática, la cual utiliza elementos planos isoparamétricos de cuatro nodos. La malla de elementos finitos se integra con un máximo de cinco elementos en cada dirección. A cada uno de estos elementos se les puede asignar diferente espesor, incluyendo espesor cero, con lo cual se puede representar la presencia de aberturas.

El proceso que sigue el programa, consiste en convertir los elementos de la malla en un solo superelemento muro. Para ello, y como ocurre en la mayoría de los programas de elementos finitos, se procede a conjuntar la rigidez local de cada elemento, en una matriz de rigideces global.

Los grados de libertad internos se condensan por medio de técnicas de subestructuración y se deja al superelemento muro sólo con los grados de libertad asociados a los nodos de las esquinas, por lo cual la compatibilidad entre los elementos del muro y las columnas y vigas perimetrales, sólo se cumple en dichos nodos.

Como la presencia de un muro de relleno afecta el comportamiento a flexión de las columnas y traveses adyacentes, el modelo implementado en el COMBAT provee de rigidez rotacional a los nudos de unión de estos elementos, mediante la inclusión de vigas rígidas en la malla del elemento muro. De esta manera, los momentos son transmitidos al muro mediante un par de fuerzas que actúan en los extremos de las vigas rígidas. En la fig 4.2.3 se presenta un esquema del modelo propuesto en el programa COMBAT.

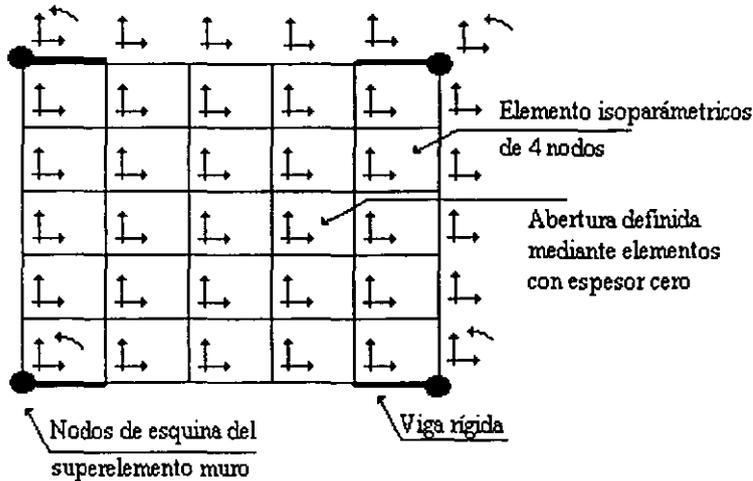


Figura 4.2.3 Modelación de un muro en COMBAT.

El programa ETABS versión 6.12 (Habibullah, 1995) considera la formulación del elemento panel (muro), el cual se define entre dos líneas de columnas (consecutivas o no consecutivas) y entre dos niveles consecutivos cualesquiera. Los paneles pueden o no tener columnas en sus extremos, fig 4.2.4, las cuales pueden soportar fuerza axial, momento torsionante y flexión fuera del plano. El panel del primer nivel se asume empotrado en su base. El elemento panel se basa en una formulación de una membrana de elemento finito isoparamétrica, que incluye componentes de rigidez en el plano rotacional; ésto permite conectarlo con los elementos viga - columna, y contraventeos, y permite la continuidad del modelo sin ningún elemento artificial, tales como vigas rígidas.

El elemento panel ha sido diseñado para su uso en el modelado de muros de cortante, en sistemas donde la flexión está asociada a cortantes horizontales. El programa ETABS, posee un algoritmo interno que permite el cálculo de puntos llamados centros de rigidez de nivel; sin embargo, estos puntos no equivalen al CC; ya que no dependen del vector de carga aplicado en los niveles del edificio y por lo tanto no es recomendable utilizar estos valores en el cálculo de la excentricidad estructural.

En la siguiente sección se muestra el cálculo del CC en distintos modelos de edificios para comparar estos programas comerciales.

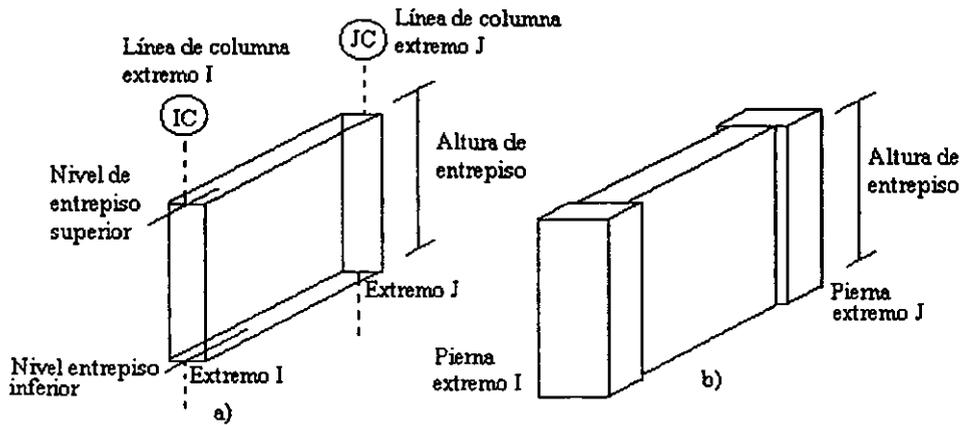


Figura 4.2.4 a) Elemento Panel; b) Elemento panel con piernas. (adaptada de Habibullah, 1995)

4.3 METODOLOGÍA PARA LA OBTENCIÓN DEL CENTRO DE CORTANTE TRIDIMENSIONAL MEDIANTE PROGRAMAS COMERCIALES DE ANÁLISIS.

Para verificar el cálculo del CC tridimensional y calibrar algunos programas comerciales, se seleccionaron diversos modelos de edificios con distintos niveles y tipos de asimetría. En un primer caso, la asimetría se produjo por la variación en planta de las secciones de algunas columnas ubicadas en la periferia del edificio; sin embargo, con la finalidad de tener un mayor impacto en la excentricidad, en un segundo caso se adicionaron muros de concreto, con iguales secciones de columnas.

En los primeros modelos de edificios, se aplicó tal cual, la metodología utilizada en el método matricial propuesto por Damy y Alcocer (1987), es decir, se analizaron direcciones ortogonales independientes, restringiendo la rotación de los diafragmas de piso del edificio y, en función de la localización y fuerzas cortantes de las columnas, por estática, se obtuvieron directamente las coordenadas del CC del entrepiso. Al respecto, los resultados obtenidos con los diferentes programas tuvieron diferencias poco significativas, fig 4.3.1. En esta figura (X_j, Y_j) son las coordenadas del punto de aplicación de la fuerza cortante sísmica.

Sin embargo, cuando la asimetría estructural fue proporcionada al adicionar muros de concreto, la restricción del giro en los niveles del edificio arrojó resultados incongruentes en algunos programas, relacionados con el equilibrio de fuerzas en dirección perpendicular a la del análisis considerado, (ETABS, SUPER ETABS), por lo cual, se determinó que la metodología antes mencionada no era confiable para este tipo de sistemas combinados (marco - muro). Este hecho se puede atribuir a las formulaciones empleadas en los programas para manejar el elemento muro o a las deformaciones por cortante.

Para resolver la problemática anterior, en este trabajo se propone una metodología la cual permite obtener las coordenadas del CC sin restringir inicialmente ningún grado de libertad del diafragma de piso, de tal forma que al aplicar un vector de fuerzas sísmicas en una dirección de análisis, los

niveles del edificio experimentan desplazamientos acoplados de traslación y rotación. Para obtener las coordenadas del CC será necesario aplicar un momento igual y de sentido contrario al que produjo la rotación de los diafragmas de piso (*momento de desequilibrio*), con lo cual se garantiza que sólo existirá traslación de los mismos. Este *momento de desequilibrio* se produce por efecto de las fuerzas cortantes en dirección perpendicular a la dirección de análisis y por los momentos torsionantes que actúan en cada una de las columnas. Finalmente, las coordenadas del CC se calculan al dividir la suma algebraica de los momentos producidos por la fuerza cortante en la dirección de análisis y el momento de desequilibrio, entre la fuerza cortante que actúa en la dirección de análisis considerada.

En las figs 4.3.2 y 4.3.4 se ilustra paso a paso la metodología descrita, aplicada a un entrepiso cuyos valores de fuerzas cortantes se originaron de un análisis con tres grados de libertad. En estas figuras (X_j, Y_j) son las coordenadas del punto de aplicación de la fuerza cortante sísmica.

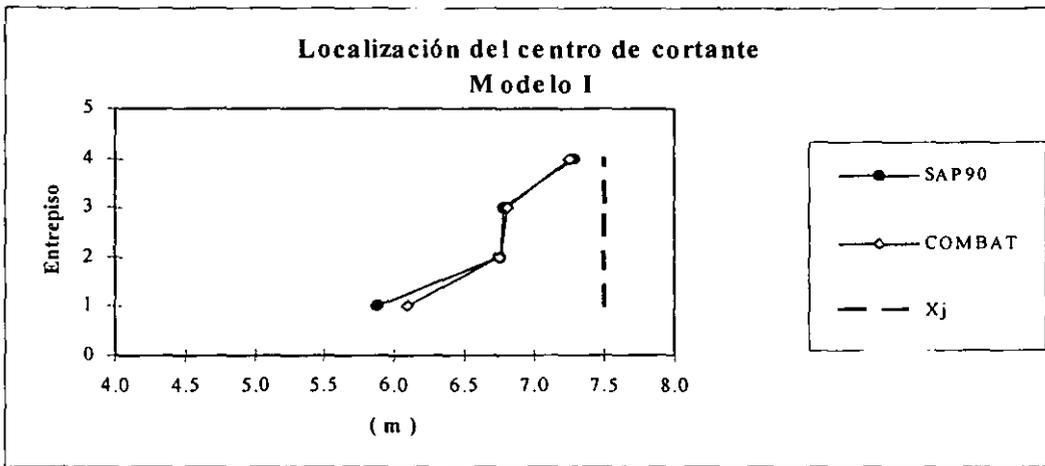


Figura 4.3.1 Variación del CC para el modelo I, descrito en la sección 4.4.2

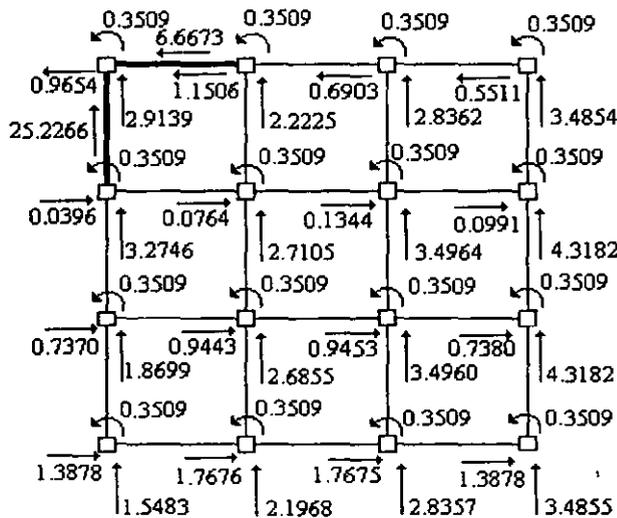


Figura 4.3.2 Elementos mecánicos de un entrepiso, unidades en ton y m.

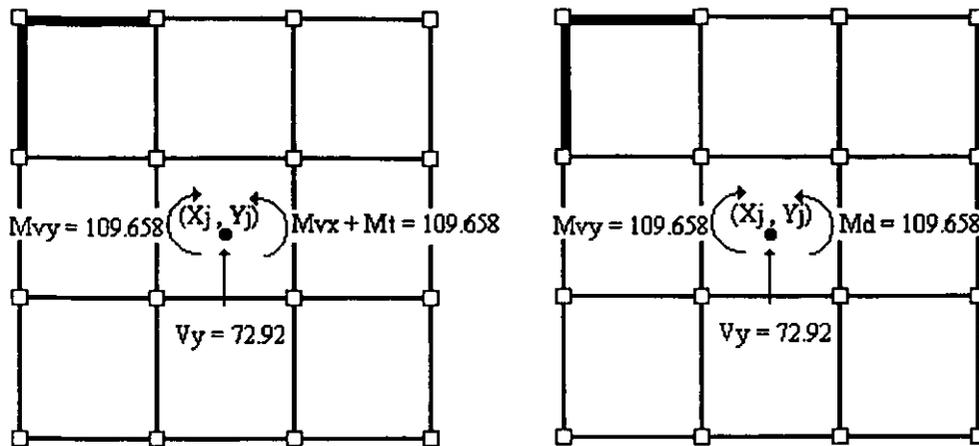


Figura 4.3.3 Cálculo del momento de disequilibrium (M_d), unidades en ton y m.

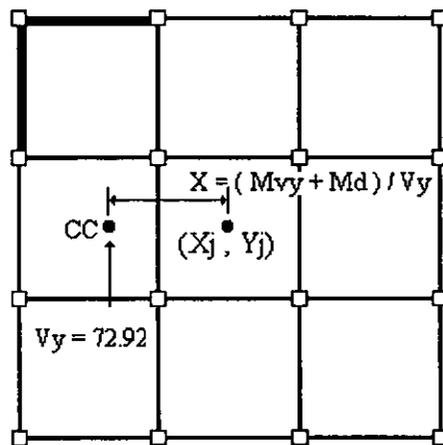


Figura 4.3.4 Coordenadas del CC considerando tres grados de libertad, unidades en ton y m.

Al aplicar esta última metodología se encontró que los programas COMBAT y ETABS versión 6.12 proporcionaron resultados aproximados en el cálculo de los CC de entrepiso, cuando existe asimetría producida por la adición de muros.

4.4 MODELOS DE EDIFICIOS ASIMÉTRICOS ESTUDIADOS.

Para los fines de este capítulo se seleccionó el programa COMBAT para encontrar los CC de entrepiso en los edificios con muros, mientras que para los modelos esqueléticos (formados por vigas y columnas) se utilizó el programa SAP90.

4.4.1 CONSIDERACIONES Y CRITERIOS DE ANÁLISIS.

Los modelos de edificios asimétricos que se estudian en este trabajo corresponden a estructuras del Grupo *B*, localizados en la Zona *III* mencionada en la zonificación goetécnica del Valle de

México, que establece el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Su estructuración se formó con marcos de concreto reforzado, empotrados en su base. Se seleccionó un factor de comportamiento sísmico “ Q ” igual a 4. La planta es cuadrada y está dividida en tres crujeas. Se utilizó concreto clase I con $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$. Se consideró un espesor de la losa de 10 cm en todos los pisos.

Las fuerzas calculadas con el método sísmico estático se dividieron entre el factor reductor Q' igual a 4, si los edificios cumplían las condiciones de regularidad de la sección 6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Si el edificio no cumplió con las condiciones de regularidad el valor de Q' fue de 3.2. Este criterio se aplicó al caso de los modelos con asimetría estructural superior a 0.1 de b .

Para este estudio no se consideró relevante diseñar con todo rigor conforme al RCDF, por lo tanto los diseños no cumplen cabalmente con el RCDF. Es importante mencionar, que al usar el valor de Q igual a 4, se omitió la revisión de los requisitos que debían cumplir los modelos estudiados para poder utilizar este valor. Asimismo, no se realizó la revisión de la distorsión lateral de entrepiso y el armado y detalle de los elementos estructurales (vigas, columnas y muros).

Es importante mencionar que la asimetría en planta en un edificio, puede ser producida por una excentricidad en rigideces, como es el caso de nuestros modelos, por excentricidad en la ubicación del centro de masa de los niveles o por ambas situaciones. Adicionalmente se puede tener asimetría en elevación, la cual también se estudia en este capítulo.

Para comparar los resultados obtenidos con las diferentes formulaciones, se estudiaron edificios de cuatro y 15 niveles con diferentes configuraciones y niveles de asimetría estructural en planta y elevación. En ambos casos se estudia el efecto que produce el colocar muros de concreto o de mampostería. El criterio que se tomó para elegir el espesor de estos muros fue tratar de alcanzar ciertos niveles de asimetría, sin cumplir con requisitos de muros dúctiles o dimensiones adecuadas para su construcción

4.4.2 EDIFICIOS DE 4 NIVELES.

En las figs 4.4.2.1 a 4.4.2.3 se presenta la geometría general de este tipo de edificios, de los cuales se estudian cinco variantes estructurales (modelos I a V) con las siguientes características:

- ✓ Altura de entrepiso de 3.00 metros.
- ✓ Dimensiones de las traveses principales: 50 x 25 cm en todos los pisos.
- ✓ Dimensiones de las columnas: 60 x 60 cm y 40 x 40 cm.

Los modelos I, II, IV y V presentan diferentes niveles de asimetría en planta. La asimetría en elevación para este edificio se estudia en el modelo III. En las tablas 4.4.2.1 y 4.4.2.2 se presentan la distribución de columnas y muros que producen la asimetría estructural del modelo de cuatro niveles.

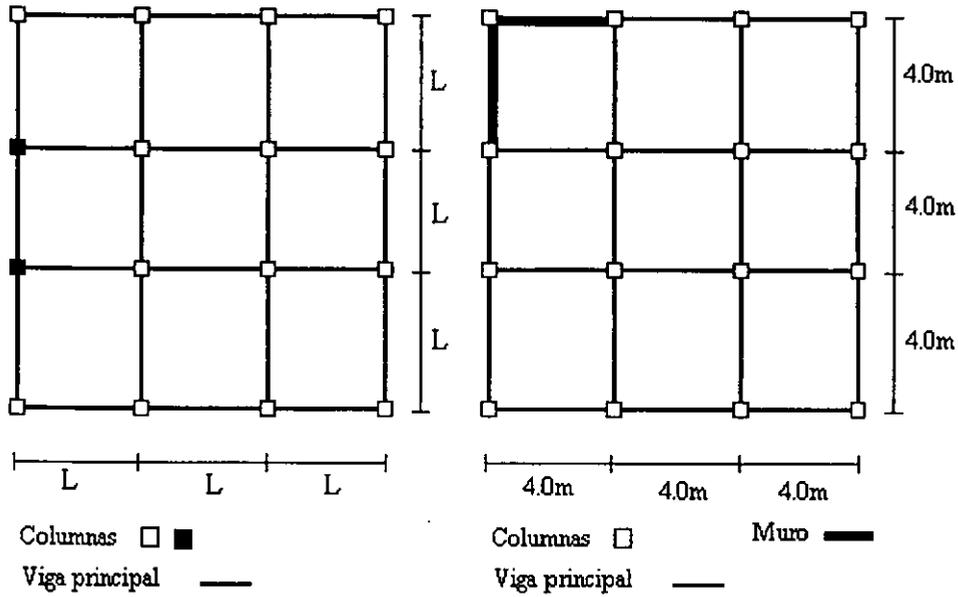


Figura 4.4.2.1 Planta de los modelos I, II y III. Figura 4.4.2.2 Planta de los modelos IV y V.

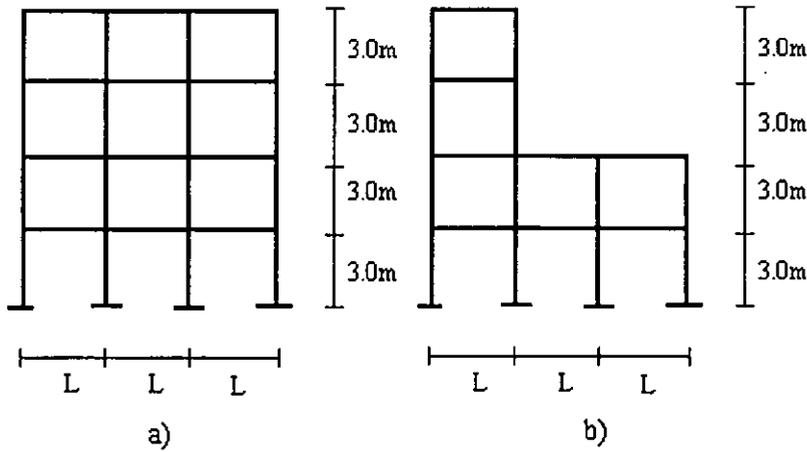


Figura 4.4.2.3 Elevación del edificio. a) Modelos I,II,IV y V, b) Modelo III.

Tabla 4.4.2.1 Propiedades y parámetros de análisis para el edificio de 4 niveles, modelos I a III.

Modelo	L (m)	Columnas en Negro (cm)	Columnas en Blanco (cm)	W (Ton / m ²)
I	5.0	60 x 60	40 x 40	0.8
II	5.0	40 x 40	60 x 60	1.0
III	5.0	40 x 40	40 x 40	0.8

Tabla 4.4.2.2 Propiedades y parámetros de análisis para el edificio de 4 niveles, modelos IV y V.

Modelo	Columnas (cm)	Muro	W (Ton / m ²)
IV	60 x 60	Concreto, $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, 8 cm de espesor	1.304 y 1.152
V	60 x 60	Mampostería de $f^*_m = 15 \text{ kg/cm}^2$, 10 cm de espesor	1.304 y 1.152

4.4.3 EDIFICIOS DE 15 NIVELES.

En las figs 4.4.3.1 y 4.4.3.2 se presenta la geometría general de este tipo de edificios, de los cuales se estudiaron ocho variantes estructurales (modelos I a VIII) con las siguientes características:

- ✓ Altura de entrepiso de 4.00 m en el primero de ellos y de 3.2 m en los restantes.
- ✓ Dimensiones de las trabes principales: 90 x 35 cm.
- ✓ Dimensiones de las trabes secundarias: 70 x 30 cm.
- ✓ Dimensiones de las columnas: 130 x 130 cm, 120 x 120 cm y de 110 x 110 cm.

A este edificio se le agregaron muros de mampostería y concreto con las características descritas en la tablas 4.4.3.1 y 4.4.3.2. Los muros se colocaron en toda la altura de los modelos, es decir, del entrepiso 1 al 15. Los modelos I al VIII presentan diferentes niveles de asimetría en planta. La geometría del edificio se presenta en las figs 4.4.3.1 y 4.4.3.2.

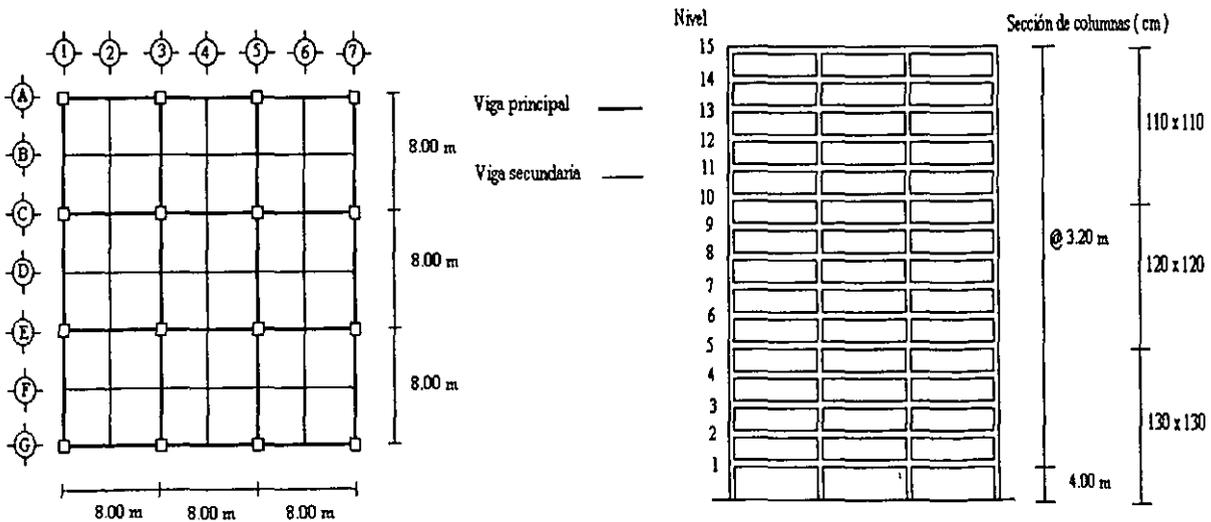


Figura 4.4.3.1 Geometría en planta del edificio. Figura 4.4.3.2 Geometría en elevación del edificio.

TABLA 4.4.3.1 Propiedades y parámetros de análisis para el edificio de 15 niveles, modelos I al IV.

Modelo	Muro de tabique, $f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2$, 15cm de espesor	Nivel 1 al 14	Nivel 15
		w (kg / m ²)	w (kg / m ²)
I	Entre Eje 1 - 2 y A - B	690	450
II	Entre Eje 1 - 3 y A - C	690	450
III	Entre Eje 1 - 5 y A - E	690	450
IV	Entre Eje 1 - 7 y A - G	690	450

TABLA 4.4.3.2 Propiedades y parámetros de análisis para el edificio de 15 niveles, modelos V al VIII.

Modelo	Muro de concreto, $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, 15 cm de espesor	Nivel 1 al 14	Nivel 15
		w (kg / m ²)	w (kg / m ²)
V	Entre Eje 1 - 2 y A - B	690	450
VI	Entre Eje 1 - 3 y A - C	690	450
VII	Entre Eje 1 - 4 y A - D	690	450
VIII	Entre Eje 1 - 5 y A - E	690	450

4.5 PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.

En las tablas de la 4.5.1 a 4.5.5 se presentan las coordenadas del CC para los modelos de cuatro niveles estudiados con base en las formulaciones antes descritas. Para los modelos de 15 niveles, el tamaño de las tablas hace imposible que se presenten en el escrito, por lo cual solo se grafican los valores obtenidos.

En las figs de la 4.5.1 a la 4.5.13 se dibuja la variación espacial del CC para todos los modelos estudiados. Para tener una estimación aproximada del grado de asimetría que presenta un tipo de modelo respecto a otro, se calculó el promedio de la relación $(e/b)_p$, y se anexa a estas figuras. Este valor, solo es indicativo, ya que debido a la variación en la localización que tiene el CC, no se tiene un valor constante de excentricidad en todos los entresijos de los edificios analizados; sin embargo, en el apéndice A, figs A-1 a A-13, se presenta la relación e/b para cada uno de los entresijos de los modelos estudiados y se compara con el 10% de la dimensión en planta medida paralelamente a la excentricidad antes mencionada, que es un requisito de regularidad establecido por la sección 6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (D.D.F., 1987).

Para los modelos de edificios estudiados en este capítulo, el centro de masas (CM) coincide con el centro geométrico de los niveles, y por tanto, las coordenadas del punto de aplicación de la fuerza cortante sísmica (X_j, Y_j), será la proyección en planta del CM sobre el entrepiso.

Para identificar los distintos planteamientos empleados en el cálculo del CC, en las figuras y tablas se llamó modelo de “Flexión” al método matricial tridimensional, “Cortante I”, al método que asume rigidez infinita de vigas y “Cortante II”, al procedimiento basado en la rigidez de entrepiso, que al igual que el procedimiento tridimensional, considera flexión en las vigas.

Tabla 4.5.1 Localización del CC del Modelo I.

Entrepiso	Modelo de Flexión X_{cc} (m) (SAP90)	Modelo de Cortante I X_{cc} (m)	Modelo de Cortante II X_{cc} (m)	X_j (m)	e_s/b Modelo de Flexión	e_s/b Modelo de Cortante I	e_s/b Modelo de Cortante II
1	5.88	4.98	6.15	7.50	0.11	0.17	0.09
2	6.76	4.98	6.61	7.50	0.05	0.17	0.06
3	6.79	4.98	6.80	7.50	0.05	0.17	0.05
4	7.28	4.98	7.05	7.50	0.01	0.17	0.03

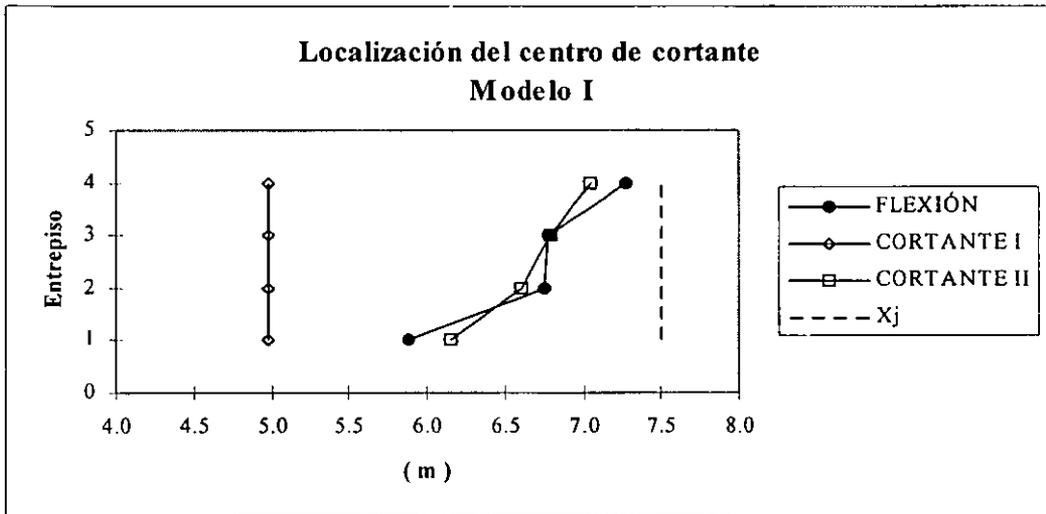


Figura 4.5.1 Localización del CC del Modelo I. $(e_s/b)_p = 0.05$ (modelo tridimensional), $(e_s/b)_p = 0.17$; (modelo de cortante I), $(e_s/b)_p = 0.06$ (modelo de cortante II).

TABLA 4.5.2 Localización del CC del Modelo II.

Entrepiso	Modelo de Flexión X_{cc} (m) ETABS	Modelo de Cortante I X_{cc} (m)	Modelo de Cortante II X_{cc} (m)	X_j (m)	e_s/b Modelo de Flexión	e_s/b Modelo de Cortante I	e_s/b Modelo de Cortante II
1	8.09	8.336	8.17	7.50	0.04	0.06	0.04
2	7.80	8.336	8.10	7.50	0.02	0.06	0.04
3	7.75	8.336	8.05	7.50	0.02	0.06	0.04
4	7.37	8.336	8.03	7.50	0.01	0.06	0.04

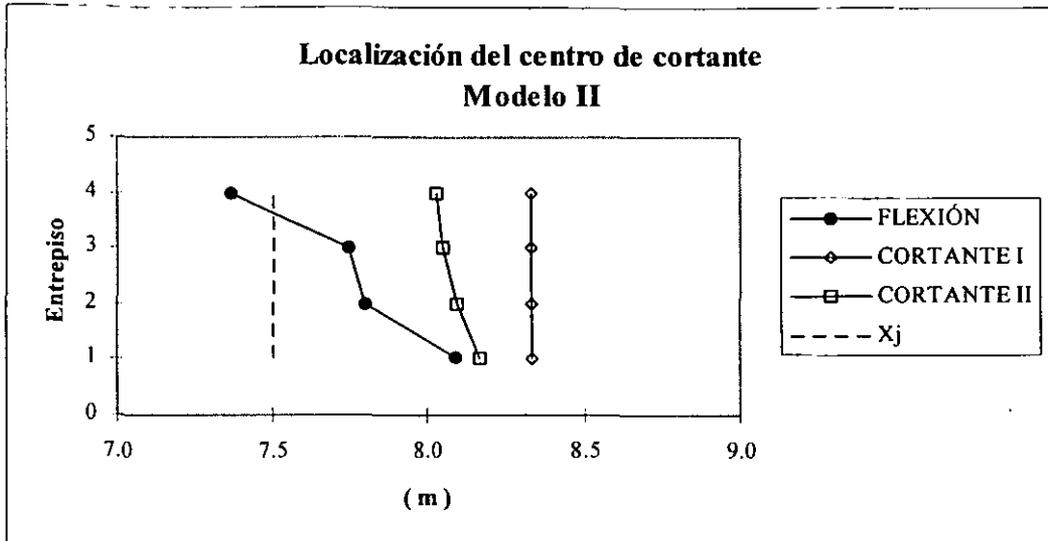


Figura 4.5.2 Localización del CC del Modelo II. $(e_s/b)_p = 0.02$ (modelo tridimensional), $(e_s/b)_p = 0.06$ (modelo de cortante I), $(e_s/b)_p = 0.04$ (modelo de cortante II).

Tabla 4.5.3 Localización del CC del Modelo III.

Entrepiso	Modelo de Flexión X _{cc} (m) SAP90	Modelo de Cortante I X _{cc} (m)	Modelo de Cortante II X _{cc} (m)	X _j (m)	e _s /b Modelo de Flexión	e _s /b Modelo de Cortante I	e _s /b Modelo de Cortante II
1	7.43	8.90	9.01	5.31	0.14	0.24	0.25
2	8.14	9.34	9.41	4.81	0.22	0.30	0.31
3	2.51	2.50	2.50	2.50	0.00	0.00	0.00
4	2.50	2.50	2.50	2.50	0.00	0.00	0.00

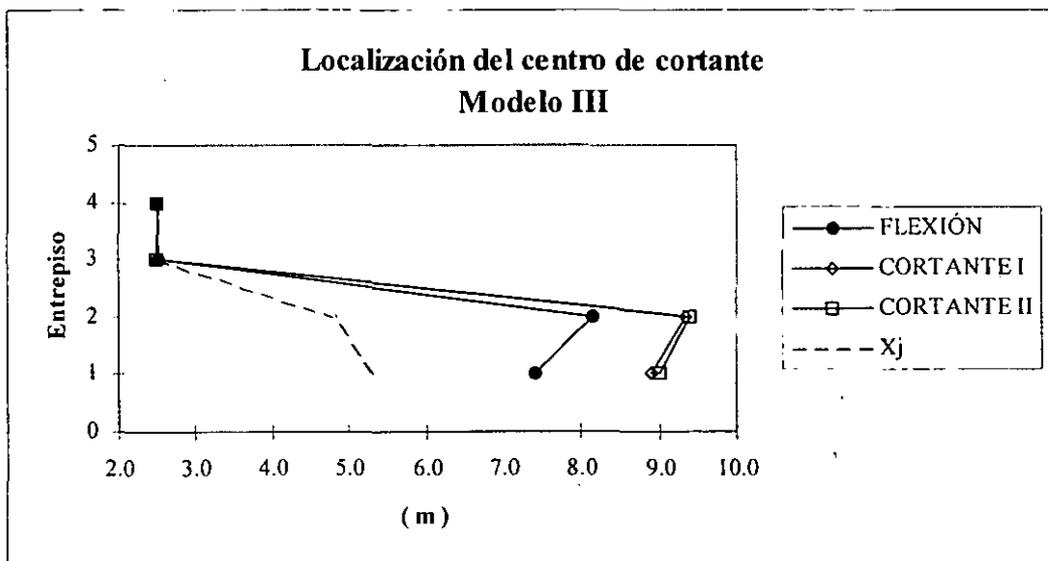


Figura 4.5.3 Localización del CC del Modelo III. $(e_s/b)_p = 0.18$ (modelo tridimensional), $(e_s/b)_p = 0.27$ (modelo de cortante I), $(e_s/b)_p = 0.28$ (modelo de cortante II).

Tabla 4.5.4 Localización del CC del Modelo IV.

Entrepiso	Modelo de Flexión X_{cc} (m) COMBAT	Modelo de Cortante I X_{cc} (m)	Modelo de Cortante II X_{cc} (m)	X_j (m)	e_s/b Modelo de Flexión	e_s/b Modelo de Cortante I	e_s/b Modelo de Cortante II
1	2.99	2.66	3.71	6.00	0.25	0.28	0.19
2	2.14	2.66	4.05	6.00	0.32	0.28	0.16
3	2.67	2.66	4.36	6.00	0.28	0.28	0.14
4	4.32	2.66	4.82	6.00	0.14	0.28	0.10

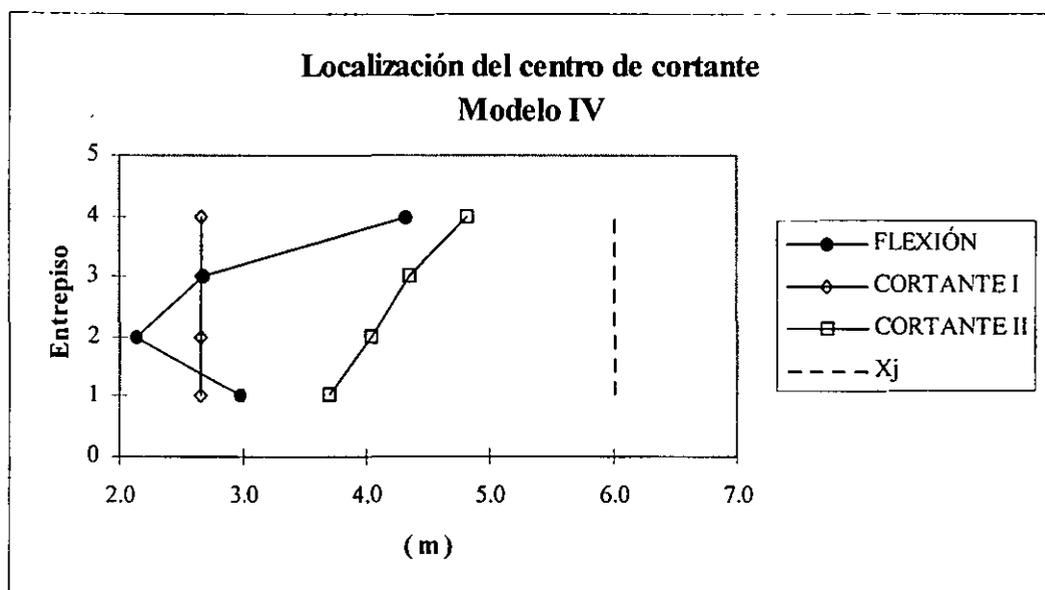


Figura 4.5.4 Localización del CC del Modelo IV. $(e_s/b)_p = 0.25$ (modelo tridimensional), $(e_s/b)_p = 0.28$ (modelo de cortante I), $(e_s/b)_p = 0.15$ (modelo de cortante II).

Tabla 4.5.5 Localización del CC del Modelo V.

Entrepiso	Modelo de Flexión X_{cc} (m) COMBAT	Modelo de Cortante I X_{cc} (m)	Modelo de Cortante II X_{cc} (m)	X_j (m)	e_s/b Modelo de Flexión	e_s/b Modelo de Cortante I	e_s/b Modelo de Cortante II
1	5.36	5.05	4.94	6.00	0.05	0.08	0.09
2	4.90	5.05	4.90	6.00	0.09	0.08	0.09
3	4.81	5.05	4.87	6.00	0.10	0.08	0.09
4	4.97	5.05	4.83	6.00	0.09	0.08	0.10

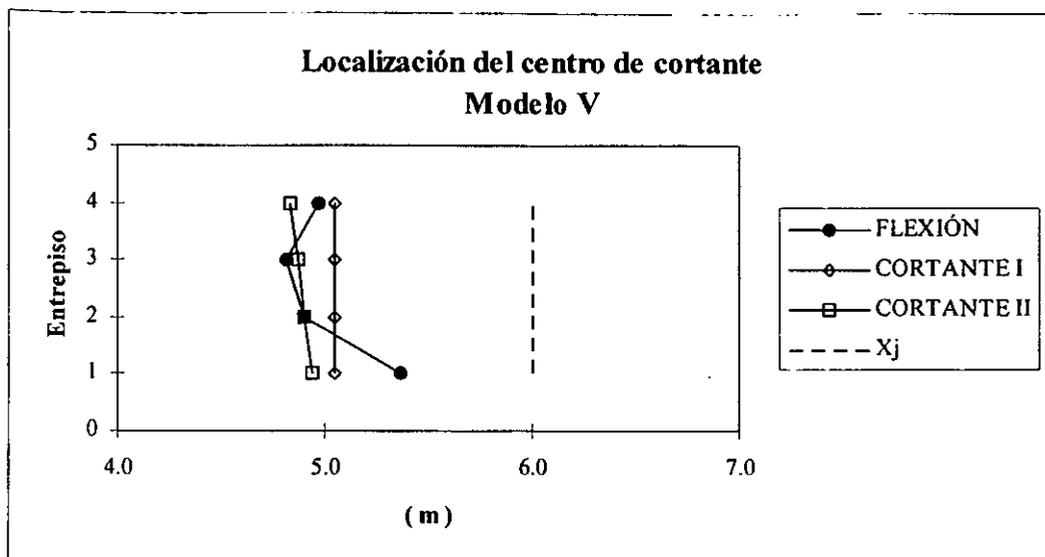


Figura 4.5.5 Localización del CC del Modelo V. $(e_s/b)_p = 0.08$ (modelo tridimensional), $(e_s/b)_p = 0.08$ (modelo de cortante I), $(e_s/b)_p = 0.09$ (modelo de cortante II).

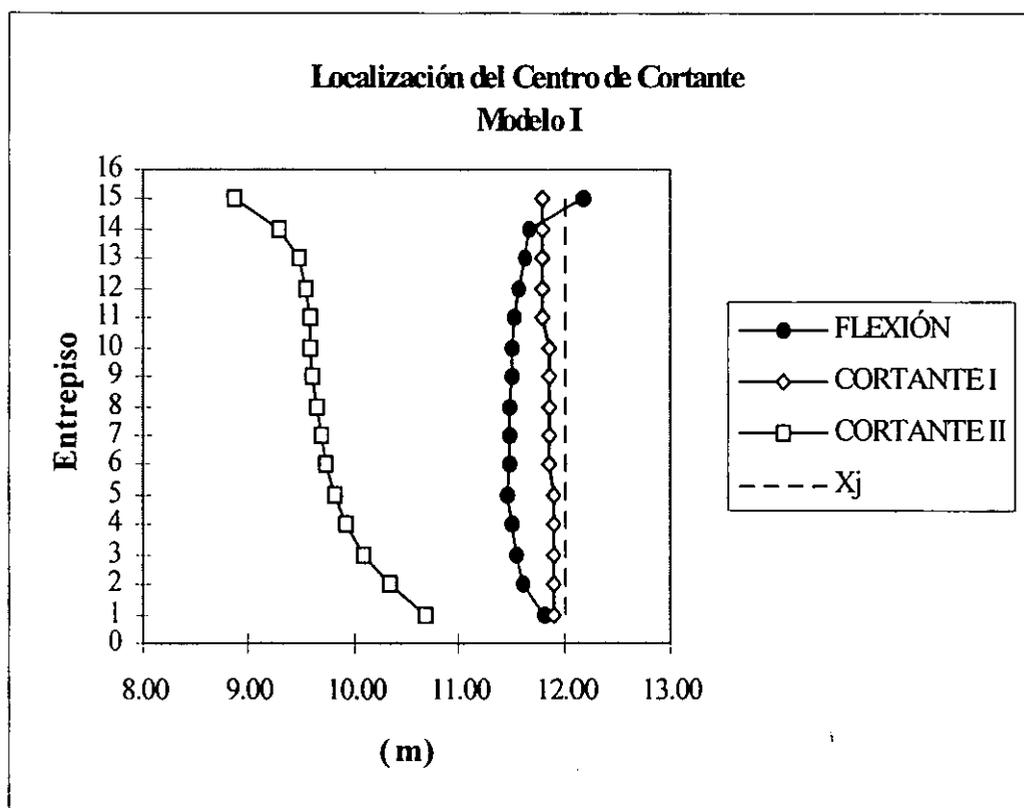


Figura 4.5.6 Localización del CC del Modelo I. $(e_s/b)_p = 0.018$ (modelo tridimensional), $(e_s/b)_p = 0.006$ (modelo de cortante I), $(e_s/b)_p = 0.095$ (modelo de cortante II).

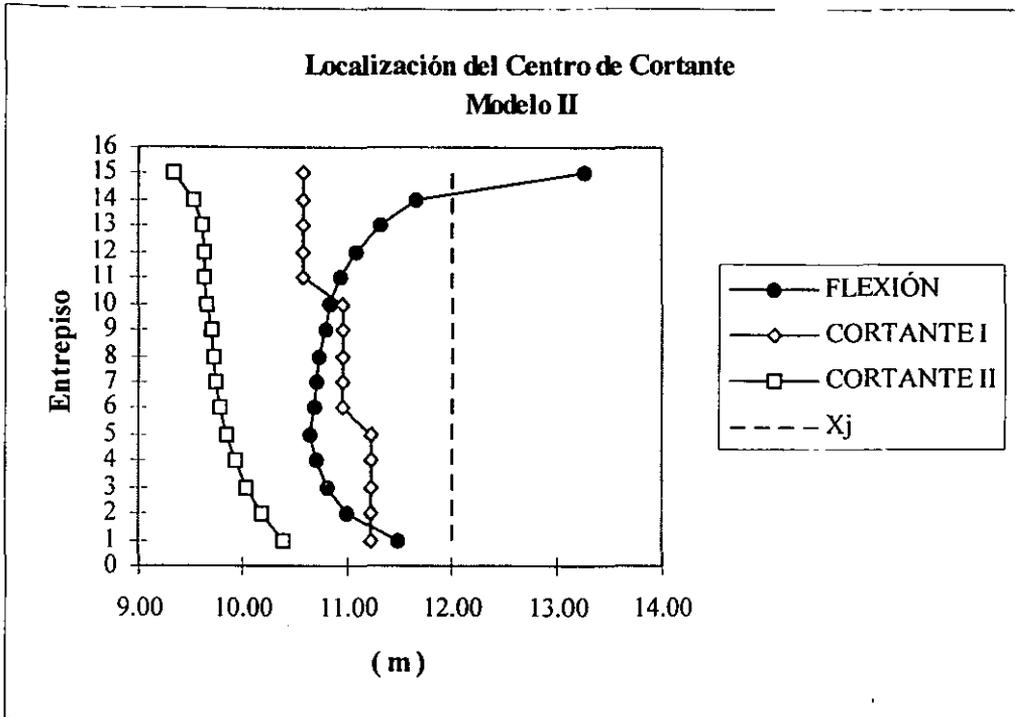


Figura 4.5.7 Localización del CC del Modelo II. $(e_s/b)_p = 0.044$ (modelo tridimensional), $(e_s/b)_p = 0.045$ (modelo de cortante I), $(e_s/b)_p = 0.092$ (modelo de cortante II).

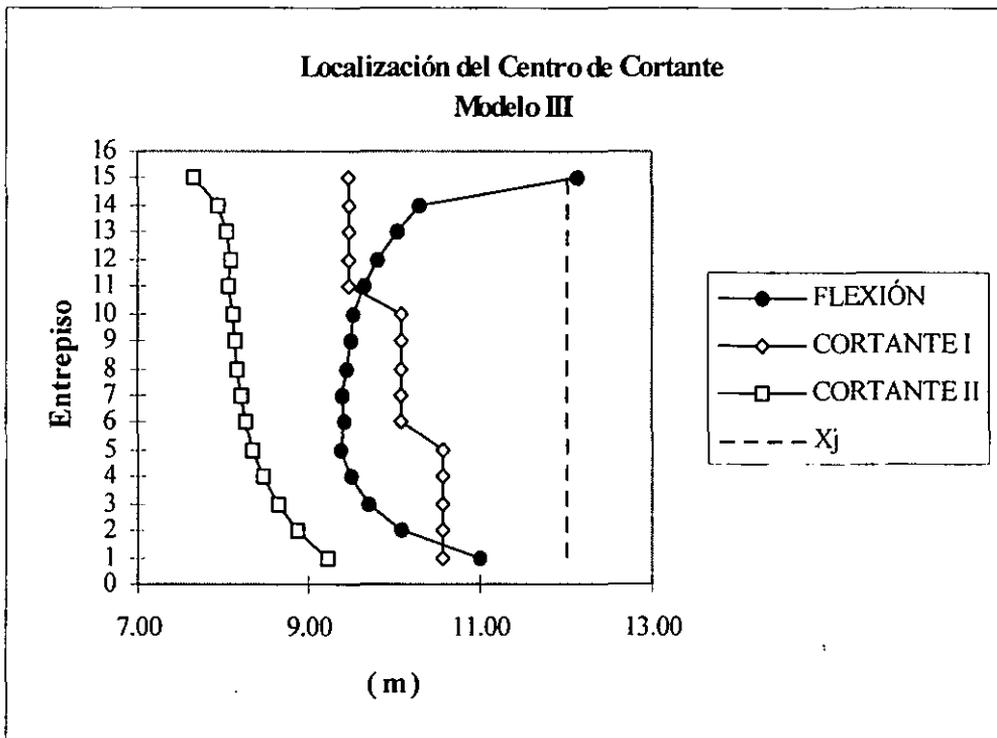


Figura 4.5.8 Localización del CC del Modelo III. $(e_s/b)_p = 0.087$ (modelo tridimensional), $(e_s/b)_p = 0.082$ (modelo de cortante I), $(e_s/b)_p = 0.155$ (modelo de cortante II).

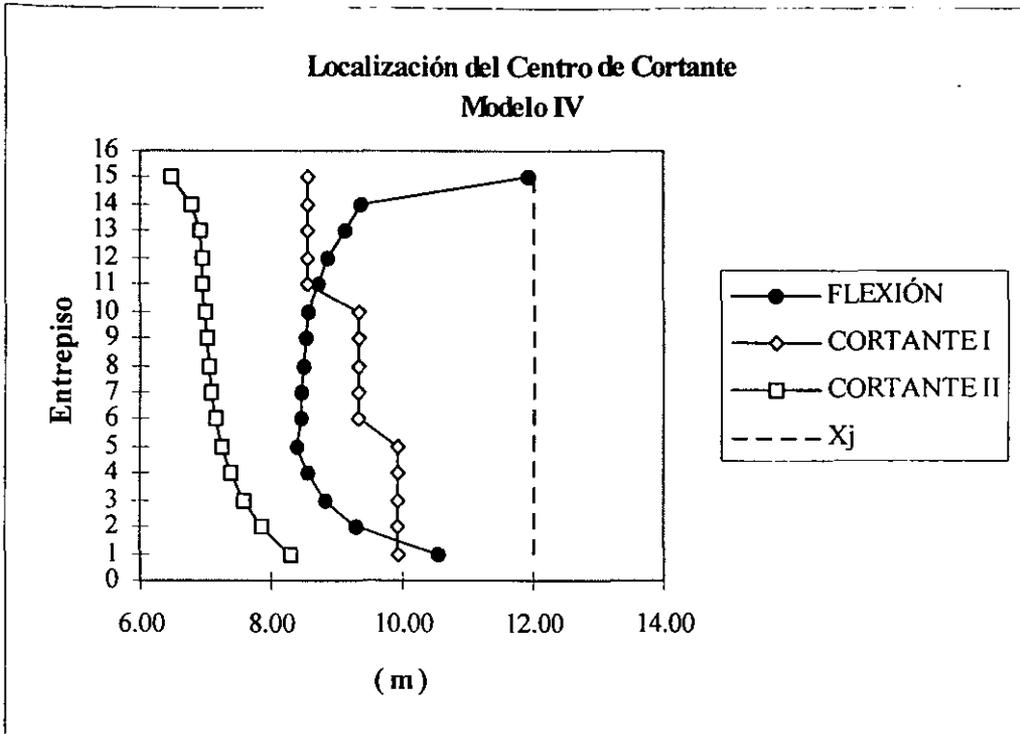


Figura 4.5.9 Localización del CC del Modelo IV. $(e_s/b)_p = 0.121$ (modelo tridimensional), $(e_s/b)_p = 0.113$ (modelo de cortante I), $(e_s/b)_p = 0.201$ (modelo de cortante II).

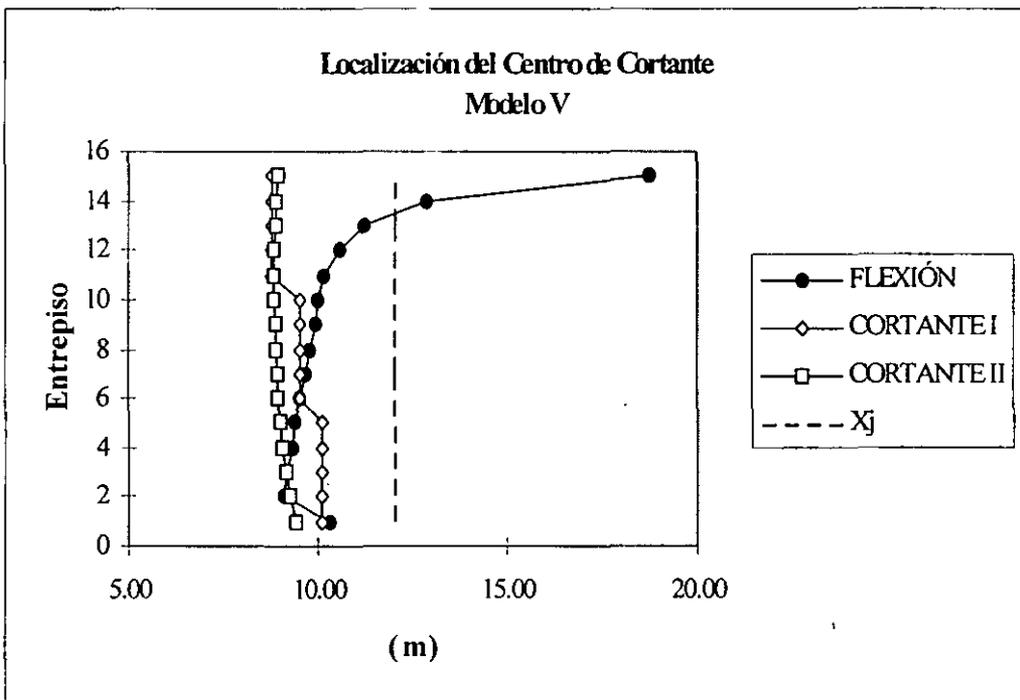


Figura 4.5.10 Localización del CC del Modelo V. $(e_s/b)_p = 0.098$ (modelo tridimensional), $(e_s/b)_p = 0.105$ (modelo de cortante I), $(e_s/b)_p = 0.123$ (modelo de cortante II).

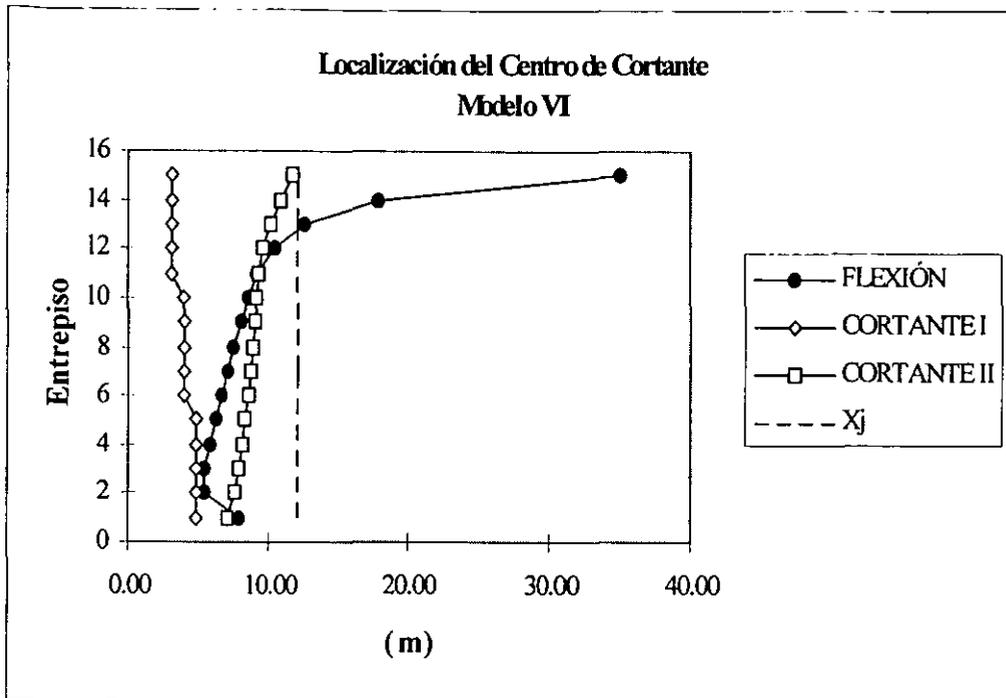


Figura 4.5.11 Localización del CC del Modelo VI. $(e_s/b)_p = 0.236$ (modelo tridimensional), $(e_s/b)_p = 0.337$ (modelo de cortante I), $(e_s/b)_p = 0.123$ (modelo de cortante II).

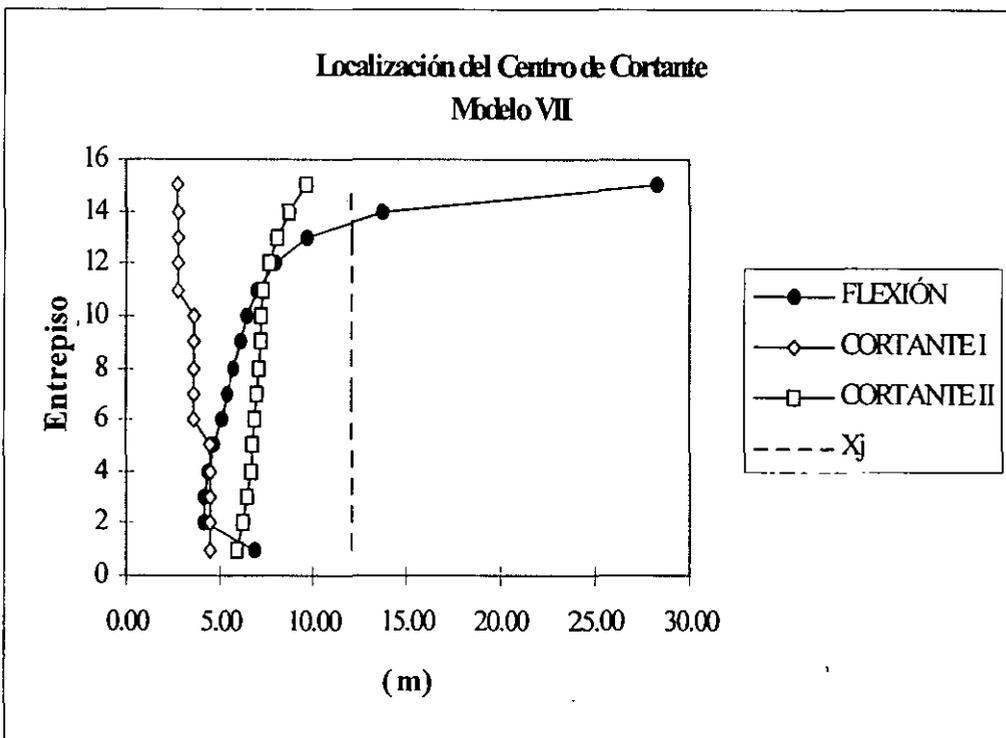


Figura 4.5.12 Localización del CC del Modelo VII. $(e_s/b)_p = 0.267$ (modelo tridimensional), $(e_s/b)_p = 0.349$ (modelo de cortante I), $(e_s/b)_p = 0.196$ (modelo de cortante II).

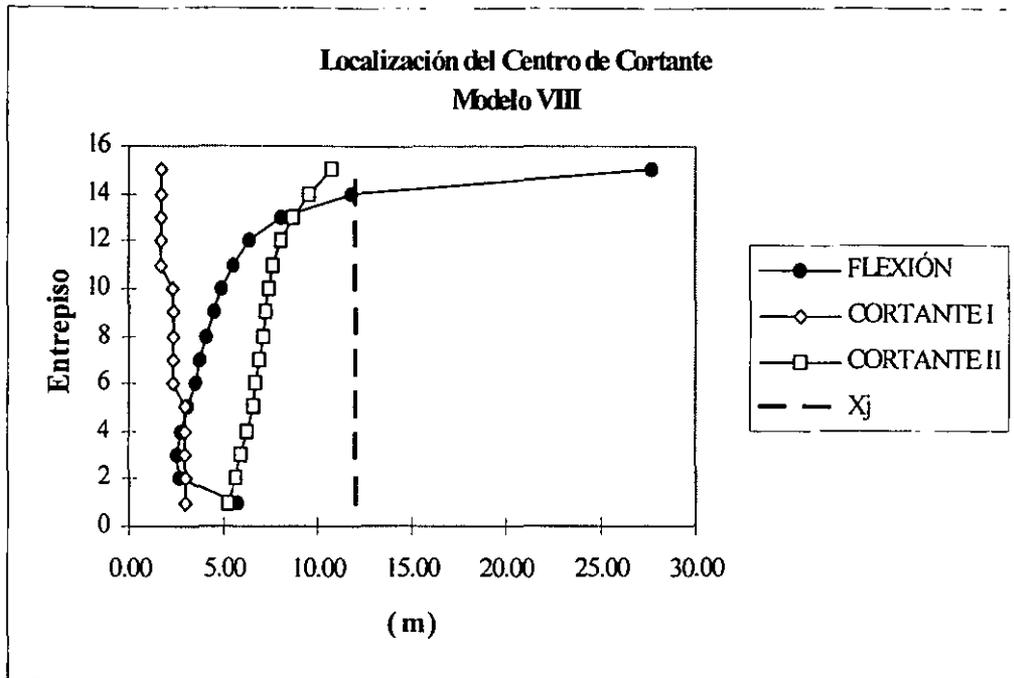


Figura 4.5.13 Localización del CC del Modelo VIII. $(e_s/b)_p = 0.318$ (modelo tridimensional), $(e_s/b)_p = 0.402$ (modelo de cortante I), $(e_s/b)_p = 0.194$ (modelo de cortante II).

En los modelos de cuatro niveles con asimetría estructural provocada por el incremento o disminución en las dimensiones de algunas columnas localizadas en la periferia, se observa que al aplicar la formulación tridimensional, la mayor excentricidad se presenta en el primer entrepiso y esta tiende a decrecer con la altura del edificio, mientras que el método de rigidez de entrepiso que considera flexión en las vigas (modelo de cortante II) presenta una distribución más uniforme con la altura. Los valores calculados del CC mediante el método que considera rigidez a flexión infinita de las vigas (modelo de cortante I), son los que presentan mayor excentricidad, figs 4.5.1 y 4.5.2.

Al analizar los resultados del modelo III correspondiente al edificio de cuatro niveles, el cual presenta asimetría en elevación, se observa que se induce una fuerte excentricidad en los primeros entrepisos y la variación del CC es muy similar en los dos planteamientos de cortante, y se obtienen valores menores con el planteamiento tridimensional. Es evidente que a pesar de que la simetría en planta se mantiene en todos los entrepisos, existe una diferencia importante en excentricidades entre el segundo y el tercer entrepiso, lo cual ocasionará que el momento efectivo sobre el segundo nivel sea el más crítico del edificio. Este efecto es común en edificios asimétricos en elevación y puede acentuarse aún más, si existe también asimetría en planta, fig 4.5.3 (Alcocer, 1986).

Si a estos mismos edificios de cuatro niveles se les adicionan muros de concreto (modelo IV) se observa cambio en la tendencia de la variación del CC. El efecto más importante es que la asimetría mayor no se produce en el primer entrepiso, como sucedió con los modelos I y II, sino en entrepisos intermedios. Al respecto, se puede observar que las mayores excentricidades se

alcanzan para el modelo tridimensional, fig 4.5.4. Para este caso el modelo de cortante I conduce a valores menores de excentricidades, fig 4.5.4.

Al sustituir el muro de concreto por uno de mampostería (Modelo V), la tendencia anteriormente obtenida se suaviza, pero mantiene las características descritas, fig 4.5.5.

Dado que el mayor impacto de la asimetría estructural de un edificio se produce por la presencia de muros, más que por la de columnas de diferentes dimensiones, se decidió estudiar un modelo de 15 niveles con muros de concreto y de mampostería colocados en la periferia de la planta.

Al analizar los resultados presentados en las figs 4.5.6 a 4.5.9, las cuales corresponden a edificios con muros de mampostería cuyas longitudes y ubicaciones son indicadas en la tabla 4.4.3.1, se observa que la variación del CC tiene una tendencia muy similar a la obtenida en el modelo V de cuatro niveles, es decir, para el planteamiento tridimensional, la mayor excentricidad se alcanza en entresijos intermedios, mientras que en el modelo de cortante tradicional sucede en el último entresijo. Al comparar los resultados obtenidos con el planteamiento tridimensional se observa inicialmente que el CC en los últimos entresijos se mueve hacia la zona de menor rigidez (Modelos I y II); sin embargo, cuando se incrementa el número de muros en la periferia (Modelos III y IV), el CC tiende a coincidir con la ubicación del centro de cortante.

Los resultados obtenidos mediante el modelo de cortante I, presentan una tendencia escalonada en la cual se identifica un incremento en la excentricidad conforme se disminuye la sección transversal de las columnas en elevación. Para este modelo se observa también que la excentricidad se subestima en los entresijos intermedios. El modelo de cortante II es, en todos los casos, el que conduce a mayores excentricidades.

En las figs 4.5.10 a 4.5.13, correspondientes a los edificios que poseen muros de concreto, se observa que la posición del CC calculada con los modelos de cortante II, a excepción del modelo V, subestima los valores de la excentricidad. Para los modelos VI, VII y VIII, el modelo de cortante I pudiera ser el que conduce a mayores excentricidades en los entresijos intermedios; sin embargo, en los últimos entresijos el método tridimensional arroja mayores excentricidades. Un aspecto destacable de estas figuras, es la tendencia que presenta la posición del CC para alejarse de la zona de mayor rigidez en la planta del edificio. Este hecho implica que la torsión en los últimos entresijos invierte su sentido respecto a los primeros, y definitivamente, los cálculos del CC mediante modelos basados en rigidez de entresijo que no incluyen deformaciones por corte, son erróneos. El problema puede ser más grave aún si se observa que el nivel de excentricidad que se alcanza en estos últimos entresijos supera a los valores de excentricidades obtenidos mediante modelos de cortante. Esta tendencia también se observó en los modelos de cuatro niveles, aunque en menor escala.

Con base en las tendencias observadas sobre el comportamiento del CC, particularmente con respecto al cambio de posición que experimenta en los últimos entresijos, se decidió estudiar dos variantes estructurales en el modelo de 15, niveles con la finalidad de contrarrestar este efecto. Para la primera de ellas se eliminaron los muros de concreto de los entresijos 10 a 15 y se mantuvieron constantes las secciones transversales de las columnas ubicadas en la zona de menor

rigidez en planta (contraria a la zona de los muros), desde el primer entrepiso. En la segunda variante, solo se eliminaron los muros correspondientes a los entrepisos 10 al 15. Los resultados de estos análisis se presentan en la fig 4.5.14. En ellas se observa que efectivamente la estructuración propuesta logra controlar la tendencia presentada en los últimos entrepisos.

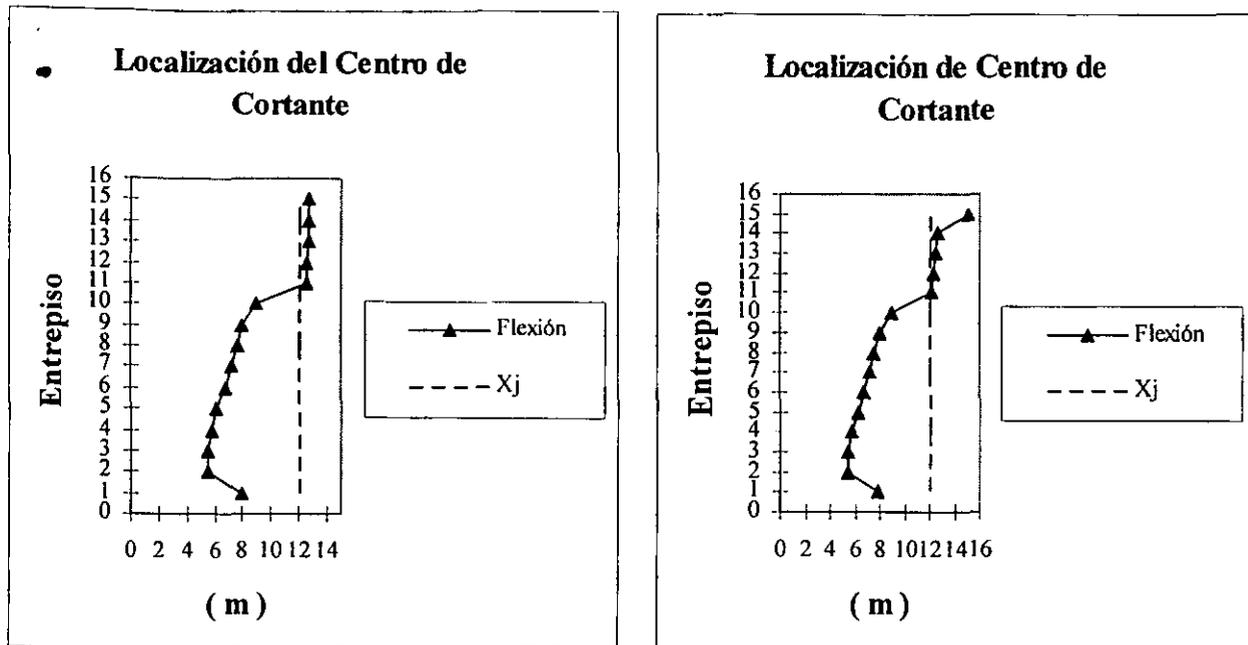


Figura 4.5.14 Variante 1 y 2 del edificio de 15 niveles utilizando el método tridimensional.

4.6 COMENTARIOS.

Para el desarrollo de este capítulo fue necesario llevar a cabo una calibración previa de algunos programas comerciales como los ya mencionados, se obtuvieron los siguientes resultados:

- ✓ Cuando se analizaron modelos asimétricos cuya excentricidad fue generada por la variación de las secciones de un grupo de columnas, al utilizar el procedimiento matricial tridimensional, todos los programas utilizados en este capítulo, arrojaron resultados aproximados en el cálculo del CC; sin embargo, cuando se trató de modelar sistemas estructurales a base marcos y muros, se presentaron diferencias importantes que hicieron necesario descartar algunos programas. Al respecto, se encontró que los programas, COMBAT y ETABS versión 6.12, proporcionan resultados más aproximados en el cálculo del CC.
- ✓ El cálculo del CC, en sistemas marco-muro mediante el empleo de programas comerciales se basó en la metodología descrita en la sección 4.3, ya que, al restringir la rotación de los niveles, el algoritmo que usan los programas arrojó resultados incongruentes, relacionados con el equilibrio de la estructura en la dirección perpendicular a la del análisis.

A continuación, se describen los resultados del estudio que se realizó en este capítulo, el cual tuvo como propósito estudiar algunos aspectos relacionados con la torsión elástica en edificios tridimensionales.

- ✓ Ciertamente aunque los valores de excentricidad estructural que se calculan con modelos de cortante, con y sin flexión de las vigas, fueron aproximados e incluso conducen a mayores excentricidades en los primeros entrepisos, este hecho sólo se cumplió para los edificios con muros de mampostería.
- ✓ Se observó que el cálculo del CC puede ser subestimado en estructuras medianas y altas, con niveles de asimetría estructural importante, como la producida por la presencia de muros de concreto.
- ✓ Definitivamente, en los últimos entrepisos, la ubicación del CC calculada con ambos modelos de cortante son diferentes respecto a las calculadas con el modelo tridimensional. Al respecto, se destacan dos aspectos: las excentricidades casi siempre se subestiman y debido a la localización del CC, se invierte el sentido de la torsión, lo que agrava el problema.
- ✓ Con base en las variantes estructurales que se propusieron al final del capítulo, se pudo observar que el mantener entrepisos sensiblemente simétricos en la parte superior de la estructura, contrarresta los incrementos de excentricidad. Otra solución que resultó efectiva se logró al invertir la asimetría en estos últimos entrepisos.

Las tablas A-1 a A-3 del apéndice A muestran los cortantes y momentos de entrepiso, que se utilizaron para calcular la posición del CC, en los modelos de 15 niveles con muros de mampostería y concreto, así como, de las variantes uno y dos de 15 niveles, de acuerdo con la metodología descrita en la sección 4.3.

CAPITULO 5

DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE EDIFICIOS ESTUDIADOS.

CONTENIDO

5.1 ANTECEDENTES.

5.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES Y CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DE LOS MODELOS.

5.2.1 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES.

5.2.2 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO.

5.2.3 ANÁLISIS DE CARGAS.

5.2.4 DISTORSIÓN LATERAL.

5.2.5 EFECTOS DE TORSIÓN.

5.2.6 COMBINACIONES DE CARGA.

5.3 PARÁMETROS ESTUDIADOS.

5.4 MODELO SIMÉTRICO.

5.5 MODELOS ASIMÉTRICOS EN MASAS.

5.5.1 MODELO I.

5.5.2 MODELO II.

5.5.3 MODELO III.

5.6 MODELOS ASIMÉTRICOS EN RIGIDECES.

5.6.1 MODELO I.

5.6.2 MODELO II.

5.6.3 MODELO III.

5.1 ANTECEDENTES.

Como ya se ha mencionado, en términos generales, la respuesta inelástica de estructuras asimétricas depende de parámetros distintos a las que gobiernan el comportamiento de la respuesta elástica. De los numerosos estudios realizados con modelos simplificados de un nivel, se observó que en el intervalo no lineal de comportamiento, la respuesta de la estructura está fuertemente influenciada por la distribución de rigideces y resistencias en planta. Asimismo, en la mayoría de ellos, se hizo la distinción en la naturaleza de la asimetría estructural, es decir, aquella proporcionada por rigideces o masas, ya que si bien en el intervalo elástico ambos tipos de excentricidad producirían el mismo efecto torsional, en el intervalo inelástico se observaron comportamientos distintos, (Ayala *et al.*, 1992). Por ello, en este trabajo se decidió continuar con este último criterio.

Después de llevar a cabo una breve revisión del problema de la torsión sísmica en edificios, en este capítulo se describen los modelos estructurales propuestos en este trabajo para estudiar la respuesta sísmica torsional de un grupo de edificios con de distintos niveles de asimetría. La selección de estos modelos se basó en resultados previos de estudios con edificios de varios niveles, al considerar características propias de las estructuras que sufrieron mayores daños e incluso colapsaron, durante el temblor ocurrido en México en 1985. En este trabajo se utilizó como excitación las componentes horizontales del registro sísmico de aceleraciones obtenido en la estación SCT de este sismo, figs 5.1.1 y 5.1.2.

Para representar el comportamiento de los elementos resistentes de los modelos estructurales, se definieron modelos de histéresis, que consideran un comportamiento diferente al del modelo elastoplástico perfecto, ya que este no representa adecuadamente el nivel de daño producido, al ignorar efectos como la degradación de resistencia y rigidez, el estrechamiento de los lazos histéreticos debido al agrietamiento y una distribución real de articulaciones plásticas.

Para llevar a cabo lo anterior, en este trabajo se empleó el programa de análisis no lineal CANNY-E, el cual permite realizar análisis tridimensionales no lineales estáticos y dinámicos. En el capítulo 4 se mencionó, que este programa presentó problemas cuando se utilizó para calcular la posición de la fuerza sísmica cortante en el entrepiso para que sólo existiera traslación; sin embargo, los resultados de los análisis al usar el programa CANNY-E son adecuados cuando no se restringe la rotación de los niveles del edificio.

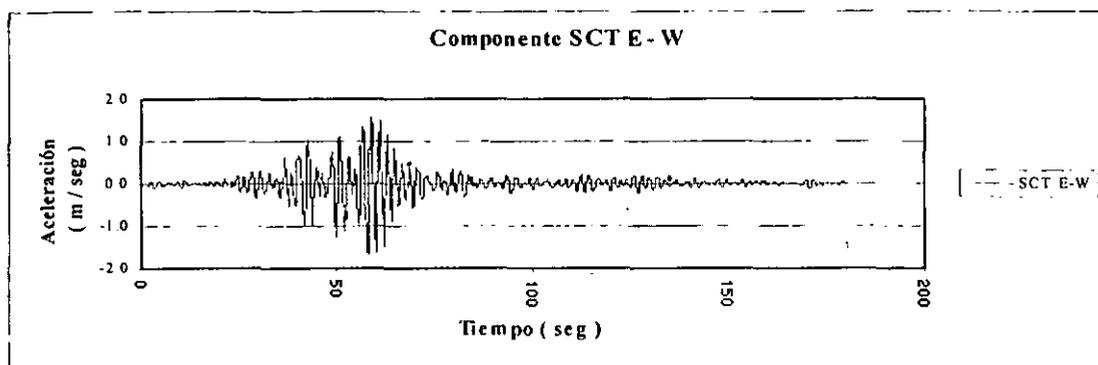


Figura 5.1.1 Componente sísmica E - W del sismo ocurrido en 1985.

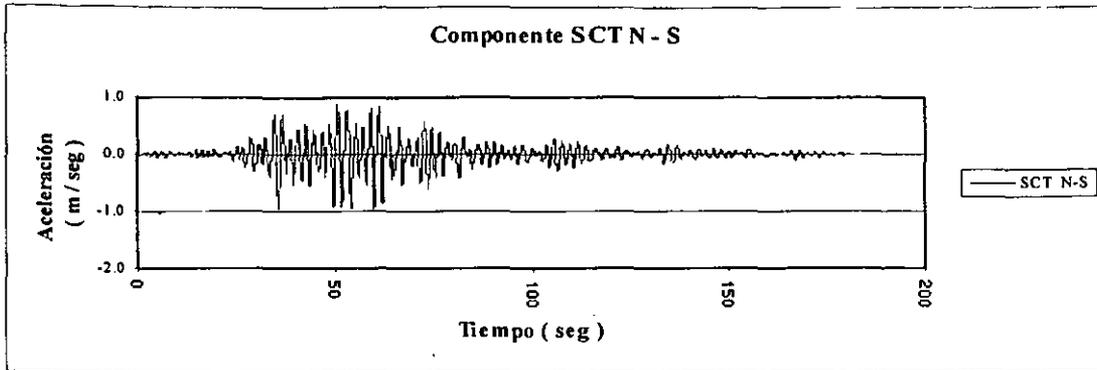


Figura 5.1.2 Componente sísmica N - S del sismo ocurrido en 1985.

5.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES Y CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DE LOS MODELOS.

5.2.1 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES.

Los modelos de edificios seleccionados en este trabajo, corresponden a estructuras asimétricas de concreto, clasificadas dentro del Grupo *B* y localizados en la Zona *III* ($c = 0.4$) según la zonificación geotécnica del Valle de México que establece el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Su estructuración esta formada por marcos y muros de concreto reforzado, empotrados en su base. La planta es cuadrada y está dividida en tres crujeías. La losa con un espesor de 10 cm se apoyó sobre una retícula de vigas principales y secundarias. En la fig 5.2.1.1 se presenta la geometría general de estos modelos.

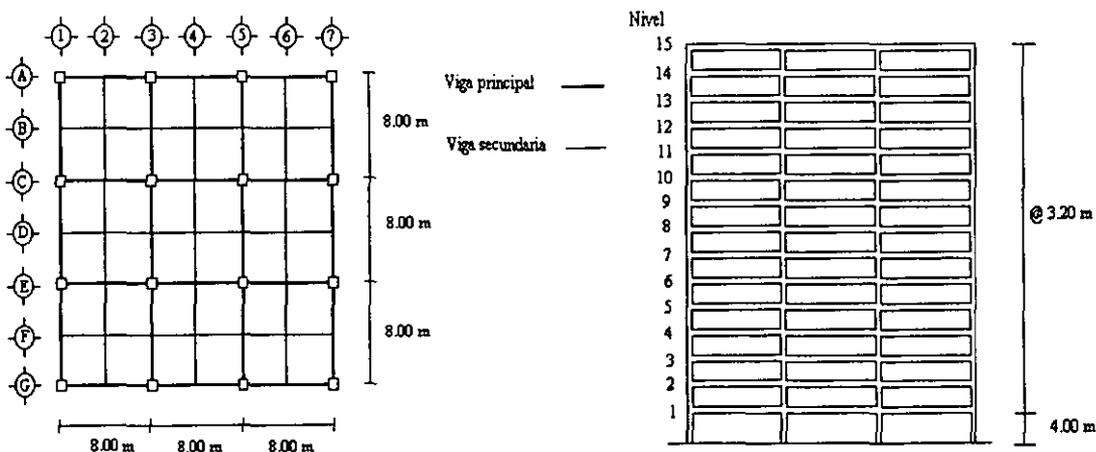


Figura 5.2.1.1 Geometría en planta y elevación de los edificios.

5.2.2 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO.

En el diseño de los elementos estructurales se aceptó concreto clase *I*, con una resistencia a la compresión $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y un módulo de elasticidad (E_c) igual a $221,359 \text{ kg/cm}^2$. Para el

análisis de los muros, se consideró un módulo de cortante (G) igual a $92,233 \text{ kg/cm}^2$, cuyo valor corresponde a un módulo de Poisson (ν) de 0.2. El esfuerzo a la fluencia del acero (f_y) fue de 4200 kg/cm^2 .

Para fines de diseño, las fuerzas sísmicas calculadas con el método de análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modas espectral, con los métodos que fijan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, se podrán reducir al dividir las entre el factor reductor Q' . En el diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de estas normas, Q' se calculará como sigue:

- ✓ $Q' = Q$, si se desconoce T o si éste es mayor o igual que T_a .
- ✓ $Q' = 1 + (T / T_a) (Q - 1)$, si T es menor que T_a .

donde:

Q = Factor de comportamiento sísmico.

T = Periodo fundamental de vibración cuando se emplee el método estático e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se emplee el método de análisis modal de la sección 9 de las normas.

T_a = Periodo característico del espectro de diseño que se define en la sección 3 de las normas.

Con base en las características estructurales de los modelos estudiados, el valor del factor de comportamiento sísmico que se seleccionó en este estudio fue $Q = 4$, ya que, de acuerdo con la sección 5 de las NTC para diseño por sismo del RCDF, los marcos y muros de concreto cumplen con los requisitos que fijan las normas correspondientes para marcos y muros dúctiles, la resistencia en todos los entrepisos se genera exclusivamente por marcos no contraventeados de acero o concreto reforzado, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado, sin contar muros ni contravientos, los cuales absorben 50% de la fuerza sísmica actuante. En el apéndice B, tablas B-1 a B-3, se muestra que este último requisito sólo se cumplió en los modelos I y II asimétricos en rigidez.

El diseño sísmico de las estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de las normas, el valor de Q' se multiplicará por 0.8. Para nuestro estudio, este criterio se aplicó al caso de los modelos con asimetría estructural superior a 0.1 de b , de acuerdo al requisito 11 de la sección 6 de dichas normas.

Es importante mencionar que, todos los edificios fueron diseñados con el método sísmico estático establecido en las NTC para Diseño por Sismo del RCDF-93, y se consideró la normatividad de diseño por torsión.

Los elementos estructurales que forman parte de los modelos estudiados fueron diseñados con los elementos mecánicos que se obtuvieron como resultado del análisis sísmico estático y las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto del RCDF al aplicar los criterios para marco dúctil. Esta norma establece requisitos mínimos de acero de refuerzo horizontal y vertical, para cumplir con estos fue necesario suministrar mayor cantidad de acero, lo

que originó en algunas ocasiones, que la resistencia de los elementos aumentará considerablemente.

Otro aspecto importante en el diseño sísmico de edificios, basado en el buen juicio ingenieril, es el criterio de uniformidad en las dimensiones de los elementos estructurales y el detallado del acero de refuerzo de los mismos, ya que no sería práctico diseñar individualmente a todos y cada uno de los elementos estructurales. Este hecho conduce a que exista una diferencia entre la resistencia nominal demandada y la resistencia suministrada lo que provoca que los modelos tengan una sobrerresistencia con respecto al diseño nominal. Al respecto, en este trabajo se utilizaron criterios de uniformidad en el diseño de los elementos, basados en los requerimientos mínimos que indica el reglamento y apegados a un diseño lo más racional posible.

5.2.3 ANÁLISIS DE CARGAS.

De acuerdo con el Art. 196 del RCDF, se consideran como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente cuyo peso que no cambia substancialmente con el tiempo. Por otro lado, en el Art. 198 se consideran como cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en el artículo 199 del RCDF-93.

Con base en lo anterior, para los modelos, se obtuvieron cargas muertas de 375 kg/m² y 510 kg/m² en la azotea y niveles intermedios, respectivamente. Las cargas vivas máximas e instantáneas asociadas a la azotea fueron de 100 kg/m² y 70 kg/m², mientras que las correspondientes a entresijos intermedios fueron de 250 kg/m² y 180 kg/m². En las tablas 5.2.3.1 y 5.2.3.2 se presenta el desglose de estas cargas.

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas mediante el método de análisis estático, se agregó a las cargas sobre los niveles, el peso proporcional de las columnas localizadas en la parte superior e inferior del mismo y el peso de las vigas contenidas en este nivel.

Nivel de Azotea	Kg /m ²
Losa de azotea de 10 cm	240
Peso adicional por Reglamento, Art. 197	20
Relleno de tezontle (con un PV = 1250 kg/m ³ y un espesor = 5 cm)	62
Impermeabilizante	30
Mortero de yeso (PV= 1500 kg/m ³ y espesor de 1.5 cm)	23
Carga muerta	375
Carga viva máxima, Art. 199	100
Carga viva instantánea, Art. 199	70
Carga total para diseño por fuerzas gravitacionales	475
Carga total para diseño por sismo	445

Tabla 5.2.3.1 Análisis de cargas en el nivel de azotea.

Nivel de Entrepiso	Kg /m ²
Losa de azotea de 10 cm	240
Peso adicional por Reglamento, Art. 197	20
Mortero cemento y arena de 2 cm (PV mortero = 2100 kg/m ³)	42
Peso adicional del mortero por Reglamento, Art. 197	20
Acabado (Mármol de 25 mm de espesor)	50
Mortero de yeso (PV = 1500 kg/m ³ y espesor de 1.5 cm)	23
Peso de muros y divisiones	90
Otros	25
Carga muerta	510
Carga viva máxima, Art. 199	250
Carga viva instantánea, Art. 199	180
Carga total para diseño por fuerzas gravitacionales	700
Carga total para diseño por sismo	630

Tabla 5.2.3.2 Análisis de cargas en niveles intermedios del edificio.

5.2.4 DISTORSIÓN LATERAL.

Como indica el Art. 209 del RCDF-93, los desplazamientos relativos de entrepiso debidos a fuerzas cortantes horizontales, calculados con un análisis sísmico estático o dinámico, no deben exceder 0.006 la altura del entrepiso, a menos que los elementos incapaces de soportar distorsiones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal, de manera que no sufran daños por los desplazamientos de ésta. En este último caso, la deformación máxima permisible será de 0.012 de la altura del entrepiso.

Para los fines de este trabajo, las secciones de los elementos estructurales de los edificios fueron diseñadas para no exceder este último valor (0.012); sin embargo, en entrepisos intermedios este valor fue superado, como se muestra en el apéndice C, figs C-1 a C-7.

5.2.5 EFECTOS DE TORSIÓN.

En relación con la consideración de las disposiciones de diseño por torsión en el análisis de los modelos de edificios estudiados, solo se aplicó lo relativo a la modificación de la excentricidad estructural (e_s), en función de las dos excentricidades de diseño que establecen dichas normas. En estos análisis se cuidó que, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomara menor que la mitad del máximo valor de e_s , calculado para los entrepisos que se encuentren abajo del que se considera, ni se tomara el momento torsionante de ese entrepiso, menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del que se considera.

Con base en la metodología para obtener los centros de torsión de entrepiso empleando modelos tridimensionales de edificios, se pudo calcular la excentricidad estructural y las correspondientes de diseño, que modificaron la posición de la fuerza cortante y permitieron evaluar los momentos torsionantes más desfavorables generados en el entrepiso. Una vez realizado este procedimiento en cada uno de los entrepisos de los edificios, fue necesario trasladar estos efectos a los niveles para realizar el análisis elástico, que sirvió de base para el diseño de los modelos. En estos análisis se omitió lo referente a las recomendaciones sobre la excentricidad en resistencias.

5.2.6 COMBINACIONES DE CARGA.

Para considerar los efectos de movimientos horizontales del terreno en dos direcciones ortogonales de los edificios analizados, se combinó el 100 % del sismo actuando en la dirección principal de análisis y el 30 % del sismo actuando en dirección perpendicular a esta, y se identificó en todos los casos la condición que resultó más desfavorable.

Las combinaciones de carga utilizadas en el análisis estático, así como los factores que se emplearon para aumentar los efectos de dichas cargas se presentan a continuación:

- ✓ $1.4 CM + 1.4 CV_{m\acute{a}x}$
- ✓ $1.1 CM + 1.1 CV_{ins} + 1.1 Sx + 0.33 Sy$
- ✓ $1.1 CM + 1.1 CV_{ins} + 1.1 Sx - 0.33 Sy$
- ✓ $1.1 CM + 1.1 CV_{ins} - 1.1 Sx + 0.33 Sy$
- ✓ $1.1 CM + 1.1 CV_{ins} - 1.1 Sx - 0.33 Sy$
- ✓ $1.1 CM + 1.1 CV_{ins} + 0.33 Sx + 1.1 Sy$
- ✓ $1.1 CM + 1.1 CV_{ins} + 0.33 Sx - 1.1 Sy$
- ✓ $1.1 CM + 1.1 CV_{ins} - 0.33 Sx + 1.1 Sy$
- ✓ $1.1 CM + 1.1 CV_{ins} - 0.33 Sx - 1.1 Sy$

donde:

CM = Carga muerta gravitacional

$CV_{m\acute{a}x}$ = Carga viva máxima

CV_{ins} = Carga viva instantánea

Sx = Sismo en la dirección " X "

Sy = Sismo en la dirección " Y "

5.3 PARÁMETROS ESTUDIADOS.

Con base en los alcances y objetivos de esta investigación, la respuesta sísmica torsional de edificios asimétricos se estudió en función de los siguientes parámetros estructurales: asimetría en rigideces y masas, la amplificación dinámica, la capacidad de los planos resistentes ortogonales, la variación del centro instantáneo de resistencias y mediante la variación del eje instantáneo de

rotación. Las respuestas sísmicas de los modelos fueron estudiadas en un marco de referencia, definido por una superficie de capacidad a cortante y a torsión de un entrepiso.

En la tabla 5.3.1 se presentan los valores de asimetría estructural para tres modelos de edificios, cuya asimetría fue ocasionada por la excentricidad del centro de masas respecto al centro geométrico del nivel. Es importante mencionar que, para cada uno de los modelos, estos valores de excentricidad se mantuvieron constantes en todos los niveles de los edificios. Para este tipo de asimetría, se consideró que existe una distribución uniforme en rigideces, lo cual originó que el centro de torsión se ubique en el centro geométrico de la planta.

Excentricidad	Modelo I	Modelo II	Modelo III
Masas	0.10 b	0.15 b	0.20 b

Tabla 5.3.1 Valores de excentricidad para los modelos de edificios asimétricos en masas.

Por otro lado, se estudiaron modelos asimétricos en rigidez, con una distribución uniforme de masas sobre los niveles, es decir, el centro de masas se ubicó en el centroide del nivel. A diferencia de los modelos asimétricos en masas, y debido a que el centro de torsión no mantiene una misma ubicación en los niveles de un edificio, se seleccionaron tres casos de asimetría en rigideces representativos de niveles de excentricidad baja, mediana y alta, en función de la excentricidad promedio obtenida en todos sus entrepisos (e_{sp}). En la tabla 5.3.2, se presentan los valores de excentricidad promedio para este tipo de modelos.

Excentricidad	Modelo I	Modelo II	Modelo III
Rigideces	0.106 b	0.176 b	0.224 b

Tabla 5.3.2 Valores de excentricidad para los modelos de edificios asimétricos en rigideces.

Como dato adicional en el apéndice D, tablas D-1 a D-7, se muestra el porcentaje de participación de las masas para los primeros 10 modos de vibrar de los modelos simétrico y asimétricos en masa y rigidez.

Se presentan a continuación las características particulares de cada modelo, relativas a su nivel de excentricidad y al diseño resultante de aplicar el RCDF. Las figs E-1 a E-42 del apéndice E, muestran los croquis del armado de las columnas correspondientes a cada uno de los modelos

5.4 MODELO SIMÉTRICO.

La fig 5.4.1 muestra la ubicación del centro de masas en planta para el modelo simétrico. Las cuantías de refuerzo resultante y secciones para las traveses y las columnas del edificio, se presentan en las tablas 5.4.1 a 5.4.3.

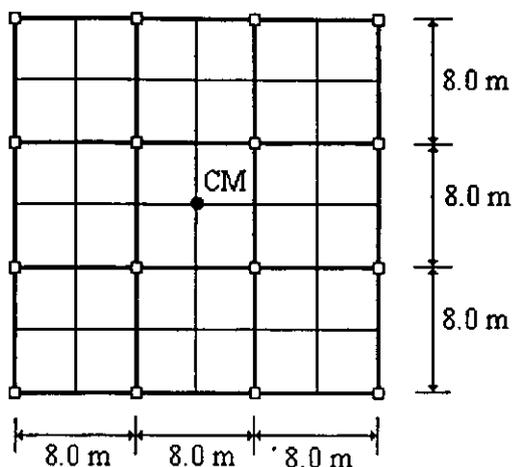


Figura 5.4.1 Modelo simétrico.

Nivel	Secciones (cm)	Acero Positivo	Acero Negativo	Estribos del # 4
1	90 x 35	2#8 + 4#6	3#8 + 5#6	11 @ 15, @ 30 cm
2	90 x 35	3#8 + 5#6	5#8 + 5#6	11 @ 15, @ 30 cm
3, 6	90 x 35	4#8 + 5#6	5#8 + 7#6	11 @ 15, @ 30 cm
4, 5	90 x 35	4#8 + 5#6	6#8 + 6#6	11 @ 15, @ 30 cm
7	90 x 35	4#8 + 4#6	5#8 + 5#6	11 @ 15, @ 30 cm
8	90 x 35	3#8 + 5#6	5#8 + 6#6	11 @ 15, @ 30 cm
9	90 x 35	3#8 + 4#6	5#8 + 5#6	11 @ 15, @ 30 cm
10	90 x 35	2#8 + 5#6	4#8 + 6#6	11 @ 15, @ 30 cm
11	90 x 35	2#8 + 3#6	4#8 + 4#6	11 @ 15, @ 30 cm
12	90 x 35	5#6	3#8 + 4#6	11 @ 15, @ 30 cm
13	90 x 35	4#6	3#8 + 3#6	11 @ 15, @ 30 cm
14	90 x 35	3#6	7#6	11 @ 15, @ 30 cm
15	90 x 35	3#6	5#6	11 @ 15, @ 30 cm

Tabla 5.4.1 Acero positivo y negativo en traves principales del edificio.

Nivel	Secciones (cm)	Acero Positivo	Acero Negativo	Estribos del # 3
1 al 10	70 x 30	4#4	6#4	12 @ 10, @ 30 cm
11 al 14	70 x 30	4#4	5#4	12 @ 10, @ 30 cm
15	70 x 30	4#4	4#4	12 @ 10, @ 30 cm

Tabla 5.4.2 Acero positivo y negativo en traves secundarias del edificio.

Entrepiso	Secciones (cm)	Acero longitudinal	Estribos del # 4
1	130 x 130	32#10	13 @ 10, @ 40 cm
2 al 5	130 x 130	36#8	13 @ 10, @ 30 cm
6 al 10	120 x 120	28#8	12 @ 10, @ 30 cm
11 al 15	110 x 110	24#8	11 @ 10, @ 30 cm

Tabla 5.4.3 Acero longitudinal y transversal en las columnas del edificio.

5.5 MODELOS ASIMÉTRICOS EN MASAS.

5.5.1 MODELO I.

La fig 5.5.1.1 muestra la ubicación del centro de masas en planta, con asimetría en masas igual a 0.1*b*. Las cuantías de refuerzo resultante y secciones para las traves y las columnas del edificio se presentan en las tablas 5.5.1.1 a 5.5.1.3.

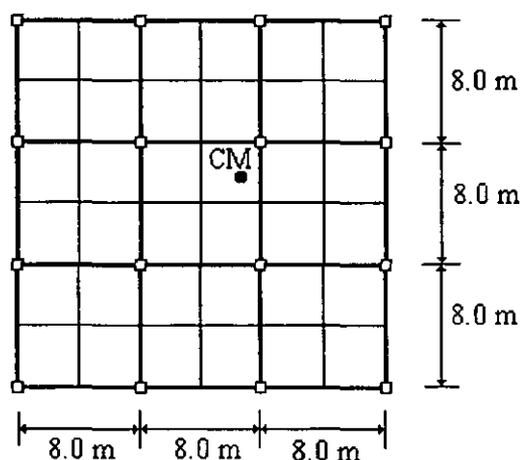


Figura 5.5.1.1 Modelo I, asimétrico en masas 0.1*b*.

Nivel	Secciones (cm)	Acero Positivo	Acero Negativo	Estribos del # 4
1, 10	90 x 35	4#8 + 6#6	6#8 + 5#6	11 @ 15, @ 30 cm
2, 7, 8	90 x 35	6#8 + 7#6	7#8 + 8#6	11 @ 15, @ 30 cm
3 al 6	90 x 35	7#8 + 7#6	8#8 + 8#6	11 @ 15, @ 30 cm
9	90 x 35	5#8 + 6#6	6#8 + 7#6	11 @ 15, @ 30 cm
11	90 x 35	4#8 + 4#6	5#8 + 5#6	11 @ 15, @ 30 cm
12	90 x 35	3#8 + 3#6	4#8 + 4#6	11 @ 15, @ 30 cm
13	90 x 35	6#6	2#8 + 5#6	11 @ 15, @ 30 cm
14	90 x 35	4#6	2#8 + 5#6	11 @ 15, @ 30 cm
15	90 x 35	3#6	5#6	11 @ 15, @ 30 cm

Tabla 5.5.1.1 Acero positivo y negativo en traves principales del edificio.

Nivel	Secciones (cm)	Acero Positivo	Acero Negativo	Estribos del # 3
1, 11	70 x 30	4#4	6#4	12 @ 10, @ 30 cm
2 al 8	70 x 30	5#4	7#4	12 @ 10, @ 30 cm
9 al 12	70 x 30	4#4	6#4	12 @ 10, @ 30 cm
13 al 14	70 x 30	4#4	5#4	12 @ 10, @ 30 cm
15	70 x 30	4#4	4#4	12 @ 10, @ 30 cm

Tabla 5.5.1.2 Acero positivo y negativo en traves secundarias del edificio.

DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE EDIFICIOS ESTUDIADOS

Entrepiso	Secciones (cm)	Acero longitudinal	Estribos del # 4
1	130 x 130	36#12	13 @ 10, @ 30 cm
2 al 5	130 x 130	36#8	13 @ 10, @ 30 cm
6 al 10	120 x 120	28#8	12 @ 10, @ 30 cm
11 al 15	110 x 110	24#8	11 @ 10, @ 30 cm

Tabla 5.5.1.3 Acero longitudinal y transversal en las columnas del edificio.

5.5.2 MODELO II.

La fig 5.5.2.1 muestra la ubicación del centro de masas en planta, con asimetría en masas igual a 0.15b. Las cuantías de refuerzo resultante y secciones para las trabes y las columnas del edificio se presentan en las tablas 5.5.2.1 a 5.5.2.3.

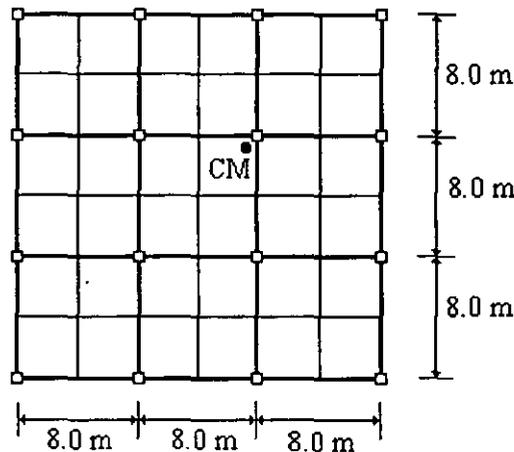


Figura 5.5.2.1 Modelo II, asimétrico en masas 0.15b.

Nivel	Secciones (cm)	Acero Positivo	Acero Negativo	Estribos del # 4
1, 11	100 x 35	6#8 + 5#6	7#8 + 6#6	12 @ 15, @ 30 cm
2, 9	100 x 35	8#8 + 7#6	9#8 + 8#6	12 @ 15, @ 30 cm
3, 7	100 x 35	9#8 + 10#6	10#8 + 11#6	12 @ 15, @ 30 cm
4 al 6	100 x 35	11#8 + 11#6	11#8 + 11#6	12 @ 15, @ 30 cm
8	100 x 35	9#8 + 9#6	10#8 + 9#6	12 @ 15, @ 30 cm
10	100 x 35	7#8 + 7#6	8#8 + 8#6	12 @ 15, @ 30 cm
12	100 x 35	4#8 + 6#6	5#8 + 6#6	12 @ 15, @ 30 cm
13	100 x 35	3#8 + 4#6	3#8 + 6#6	12 @ 15, @ 30 cm
14	100 x 35	6#6	8#6	12 @ 15, @ 30 cm
15	100 x 35	4#6	6#6	12 @ 15, @ 30 cm

Tabla 5.5.2.1 Acero positivo y negativo en trabes principales del edificio.

DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE EDIFICIOS ESTUDIADOS

Nivel	Secciones (cm)	Acero Positivo	Acero Negativo	Estribos del # 3
1 al 10	60 x 30	5#4	8#4	10 @ 10, @ 25 cm
11 al 14	60 x 30	4#4	7#4	10 @ 10, @ 25 cm
15	60 x 30	4#4	5#4	10 @ 10, @ 25 cm

Tabla 5.5.2.2 Acero positivo y negativo en traves secundarias del edificio.

Entrepiso	Secciones (cm)	Acero longitudinal	Estribos del # 4
1	150 x 150	48#12	15 @ 10, @ 30 cm
2	150 x 150	32#10	15 @ 10, @ 30 cm
3 al 5	130 x 130	36#8	13 @ 10, @ 30 cm
6 al 10	120 x 120	28#10	12 @ 10, @ 30 cm
11 al 15	110 x 110	28#8	11 @ 10, @ 30 cm

Tabla 5.5.2.3 Acero longitudinal y transversal en las columnas del edificio.

5.5.3 MODELO III.

La fig 5.5.3.1 muestra la ubicación del centro de masas en planta, con asimetría en masas igual a 0.20*b*. Las cuantías de refuerzo resultante y secciones para las traves y las columnas del edificio se presentan en las tablas 5.5.3.1 a 5.5.3.3.

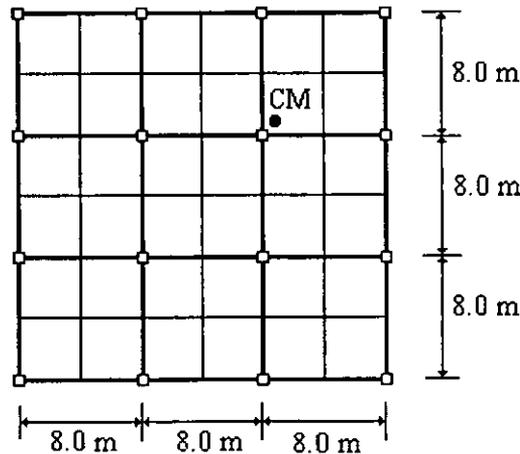


Figura 5.5.3.1 Modelo III, asimétrico en masas 0.20*b*.

DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE EDIFICIOS ESTUDIADOS

Nivel	Secciones (cm)	Acero Positivo	Acero Negativo	Estribos del # 4
1	100 x 35	6#8 + 7#6	7#8 + 7#6	12 @ 15, @ 30 cm
2, 9	100 x 35	9#8 + 8#6	9#8 + 10#6	12 @ 15, @ 30 cm
3, 7	100 x 35	11#8 + 12#6	11#8 + 12#6	12 @ 15, @ 30 cm
4 al 6	100 x 35	12#8 + 12#6	12#8 + 12#6	12 @ 15, @ 30 cm
8	100 x 35	10#8 + 11#6	10#8 + 11#6	12 @ 15, @ 30 cm
10	100 x 35	7#8 + 9#6	9#8 + 8#6	12 @ 15, @ 30 cm
11	100 x 35	6#8 + 7#6	7#8 + 8#6	12 @ 15, @ 30 cm
12	100 x 35	5#8 + 5#6	6#8 + 6#6	12 @ 15, @ 30 cm
13	100 x 35	3#8 + 5#6	4#8 + 6#6	12 @ 15, @ 30 cm
14	100 x 35	7#6	9#6	12 @ 15, @ 30 cm
15	100 x 35	5#6	7#6	12 @ 15, @ 30 cm

Tabla 5.5.3.1 Acero positivo y negativo en traves principales del edificio.

Nivel	Secciones (cm)	Acero Positivo	Acero Negativo	Estribos del # 3
1, 11, 12	60 x 30	4#4	7#4	10 @ 10, @ 25 cm
2, 3, 8, 9	60 x 30	5#4	8#4	10 @ 10, @ 25 cm
4 al 7	60 x 30	5#4	9#4	10 @ 10, @ 25 cm
10	60 x 30	4#4	8#4	10 @ 10, @ 25 cm
13, 14	60 x 30	4#4	6#4	10 @ 10, @ 25 cm
15	60 x 30	4#4	5#4	10 @ 10, @ 25 cm

Tabla 5.5.3.2 Acero positivo y negativo en traves secundarias del edificio.

Entrepiso	Secciones (cm)	Acero longitudinal	Estribos del # 4
1	150 x 150	56#12	15 @ 10, @ 30 cm
2	150 x 150	36#10	15 @ 10, @ 30 cm
3 al 5	130 x 130	28#10	13 @ 10, @ 30 cm
6 al 10	120 x 120	28#10	12 @ 10, @ 30 cm
11 al 15	110 x 110	28#8	11 @ 10, @ 30 cm

Tabla 5.5.3.3 Acero longitudinal y transversal en las columnas del edificio.

5.6 MODELOS ASIMÉTRICOS EN RIGIDECES.

5.6.1 MODELO I.

La fig 5.6.1.1 muestra la distribución de los muros que producen una asimetría en rigideces, que produce una excentricidad promedio igual a $0.106b$. Las cuantías de refuerzo resultante y secciones para las traves, columnas y muros del edificio se presentan en las tablas 5.6.1.1 a 5.6.1.4.

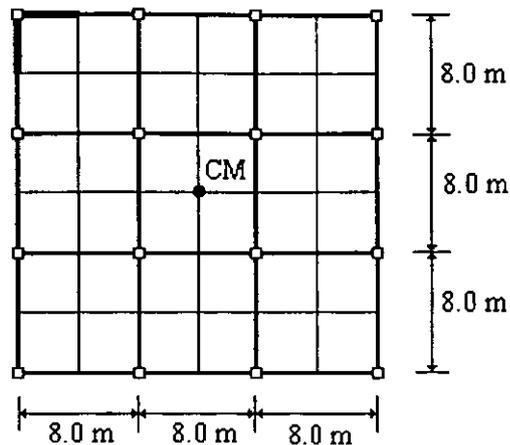


Figura 5.6.1.1 Modelo I, asimétrico en rigideces.

Nivel	Secciones (cm)	Acero Positivo	Acero Negativo	Estribos del # 4
1	90 x 35	3#8 + 6#6	4#8 + 5#6	11 @ 15, @ 30 cm
2, 6, 7	90 x 35	6#8 + 5#6	6#8 + 6#6	11 @ 15, @ 30 cm
3 al 5	90 x 35	6#8 + 7#6	7#8 + 7#6	11 @ 15, @ 30 cm
8	90 x 35	5#8 + 5#6	7#8 + 4#6	11 @ 15, @ 30 cm
9, 10	90 x 35	4#8 + 5#6	5#8 + 6#6	11 @ 15, @ 30 cm
11	90 x 35	3#8 + 3#6	4#8 + 4#6	11 @ 15, @ 30 cm
12	90 x 35	7#6	3#8 + 4#6	11 @ 15, @ 30 cm
13, 14	90 x 35	5#6	2#8 + 4#6	11 @ 15, @ 30 cm
15	90 x 35	3#6	6#6	11 @ 15, @ 30 cm

Tabla 5.6.1.1 Acero positivo y negativo en traves principales del edificio.

Nivel	Secciones (cm)	Acero Positivo	Acero Negativo	Estribos del # 3
1, 2, 7 al 10	70 x 30	4#4	7#4	12 @ 10, @ 30cm
3 al 6	70 x 30	5#4	7#4	12 @ 10, @ 30cm
11 al 14	70 x 30	4#4	6#4	12 @ 10, @ 30cm
15	70 x 30	4#4	4#4	12 @ 10, @ 30cm

Tabla 5.6.1.2 Acero positivo y negativo en traves secundarias del edificio.

Entrepiso	Secciones (cm)	Acero longitudinal	Estribos del # 4
1	130 x 130	24#12	13 @ 10, @ 30 cm
Col. A - 1	130 x 130	44#12	13 @ 10, @ 30 cm
2	130 x 130	24#10	13 @ 10, @ 30 cm
Col. A - 1	130 x 130	32#12	13 @ 10, @ 30 cm
3 al 5	130 x 130	24#10	13 @ 10, @ 30 cm
Col. A - 1	130 x 130	28#10	13 @ 10, @ 30 cm
6 al 10	120 x 120	28#8	12 @ 10, @ 30 cm
11 al 15	110 x 110	24#8	11 @ 10, @ 30 cm

Tabla 5.6.1.3 Acero longitudinal y transversal en las columnas del edificio.

Entrepiso	Espesor (cm)	Acero longitudinal	Acero horizontal
1 al 5	20	74#6	# 4 @ 20 cm
6 al 10	15	50#3	# 3 @ 20 cm
11 al 15	15	50#3	# 3 @ 35 cm

Tabla 5.6.1.4 Acero longitudinal y horizontal en los muros del edificio.

5.6.2 MODELO II.

En la fig 5.6.2.1 muestra la distribución de los muros que producen una asimetría en rigideces, que produce una excentricidad promedio igual a $0.176b$. Las cuantías de refuerzo resultante y secciones para las trabes, columnas y muros del edificio se presentan en las tablas 5.6.2.1 a 5.6.2.4.

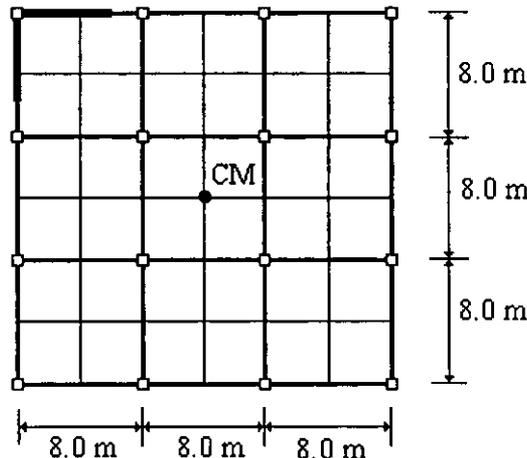


Figura 5.6.2.1 Modelo II, asimétrico en rigideces.

Nivel	Secciones (cm)	Acero Positivo	Acero Negativo	Estribos del # 4
1	100 x 35	4#8 + 4#6	4#8 + 4#6	12 @ 15, @ 30 cm
2, 9	100 x 35	5#8 + 8#6	7#8 + 7#6	12 @ 15, @ 30 cm
3, 7	100 x 35	7#8 + 8#6	8#8 + 9#6	12 @ 15, @ 30 cm
4 al 6	100 x 35	8#8 + 8#6	8#8 + 11#6	12 @ 15, @ 30 cm
8	100 x 35	7#8 + 7#6	8#8 + 8#6	12 @ 15, @ 30 cm
10	100 x 35	5#8 + 7#6	6#8 + 8#6	12 @ 15, @ 30 cm
11	100 x 35	4#8 + 5#6	4#8 + 8#6	12 @ 15, @ 30 cm
12	100 x 35	3#8 + 4#6	4#8 + 5#6	12 @ 15, @ 30 cm
13, 14	100 x 35	6#6	9#6	12 @ 15, @ 30 cm
15	100 x 35	5#6	7#6	12 @ 15, @ 30 cm

Tabla 5.6.2.1 Acero positivo y negativo en trabes principales del edificio.

DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE EDIFICIOS ESTUDIADOS

Nivel	Secciones (cm)	Acero Positivo	Acero Negativo	Estribos del # 3
1, 2, 8 al 10	60 x 30	4#4	8#4	10 @ 10, @ 25cm
3	60 x 30	5#4	8#4	10 @ 10, @ 25cm
4 al 6	60 x 30	5#4	9#4	10 @ 10, @ 25cm
7	60 x 30	4#4	9#4	10 @ 10, @ 25cm
11 al 14	60 x 30	4#4	7#4	10 @ 10, @ 25cm
15	60 x 30	4#4	5#4	10 @ 10, @ 25cm

Tabla 5.6.2.2 Acero positivo y negativo en traves secundarias del edificio.

Entrepiso	Secciones (cm)	Acero longitudinal	Estribos del # 4
1	150 x 150	40#12	15 @ 10, @ 30 cm
Col. A - 1	150 x 150	52#12	15 @ 10, @ 30 cm
2	150 x 150	32#10	15 @ 10, @ 30 cm
Col. A - 1	150 x 150	40#12	15 @ 10, @ 30 cm
3 al 5	130 x 130	36#8	13 @ 10, @ 30 cm
Col. A - 1	130 x 130	36#10	13 @ 10, @ 30 cm
6 al 10	120 x 120	32#8	12 @ 10, @ 30 cm
11 al 15	110 x 110	24#8	11 @ 10, @ 30 cm

Tabla 5.6.2.3 Acero longitudinal y transversal en las columnas del edificio.

Entrepiso	Espesor (cm)	Acero longitudinal	Acero horizontal
1 al 2	20	126#6	# 4 @ 30 cm
3 al 5	20	70#6	# 4 @ 35 cm
6 al 10	15	50#4	# 3 @ 35 cm
11 al 15	15	50#4	# 3 @ 35 cm

Tabla 5.6.2.4 Acero longitudinal y horizontal en los muros del edificio.

5.6.3 MODELO III.

En la fig 5.6.3.1 muestra la distribución de los muros que producen una asimetría en rigideces, que produce una excentricidad promedio igual a $0.224b$. Las cuantías de refuerzo resultante y secciones para las traves, columnas y muros del edificio se presentan en las tablas 5.6.3.1 a 5.6.3.4.

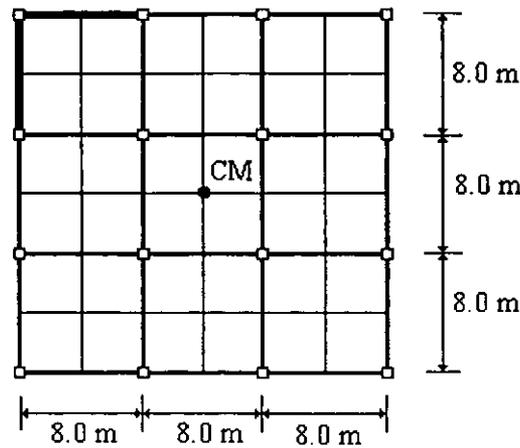


Figura 5.6.3.1 Modelo III, asimétrico en rigideces.

Nivel	Secciones (cm)	Acero Positivo	Acero Negativo	Estribos del # 4
1, 11	100 x 35	4#8 + 5#6	4#8 + 8#6	12 @ 15, @ 30 cm
2, 10	100 x 35	5#8 + 8#6	6#8 + 8#6	12 @ 15, @ 30 cm
3, 8, 9	100 x 35	7#8 + 7#6	8#8 + 8#6	12 @ 15, @ 30 cm
4 al 7	100 x 35	8#8 + 8#6	8#8 + 10#6	12 @ 15, @ 30 cm
12	100 x 35	3#8 + 4#6	4#8 + 5#6	12 @ 15, @ 30 cm
13, 14	100 x 35	7#6	3#8 + 5#6	12 @ 15, @ 30 cm
15	100 x 35	5#6	8#6	12 @ 15, @ 30 cm

Tabla 5.6.3.1 Acero positivo y negativo en traves principales del edificio.

Nivel	Secciones (cm)	Acero Positivo	Acero Negativo	Estribos del # 3
1, 2, 8 al 10	60 x 30	4#4	8#4	10 @ 10, @ 25cm
3	60 x 30	5#4	8#4	10 @ 10, @ 25cm
4 al 6	60 x 30	5#4	9#4	10 @ 10, @ 25cm
7	60 x 30	4#4	9#4	10 @ 10, @ 25cm
11 al 14	60 x 30	4#4	7#4	10 @ 10, @ 25cm
15	60 x 30	4#4	5#4	10 @ 10, @ 25cm

Tabla 5.6.3.2 Acero positivo y negativo en traves secundarias del edificio.

Entrepiso	Secciones (cm)	Acero longitudinal	Estribos del # 4
1	150 x 150	44#12	15 @ 10, @ 30 cm
Col. A - 1	150 x 150	72#12	15 @ 10, @ 30 cm
2	150 x 150	32#10	15 @ 10, @ 30 cm
Col. A - 1	150 x 150	48#12	15 @ 10, @ 30 cm
3 al 5	130 x 130	36#10	13 @ 10, @ 30 cm
Col. A - 1	130 x 130	36#12	13 @ 10, @ 30 cm
6 al 10	120 x 120	24#10	12 @ 10, @ 30 cm
11 al 15	110 x 110	24#8	11 @ 10, @ 30 cm

Tabla 5.6.3.3 Acero longitudinal y transversal en las columnas del edificio.

DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE EDIFICIOS ESTUDIADOS

Entrepiso	Espesor (cm)	Acero longitudinal	Acero horizontal
1 al 2	20	84#6	# 4 @ 15 cm
3 al 5	20	70#6	# 4 @ 15 cm
6 al 10	15	62#4	# 4 @ 20 cm
11 al 15	15	48#3	# 3 @ 30 cm

Tabla 5.6.3.4 Acero longitudinal y horizontal en los muros del edificio.

CAPITULO 6

EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD SÍSMICA TORSIONAL NO LINEAL DE EDIFICIOS.

CONTENIDO

6.1 PROGRAMA DE ANÁLISIS NO LINEAL CANNY - E.

6.2 CENTRO INSTANTÁNEO DE RIGIDEZ.

6.3 SUPERFICIE ÚLTIMA CORTANTE-MOMENTO TORSIONANTE (SUCT).

Para la obtención del CIR, se consideró como condición de análisis que respecto a este punto los elementos de la matriz de rigidez K_{α} y K_{θ} fueran iguales a cero, es decir, los desplazamientos traslacionales por efecto de la rotación que experimenta un entrepiso referidos al CIR, son nulos. Con base en lo anterior, y mediante las ecs 3.1.5 y 3.1.7, se pudo calcular, respectivamente, las coordenadas en " X " y " Y " del CIR.

$$[K_{X\theta}] = \Sigma [K_D]_j \cos\beta_j r_j \tag{3.1.5}$$

$$[K_{Y\theta}] = \Sigma [K_D]_j \sen\beta_j r_j \tag{3.1.7}$$

Los elementos restantes de la matriz de rigidez del entrepiso K_{xx} y K_{yy} se obtuvieron mediante la sumatoria de las rigideces de los marcos que contribuyen en cada dirección de análisis. Estas rigideces se calcularon como el cociente entre la fuerza cortante actuante y el desplazamiento del entrepiso. Finalmente, $K_{\theta\theta}$ se obtuvo con base en las posiciones en planta de los marcos y las rigideces antes mencionadas.

Resumiendo lo anterior, se puede afirmar que la matriz de rigidez de un entrepiso, referida al CIR, será diagonal.

Para el análisis dinámico existe una condición de carga sísmica más general que incluye, además de las fuerzas laterales, un momento producido por el efecto dinámico del problema, de tal manera que podríamos calcular también un punto en donde al aplicar dicha condición de carga, sólo produzca desplazamientos de traslación. Sin embargo, este punto deja de ser de interés, ya que requerimos de una posición que defina el momento efectivo que origina la rotación del nivel o entrepiso. Bajo esta situación y para una condición de carga general (fuerza lateral y momento), el CIR y el centro de rigidez (CR) son dos puntos diferentes. Para ilustrar esta diferencia se presenta un ejemplo en el que se analiza un nivel correspondiente a un modelo simétrico en masa, rigideces y/o resistencias, sometido a dos condiciones de carga aplicadas estáticamente, las cuales podrían corresponder a un paso de análisis dinámico.

Al analizar la condición de carga 1, fig 6.2.1, se observa que dada la simetría del modelo el CR, el centro de masas y el CIR tendrán la misma ubicación. Sin embargo, si analizamos la condición de carga dos, fig 6.2.2, observamos que para que exista sólo traslación en el nivel, el estado de cargas de debe aplicar a una distancia X medida respecto al CIR, el cual no depende del momento perteneciente a la condición de carga, por lo cual este punto no cambiará su posición respecto a la condición de carga uno.

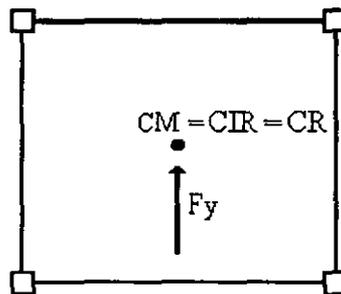


Figura 6.2.1 Condición de carga 1.

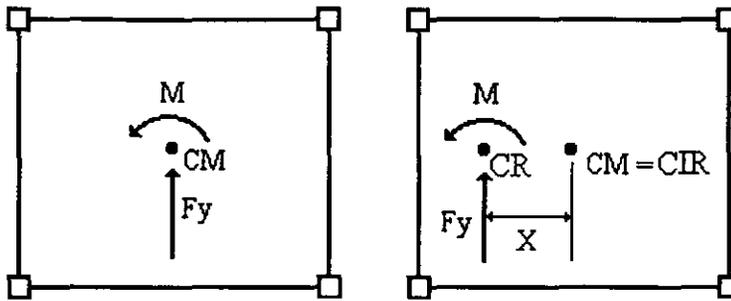


Figura 6.2.2 Condición de carga 2.

Como conclusión, al aplicar el análisis sísmico estático, el CR y el CIR son el mismo punto; sin embargo, en el análisis dinámico (elástico o inelástico), ambos puntos tienen ubicaciones diferentes, siendo relevante conocer solo la ubicación del CIR ya que respecto a este punto, se tiene que calcular el momento efectivo que produce la rotación de los niveles o entrepisos de un edificio. Finalmente, se puede decir que, bajo un estado de carga general (fuerzas laterales y momento), la posición del CR dependerá de la magnitud del momento asociado al estado de carga, mientras que el CIR no.

6.3 SUPERFICIE ÚLTIMA CORTANTE - MOMENTO TORSIONANTE (SUCT).

Al partir de la resistencia inherente al diseño sísmico de un edificio, es posible se pueda estimar una capacidad a cortante y momento torsionante de un entrepiso cualquiera, de manera de verificar si esta capacidad es suficiente para soportar una demanda sísmica.

Recientemente, De la Llera y Chopra (1994), estudiaron el comportamiento torsional de un edificio mediante el empleo de una envolvente resistente de entrepiso denominada superficie última Cortante - Torque (SUCT), la cual se define como el lugar geométrico de las combinaciones de fuerza cortante y momento torsionante de entrepiso que, aplicadas estáticamente a la estructura, producen el colapso. En este estudio, la SUCT se utilizó para estudiar el comportamiento torsional en modelos de edificios simplificados, con parámetros estructurales controlados.

Con la finalidad de evaluar la respuesta Cortante - Torque en los modelos estructurales que se proponen en este trabajo, se utilizó sólo el concepto que dió origen a la SUCT y se proponen algunas modificaciones para su definición.

En este trabajo, la definición de la SUCT se basó en resistencias obtenidas de análisis estáticos no lineales ante carga lateral monótona creciente (pushover), con tres grados de libertad por nivel (dos desplazamientos traslacionales en su plano, u y v y una rotación ϕ , alrededor de un eje perpendicular a dicho plano).

CAPITULO 7

PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA RESPUESTA SÍSMICA NO LINEAL DE LOS EDIFICIOS ESTUDIADOS.

CONTENIDO

7.1 INTRODUCCIÓN.

7.2 AMPLIFICACIÓN DINÁMICA INELÁSTICA.

7.2.1 MODELO SIMÉTRICO.

7.2.2 MODELOS ASIMÉTRICOS EN MASAS.

7.2.3 MODELOS ASIMÉTRICOS EN RIGIDECES.

7.3 RESPUESTA TORSIONAL

7.3.1 CENTRO INSTANTÁNEO DE CORTANTE SÍSMICO.

7.3.2 CENTRO INSTANTÁNEO DE RIGIDEZ.

7.3.3 CAPACIDAD CORTANTE - MOMENTO TORSIONANTE DEL ENTREPISO.

7.3.4 RELACIÓN DE FRECUENCIAS DESACOPLADAS.

7.4 RESUMEN DE RESULTADOS.

7.5 FIGURAS.

7.1 INTRODUCCIÓN.

En este capítulo se presentan y discuten los resultados obtenidos del análisis no lineal de un conjunto de modelos de edificios de 15 niveles. Estos modelos incluyen distribuciones simétricas y asimétricas en masa y rigidez.

A diferencia del análisis sísmico estático, cuando se efectúa un análisis dinámico, ya sea elástico o inelástico, por efecto de la vibración torsional aparece un momento adicional (momento dinámico) a las fuerzas sísmicas en cada nivel. Para los fines de este trabajo, este momento dinámico que se originó debido a la masa rotacional de los niveles del edificio, se estudió en dos componentes, M_x y M_y , las cuales están asociadas al efecto de los cortantes en la dirección " X " y " Y " respectivamente; estos valores de momento incluyen los momentos torsionantes que se originan en las columnas del entrepiso.

Con base en lo anterior, para cada caso de asimetría estructural en los modelos, se presentan los momentos dinámicos parciales y totales que se producen en los entrepisos 1, 5 y 15.

Por otro lado, a partir de la ubicación de un centro instantáneo de rigidez de cada entrepiso, se calculó el momento torsionante efectivo que produce. Por considerarlo de interés, se decidió observar el comportamiento torsional de los modelos, en los entrepisos 1, 5 y 15 mediante gráficas de Cortante-Momento Torsionante. Para entender mejor el comportamiento experimentado, se grafica la variación del EIR y de un centro instantáneo de cortante sísmico (CICS) en cada uno de los entrepisos antes mencionados. La selección de estos entrepisos se basó en las observaciones realizadas sobre el comportamiento de la asimetría estructural en modelos elásticos

A partir de los resultados obtenidos se estimaron factores inelásticos de amplificación dinámica para los modelos asimétricos, los cuales se calcularon al dividir el momento torsionante total obtenido del análisis dinámico, entre el momento estático calculado sin reducir los cortantes estáticos por el valor de Q' y considerar las condiciones más críticas de análisis, cuando actúan dos componentes ortogonales simultáneamente. Para esta última condición se analizaron dos casos:

- a) El momento estático producido por la adición de dos componentes ortogonales que actúan con 100 % y 30 % de sus efectos, $M_e = 1.0 V_y e_{sx} + 0.3 V_x e_{sy}$. Sin embargo, cuando V_x es igual a V_y y e_{sx} es igual a e_{sy} , el momento estático $M_e = 1.3 V e_s$. Este momento se utilizaría para calcular el cortante que se suma a los elementos resistentes en el entrepiso.
- b) El momento estático producido al considerar que las dos componentes ortogonales se contrarrestan y que actúan con 100 % y 30 % de sus efectos, y $M_e = 1.0 V_y e_{sx} - 0.3 V_x e_{sy}$, o sea, $M_e = 0.7 V e_s$. Este momento se utilizaría para calcular el cortante que se resta a los elementos en el entrepiso.

Para el modelo simétrico, por razones obvias, no fue posible calcular un factor inelástico de amplificación dinámica en función de un momento estático, por lo cual sólo se evalúa la

excentricidad dinámica inelástica que se genera en este, definida como el cociente entre el momento torsionante y las dos condiciones críticas de cortante estático obtenidas análogamente a los momentos estáticos.

7.2 AMPLIFICACIÓN DINÁMICA INELÁSTICA.

7.2.1 MODELO SIMÉTRICO.

Aunque el modelo simétrico de un edificio real es una condición difícil de alcanzar, y aparentemente no existe variación en su comportamiento estático y dinámico, los resultados que aquí se presentan muestran que puede existir acoplamiento torsional y traslacional. Este resultado ha sido comentado por varios autores en la literatura existente (Alcocer, 1986; De la Llera, 1998).

En las figs 7.2.1.1 a 7.2.1.9 se grafican los momentos dinámicos M_x y M_y producidos por las componentes sísmicas ortogonales, el momento dinámico total y el momento torsionante efectivo para los entresijos 1, 5 y 15. Con base en los resultados obtenidos del momento torsionante total, se calcula la excentricidad dinámica inelástica máxima originada en cada entresijo y se expresa como una fracción de la dimensión máxima de la planta (b).

Los resultados obtenidos para el modelo simétrico, muestran la existencia de momentos dinámicos (amplificación dinámica). En las figs 7.2.1.1 y 7.2.1.4 correspondientes a los entresijos 1 y 5 se observa que las componentes del momento dinámico aparecen justamente al inicio de la fase intensa del sismo y se incrementan durante la misma hasta el final de la excitación. Para el entresijo 1 el incremento es gradual mientras que para el entresijo 5, el incremento es brusco. Comportamientos similares a los descritos se presentan para el momento dinámico total del entresijo respectivo, figs 7.2.1.2 y 7.2.1.5.

A diferencia de los entresijos 1 y 5, para el entresijo 15, fig 7.2.1.7, se aprecia que los momentos dinámicos aparecen desde el inicio de la excitación, se amplifican durante la fase intensa del sismo y se mantienen uniformes después de la misma. Respecto al momento dinámico total, se observan incrementos bruscos durante la fase intensa, y conservan sus valores hasta el final de la excitación, fig 7.2.1.8.

Para este modelo, se observa un comportamiento simétrico en la generación de momentos dinámicos producidos por las componentes sísmicas, los cuales tienden a contrarrestarse; sin embargo, al observar el momento dinámico total, no es tan evidente el comportamiento simétrico, pero si lo es la uniformidad del mismo fuera de la fase intensa. Por otro lado, se puede observar que el momento dinámico disminuye con la drásticamente con la altura del edificio.

A partir de los valores obtenidos del momento torsionante, en la tabla 7.4.1 se muestran las excentricidades dinámicas inelásticas máximas asociadas a las dos condiciones de cortante estático previamente definidas. De esta tabla, se observa que en el entresijo 15 se originó la mayor excentricidad dinámica inelástica, mientras que el entresijo 1 presentó mayor amplificación de la excentricidad que el 5.

En las figs 7.2.1.3, 7.2.1.6 y 7.2.1.9 se presenta el momento torsionante efectivo sobre los entresijos 1, 5 y 15 respectivamente. De estas figuras se observa que para todos los entresijos se producen efectos torsionales importantes al inicio de la fase intensa del sismo, los cuales disminuyen con la altura del edificio.

7.2.2 MODELOS ASIMÉTRICOS EN MASAS.

En las figs 7.2.2.1 a 7.2.2.36 se gráfica los momentos dinámicos M_x y M_y producidos por las componentes sísmicas ortogonales, el momento dinámico total y el momento torsionante efectivo en los entresijos 1, 5 y 15, para los diferentes modelos asimétricos en masas. Dada las particularidades que se obtuvieron en los resultados, se presenta con detalle la explicación del comportamiento para cada uno de los modelos.

Modelo I ($e_s = 0.1b$).

En las figs 7.2.2.1, 7.2.2.2 que corresponden al entresijo 1 del modelo I, se observa que los momentos dinámicos producidos por las componentes ortogonales tienen un comportamiento alterno durante todo el análisis (se suman), y dan lugar a valores importantes de momento dinámico en la fase intensa. Al graficar con mayor detalle las figs 7.2.2.2 y 7.2.2.3, se observa que los momentos dinámicos contribuyen de manera importante en la magnitud del momento torsionante del entresijo, en la fase intensa.

Para los entresijos 5 y 15, figs 7.2.2.4 y 7.2.2.7, se pueden identificar valores importantes en los momentos dinámicos, producidos por las componentes sísmicas, los cuales tienden a contrarrestarse, alcanzándose los máximos valores del momento dinámico en la fase intensa del sismo. Al comparar los valores del momento torsionante producido en el entresijo, respecto a los momentos dinámicos, se observa aparente proporcionalidad entre ambos. Esta situación se verificó al graficar con mayor detalle ambos momentos, figs 7.2.2.5, 7.2.2.6, 7.2.2.8 y 7.2.2.9.

Al analizar los valores máximos del factor inelástico de amplificación dinámica mostrados en la tabla 7.4.1, se observa que para los modelos asimétricos en masas, el modelo de baja excentricidad (modelo I) fue el más crítico. Al respecto, se puede observar que para el modelo I, estos factores en general tuvieron una disminución con la altura del edificio.

Modelo II ($e_s = 0.15b$).

En las figs 7.2.2.10, 7.2.2.13 y 7.2.2.16, se observa que los momentos dinámicos producidos por las componentes ortogonales, tienden a contrarrestarse, y dan origen a que el momento dinámico total se reduzca de manera importante, principalmente en el entresijo 15, figs 7.2.2.11, 7.2.2.14 y 7.2.2.17.

De las figs 7.2.2.12, 7.2.2.15 y 7.2.2.18, en las cuales se gráficán los momentos torsionantes producidos en los entresijos 1, 5 y 15 y las comparamos con las correspondientes a los momentos

dinámicos, se observa que la participación de estos últimos, es relevante solo en la fase intensa del sismo.

Los factores inelásticos de amplificación dinámica, presentan la misma tendencia a disminuir con la altura, obtenida para el modelos I, sus valores máximos se reducen.

Modelo III ($e_s = 0.20b$).

En las figs 7.2.2.19 a 7.2.2.27, se muestra la variación del momento dinámico parcial y total, así como el momento torsionante de los entrepisos 1, 5 y 15. Al analizar estas figuras se observa un comportamiento muy similar al generado en el modelo II.

Los factores inelásticos de amplificación dinámica, mostrados en la tabla 7.4.1, en el entrepiso 1 indican un ligero incremento respecto al modelo II; sin embargo, en los entrepisos 5 y 15 se presentó un decremento.

De la tabla 7.4.1, se observa que en general, para todos los modelos excéntricos en masas, la amplificación dinámica decrece al aumentar el nivel de asimetría y la altura del edificio.

En general, se observó que el factor inelástico de amplificación dinámica, no presentó una relación directa con el nivel de asimetría proporcionado al modelo.

Al comparar los valores máximos del factor inelástico de amplificación dinámica con el factor de amplificación establecido en las excentricidades de diseño sísmico por torsión del RCDF ($\alpha = 1.50$), se observa que este último es rebasado en todos los entrepisos de los modelos I, II y III.

7.2.3 MODELOS ASIMÉTRICOS EN RIGIDECES.

Las figs 7.2.3.1 a 7.2.3.27 grafican los momentos dinámicos M_x y M_y producidos por las componentes sísmicas ortogonales, el momento dinámico total, y el momento torsionante efectivo para los entrepisos 1, 5 y 15. De los resultados obtenidos para cada modelo se calculó el factor inelástico de amplificación dinámica en estos entrepisos.

El análisis de las figuras correspondientes a las componentes parciales del momento dinámico, muestra que, en términos generales, para este tipo de modelos (excéntricos en rigideces) ambas componentes tienden a contrarrestarse. Esta situación se observa claramente en todos los casos, excepto en el entrepiso 5 del modelo I.

En el modelo I ($e_{sp} = 0.106b$) se observa que la variación del momento dinámico total es diferente en los tres entrepisos estudiados, lo cual hace pensar que el comportamiento torsional es variable con la altura del edificio, figs 7.2.3.2, 7.2.3.5 y 7.2.3.8. Esta hipótesis se verifica al revisar la variación del momento torsionante en estos entrepisos; se observa que cualitativamente son similares a los dinámicos en los respectivos entrepisos, figs 7.2.3.3, 7.2.3.7 y 7.2.3.9. Se estima

que el momento dinámico tiene una participación próxima al 30 % en la magnitud del momento torsionante total.

Para el modelo II ($e_{sp} = 0.176 b$), los momentos dinámicos presentan tendencias muy similares en la altura del edificio; sin embargo, influyen de manera poco significativa (aprox. 10%) en la magnitud del momento torsionante de los entresijos, figs 7.2.3.11, 7.2.3.14 y 7.2.3.17. Por otro lado, se observa que los efectos torsionales en el entrepiso 1 y 5 son sensiblemente los mismos y disminuyen fuertemente en el último entrepiso, figs 7.2.3.12, 7.2.3.15 y 7.2.3.18.

Al analizar los momentos dinámicos y torsionantes obtenidos para el modelo III ($e_{sp} = 0.224 b$), figs 7.2.3.20, 7.2.3.21, 7.2.3.23, 7.2.3.24, 7.2.3.26 y 7.2.3.27, se observa su gran similitud con los correspondientes al modelo II ($e_{sp} = 0.176 b$). La diferencia radica en un ligero incremento que sufre la magnitud de los momentos del modelo III; sin embargo, se observa que este incremento no es proporcional al incremento en el nivel de asimetría.

Para todos los modelos, se verificó que a medida que se incrementa el nivel de asimetría estructural, el impacto del momento dinámico sobre el momento torsionante, disminuyó notablemente. Otro aspecto que se puede destacar en este tipo de modelos es la disminución apreciable de los momentos dinámicos y torsionantes en el último entrepiso.

La tabla 7.4.1 muestra que, para los modelos asimétricos en rigideces, el factor inelástico de amplificación dinámica fue menor que para los modelos asimétricos en masas, excepto en el entrepiso 1 de los modelos I, II y III. En términos generales, este factor disminuye al aumentar el nivel de asimetría y la altura del edificio. A diferencia de los modelos asimétricos en masas, para los modelos asimétricos en rigideces, se presenta una disminución importante de este factor, para el último entrepiso.

Como se comentó anteriormente, para este tipo de modelos, la disminución del factor inelástico de amplificación dinámica está relacionado con un incremento en el nivel de asimetría; sin embargo, no existe proporcionalidad entre ambos parámetros.

7.3 RESPUESTA TORSIONAL.

7.3.1 CENTRO INSTANTÁNEO DE CORTANTE SÍSMICO.

Uno de los parámetros empleados para estudiar el comportamiento sísmico torsional de modelos de edificios de un nivel, es la distribución en planta de las resistencias, (Gómez *et al.*, 1987) la cual se define por el punto de aplicación de la fuerza resultante del piso (*Centro de Resistencia*). Al respecto, en este trabajo se decidió observar la variación en el tiempo de la fuerza cortante sísmica en los entresijos estudiados. Para llevar a cabo lo anterior, se obtuvo un punto al que se le llamó Centro Instantáneo de Cortante Sísmico (*CICS*), el cual, como su nombre lo indica, es un punto que define la demanda de la fuerza cortante en cada paso de análisis. Este punto es análogo al centro de las resistencias definidas por el diseño que marca el RCDF y no debe asociarse al centro de cortante (*CC*).

Como se mencionó anteriormente, el CICS es un punto análogo al centro de las resistencias originales de diseño, ya que, es un centro instantáneo de resistencias, las cuales se deben suministrar a la estructura, en cada paso de análisis.

En el modelos simétrico, el CICS presentó una concentración uniforme en su ubicación, respecto al punto de aplicación estático de la fuerza cortante sísmica, figs 7.3.4, 7.3.8 y 7.3.12. A medida que se aumenta la altura del edificio, se observa que el CICS tiende a coincidir con el CC elástico y el centro geométrico de la planta, ya que estos tienen la misma ubicación.

En las figs 7.3.16, 7.3.20, 7.3.24, 7.3.28, 7.3.32, 7.3.36, 7.3.40, 7.3.44 y 7.3.48, se presenta la ubicación del CICS para los entrepisos 1, 5 y 15 correspondientes a cada uno de los modelos asimétricos en masas. En estas figuras se observa que el CICS presenta una variación en la ubicación que tiende a estar delimitada por las coordenadas del punto de aplicación estático de la fuerza cortante sísmica. Para el modelo I el CICS tiende a concentrarse alrededor del CC elástico en todos los entrepisos, mientras que en los modelos II y III, particularmente para los entrepisos 1 y 5, la tendencia general que presentó el CICS fue de ubicarse en una zona entre el CC elástico y el punto de aplicación estático de la fuerza cortante. En el entrepiso 15 de estos dos últimos modelos, el CICS se localizó en una zona alrededor del CC.

Al observar las figs 7.3.52, 7.3.56, 7.3.60, 7.3.64, 7.3.68, 7.3.72, 7.3.76, 7.3.80 y 7.3.84, correspondientes a cada uno de los modelos asimétricos en rigideces, en los entrepisos 1 y 5, el CICS se encuentra entre el CC y el punto de aplicación estático de la fuerza cortante; sin embargo, se identifica una tendencia a concentrarse alrededor de este último. Para el entrepiso 15, la ubicación del CC es muy distante del CICS. En términos generales se puede apreciar que la posición del CICS está limitada por las coordenadas del punto de aplicación estático de la fuerza cortante.

Las variaciones obtenidas en la ubicación del CICS en los entrepisos 1, 5, y 15 del modelo simétrico muestran que se pueden presentar diferencias máximas de $0.23b$, $0.26b$ y $0.08b$ respectivamente, a partir de la posición del centro de resistencias obtenidas del diseño, tabla 7.4.3.

Por otro lado, en los modelos asimétricos en masas, las diferencias máximas encontradas fueron de $0.31b$, $0.32b$ y $0.25b$ para los entrepisos 1, 5 y 15 respectivamente, tabla 7.4.3

En cuanto a los modelos asimétricos en rigideces, no se calculan estas diferencias, ya que pueden existir algunos errores relacionados con el modelado de las columnas adyacentes a los muros, debido a que el programa CANNY-E no calcula fuerza cortante en estas columnas.

7.3.2 CENTRO INSTANTÁNEO DE RIGIDEZ.

Como ya se mencionó anteriormente, el momento torsionante efectivo que se produce en un entrepiso, está referido a un Centro Instantáneo de Rigidez (CIR) cuando se realiza un análisis dinámico.

Se puede demostrar que el comportamiento sísmico torsional de un edificio depende de sus características estructurales y, de manera importante, de la ubicación del CIR en el entrepiso. Es claro, que la localización del CIR depende también de las cargas sísmicas aplicadas a la estructura.

Al analizar la variación en el tiempo de la posición del CIR en el modelo simétrico, figs 7.3.3, 7.3.7 y 7.3.11, se observa que, para el primer entrepiso, este se concentra principalmente en el centro geométrico de la planta; sin embargo, para los entrepisos 5 y 15 la tendencia es muy diferente y dispersa. Para observar con mayor detalle el cambio en posición del CIR se complementan las figuras anteriores durante la fase intensa del sismo. Estas figuras adicionales muestran que durante la fase intensa del sismo la posición del CIR fue muy similar y con características simétricas en los entrepisos estudiados. El comportamiento irregular o disperso observado en las primeras gráficas, se presenta después de la fase intensa del sismo.

Para el modelo I asimétrico en masa, el CIR presenta cambios en posición sin ningún patrón definido en los diferentes entrepisos. Antes y durante la fase intensa, se aprecia una cercanía del CIR alrededor del CC, figs 7.3.15, 7.3.19 y 7.3.23. Este modelo se ha caracterizado por ser el más desfavorable en su comportamiento.

Para los modelos II y III asimétricos en masas, el CIR presenta una tendencia muy similar en los entrepisos estudiados. Este resultado nos indica que el comportamiento experimentado por ambos modelos es muy parecido, figs 7.3.27, 7.3.31, 7.3.35, 7.3.39, 7.3.43 y 7.3.47.

En los modelos asimétricos en rigideces se observa que durante la fase intensa, el CIR tiende a ubicarse en la zona del CC elástico en los entrepisos 1 y 5, mientras que en el entrepiso 15 no existe ninguna relación entre la distribución del CIR y la ubicación del CC elástico, figs 7.3.51, 7.3.55, 7.3.59, 7.3.63, 7.3.67, 7.3.71, 7.3.75, 7.3.79 y 7.3.83. Se pudo revisar que la variación global del CIR no esta asociada a ninguna fase del temblor.

Al igual que en el caso de los modelos asimétricos en masas, los modelos II y III tuvieron comportamientos globales muy similares. Es importante recordar que para el entrepiso 15, la ubicación del CC se localiza en una zona opuesta a al zona de mayor rigidez del entrepiso, lo cual sería incongruente para definir el CIR.

7.3.3 CAPACIDAD CORTANTE - MOMENTO TORSIONANTE DEL ENTREPISO.

Como se mencionó anteriormente, la superposición de la capacidad del entrepiso dada por la SUCT y la demanda sísmica generada, en función del cortante y el momento torsionante, permite estimar el comportamiento sísmico producido en un entrepiso cualquiera. En las figuras, y sólo para fines de presentación, se grafica de manera independiente el cortante en dos direcciones ortogonales (“ X ” y “ Y ”).

Modelo simétrico.

En las figs 7.3.1, 7.3.2, 7.3.5, 7.3.6, 7.3.9 y 7.3.10 se presenta la respuesta Cortante - Momento del modelo simétrico en los entrepisos 1, 5 y 15 respectivamente, superpuesta sobre la SUCT. Dadas las características del modelo, el comportamiento de estos entrepisos fue predominantemente en traslación, en los cuales el cortante alcanzó a rebasar la SUCT en los entrepisos 1 y 15 en la dirección " Y ". Los cortantes en la dirección " X " se mantuvieron dentro de la envolvente. Los momentos torsionantes generados fueron muy pequeños.

Para este modelo, la capacidad de los entrepisos 5 y 15 resultó igual a 89% y 11% respecto a la calculada para el entrepiso 1 del edificio.

Modelos asimétricos en masas.

Las figs 7.3.13, 7.3.14, 7.3.17, 7.3.18, 7.3.21 y 7.3.22 presentan la respuesta Cortante - Momento y la SUCT de los entrepisos 1, 5 y 15 del modelo I.

A diferencia del modelo simétrico, para este tipo de asimetría se presentan efectos importantes de torsión. Este hecho se acentúa en los entrepisos 1 y 5 en ambas direcciones de análisis, figs 7.3.13, 7.3.14, 7.3.17 y 7.3.18, aunque en ningún caso la respuesta rebasa la SUCT correspondiente. Para el entrepiso 15, la respuesta decrece manteniendo la misma tendencia.

Para este modelo, la capacidad de los entrepisos 5 y 15 fue de 82% y 9% respecto a la calculada para el entrepiso 1.

La respuesta Cortante - Momento y la SUCT del modelo II se presenta en las figs 7.3.25, 7.3.26, 7.3.29, 7.3.30, 7.3.33 y 7.3.34. Se observa en ellas que la capacidad de cada entrepiso fue superior respecto a la que presentó el modelo I; además, para los tres entrepisos la SUCT fue muy superior a la respuesta Cortante - Momento de este edificio. La tendencia de la demanda sísmica fue menos dispersa y ligeramente inclinada al presentarse incrementos en la respuesta a cortante respecto al modelo anterior

Para este modelo, la capacidad de los entrepisos 5 y 15 fue de 85% y 12% respecto a la calculada para el entrepiso 1.

El modelo III presentó una tendencia similar a la del modelo II; sin embargo, se observó un ligero incremento de la capacidad (SUCT), en todos los entrepisos, figs 7.3.37, 7.3.38, 7.3.41, 7.3.42, 7.3.45 y 7.3.46.

Para este modelo, la capacidad de los entrepisos 5 y 15 fue de 81% y 12 % respecto a la calculada para el entrepiso 1.

En términos generales, las tendencias de la respuesta sísmica para cada nivel de excentricidad (modelos I, II y III), son muy similares en los tres entrepisos estudiados. Del análisis de las ramas de la SUCT, se observa que para este tipo de modelos, el plano resistente con mayor demanda, corresponde al más lejano del centro de masa. Finalmente, al comparar la capacidad Cortante - Momento contra la correspondiente demanda del entrepiso, el modelo I fue el más desfavorable,

ya que existe un número importante de combinaciones de Cortante - Momento que tienden a aproximarse a la SUCT. Por último, se observa que la capacidad de la estructura se incrementó al aumentar el nivel de asimetría.

Modelos asimétricos en rigidez.

En las figs 7.3.49, 7.3.50, 7.3.53, 7.3.54, 7.3.57 y 7.3.58 se presenta la respuesta Cortante - Momento y la SUCT de los entrepisos 1, 5 y 15 del modelo I. Al analizar la respuesta obtenida en la dirección " Y " del entrepiso 1, fig 7.3.49, se puede observar que la SUCT fue rebasada por diferentes combinaciones Cortante - Momento, en las cuales se hacen evidentes mecanismos críticos de torsión más que de fuerza cortante. En todos los demás ejemplos, la demanda Cortante - Momento fue cubierta por la SUCT.

Para este modelo la capacidad de los entrepisos 5 y 15 fue de 100% y 20% respecto a la calculada para el entrepiso 1.

Respecto al modelo I, el modelo II presentó un incremento en la capacidad Cortante - Momento de los entrepisos 1 y 5, mientras que la capacidad del entrepiso 15 se mantuvo. En las figs 7.3.61, 7.3.62, 7.3.65, 7.3.66, 7.3.69 y 7.3.70 se grafica la respuesta Cortante - Momento y la SUCT correspondiente a los entrepisos 1, 5 y 15. En ella predomina los mecanismos con una torsión moderada y una fuerza cortante importante.

Para este modelo la capacidad de los entrepisos 5 y 15 fue de 99% y 15 % respecto a la calculada para el entrepiso 1.

En las figs 7.3.73, 7.3.74, 7.3.77, 7.3.78, 7.3.81 y 7.3.82 se presenta la respuesta Cortante - Momento y la SUCT de los entrepisos 1, 5 y 15 correspondientes al modelo III. Se observa que la capacidad en estos entrepisos se incrementó ligeramente respecto al modelo II. En ningún caso, la demanda Cortante - Momento sobrepasó a la SUCT.

Para este modelo la capacidad de los entrepisos 5 y 15 fue de 102% y 14 % respecto a la calculada para el entrepiso 1.

Así el modelo I tuvo un comportamiento más crítico. Por otro lado, se observó que los modelos II y III presentaron un comportamiento muy similar.

En los modelos asimétricos en rigideces la capacidad del entrepiso 1 (SUCT) fue de 80% a 88 % respecto a la calculada para los modelos asimétricos en masas, mientras que los entrepisos 5 y 15 presentaron incrementos que alcanzaron 83 % de la capacidad obtenida en los modelos asimétricos en masas. Al analizar la tendencia mostrada por la respuesta sísmica y las ramas de la SUCT, para todos los modelos asimétricos en rigideces, el plano resistente con mayor demanda sísmica fue el más rígido.

Al comparar la capacidad de los modelos asimétricos en masas y/o rigideces respecto a la correspondiente al modelo simétrico, se nota un incremento que varía desde un 25% a un 140 %.

7.3.4 RELACIÓN DE FRECUENCIAS DESACOPLADAS.

En la tabla 7.4.4 se presentan los periodos de vibrar y la relación de frecuencias desacopladas de torsión y traslación para los modelos estudiados. Al analizar la relación de frecuencias desacopladas ($\omega_{\theta} / \omega_t$), se nota que todos los modelos estudiados representan sistemas torsionalmente rígidos, para los cuales los efectos de torsión pudieran atenuarse respecto a sistemas torsionalmente flexibles, sobre todo en los modelos asimétricos en masas.

7.4 RESUMEN DE RESULTADOS.

MODELO	Excentricidad Dinámica Inelástica (e_{din})		
	Entrepiso		
	1	5	15
Simétrico	0.050 - 0.093b	0.036 - 0.067b	0.076 - 0.141b
	Factor Inelástico de Amplificación Dinámica (FA_{din})		
Asimétrico en masas			
Modelo I	2.09 - 3.89	1.38 - 2.56	1.25 - 2.33
Modelo II	1.02 - 1.89	0.99 - 1.83	0.87 - 1.62
Modelo III	1.06 - 1.97	0.82 - 1.53	0.83 - 1.54
Asimétrico en rigideces			
Modelo I	2.16 - 4.02	1.23 - 2.28	0.52 - 0.97
Modelo II	1.54 - 2.86	0.87 - 1.61	0.13 - 0.24
Modelo III	1.19 - 2.21	0.70 - 1.30	0.13 - 0.23

Tabla 7.4.1 Valores de la excentricidad y amplificación dinámica inelástica máxima.

MODELO	ENTREPISO											
	1				5				15			
	Me	Me	Md	Mt	Me	Me	Md	Mt	Me	Me	Md	Mt
Simétrico	0.00	0.00	1466.53	7765.67	0.00	0.00	321.76	5039.56	0.00	0.00	33.82	1043.66
	ASIMÉTRICOS EN MASAS											
Modelo I	15485.72	8338.48	14526.15	32425.28	13971.96	7523.36	5128.74	19242.98	1378.00	742.00	499.59	1725.85
Modelo II	23636.64	12727.42	4829.28	24034.74	21286.85	11462.14	5384.10	21019.34	2105.66	1133.82	417.09	1841.66
Modelo II	31515.52	16969.89	7407.14	33512.14	28382.46	15282.88	7153.14	23353.95	2807.55	1511.74	507.59	2330.61
	ASIMÉTRICOS EN RIGIDECES											
Modelo I	13952.20	7498.16	7700.71	30126.54	17265.00	9296.52	7285.73	21227.17	4124.28	2220.76	723.66	2149.96
Modelo II	18902.85	10178.46	3415.77	29061.61	29397.44	15829.41	3265.83	25438.01	9533.34	5133.34	316.66	1218.97
Modelo II	26082.78	14044.58	3020.70	30995.25	35982.27	19375.07	2717.13	25217.38	12805.34	6895.17	212.67	1617.27

Simbología:

Me (Ton - m) = Momento estático obtenido con 1.3 de V_y y 0.7 de V_x .

Md (Ton - m) = Momento dinámico producido por la vibración torsional.

Mt (Ton - m) = Momento torsionante total.

Tabla 7.4.2 Momentos estáticos y momentos máximos dinámico y torsional.

PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

MODELO	Variación del CICS en fracción de " b "		
	Entrepiso		
	1	5	15
Simétrico	0.20 - 0.23	0.10 - 0.26	0.08 - 0.08
Asimétrico en masas			
Modelo I	0.26 - 0.31	0.29 - 0.30	0.25 - 0.19
Modelo II	0.30 - 0.28	0.26 - 0.30	0.11 - 0.12
Modelo III	0.27 - 0.28	0.25 - 0.32	0.12 - 0.11

Tabla 7.4.3 Variación del CICS en fracción de " b " respecto al centro de resistencias del RCDF.

Modo	Modelo Simétrico	Modelos asimétricos en masas			Modelos asimétricos en rigidez		
		Modelo I	Modelo II	Modelo III	Modelo I	Modelo II	Modelo III
1	1.52811	1.59635	1.44924	1.54557	1.08670	0.94630	0.93469
2	1.52811	1.52811	1.31839	1.31839	1.02138	0.93933	0.78997
3	0.48513	0.82511	0.71962	0.72845	0.74797	0.74641	0.47899
4	0.48512	0.50740	0.46807	0.49963	0.34830	0.30560	0.30387
5	0.25993	0.48512	0.42507	0.42507	0.32186	0.29168	0.23579
6	0.25489	0.26577	0.24784	0.26278	0.23623	0.21941	0.16773
7	0.15838	0.25489	0.22706	0.22706	0.18774	0.16782	0.14211
8	0.09605	0.09605	0.09257	0.09257	0.17016	0.15141	0.12158
9	0.07465	0.07465	0.07158	0.07158	0.12465	0.10879	0.10844
10	0.04489	0.04489	0.04294	0.04294	0.11904	0.10736	0.07816
$\omega_{\theta} / \omega_t$		1.934706	2.013913	2.121742	1.452866	1.267802	1.951377

Tabla 7.4.4 Periodos de vibrar y relación de frecuencias desacopladas.

7.5 FIGURAS.

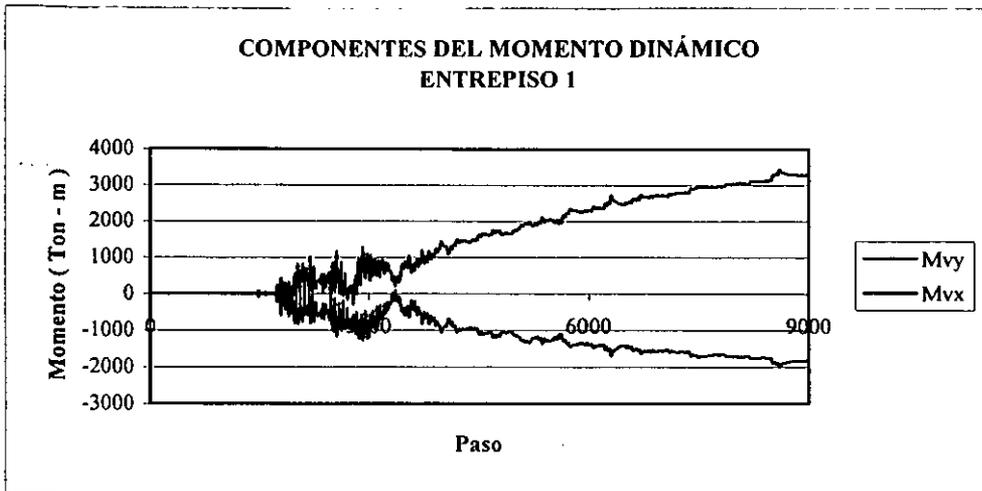


Figura 7.2.1.1 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo simétrico.

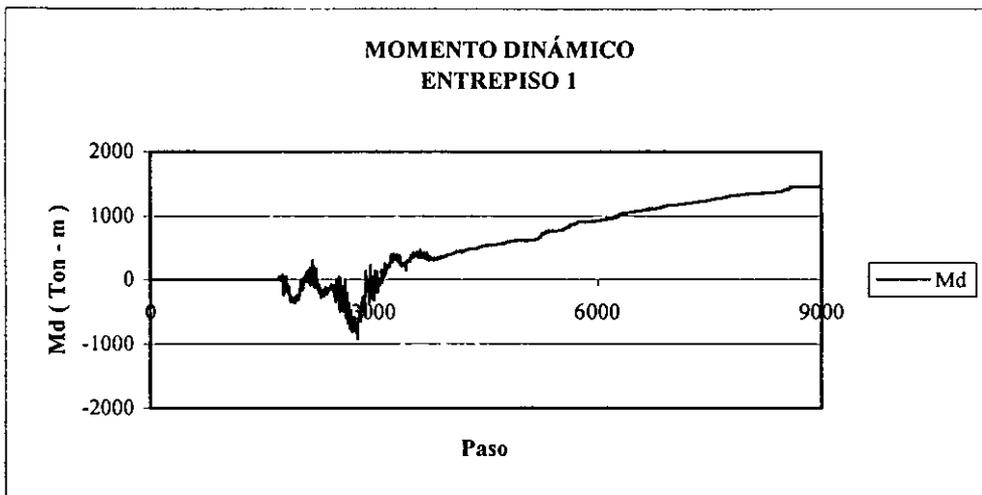


Figura 7.2.1.2 Historia del momento dinámico del modelo simétrico.

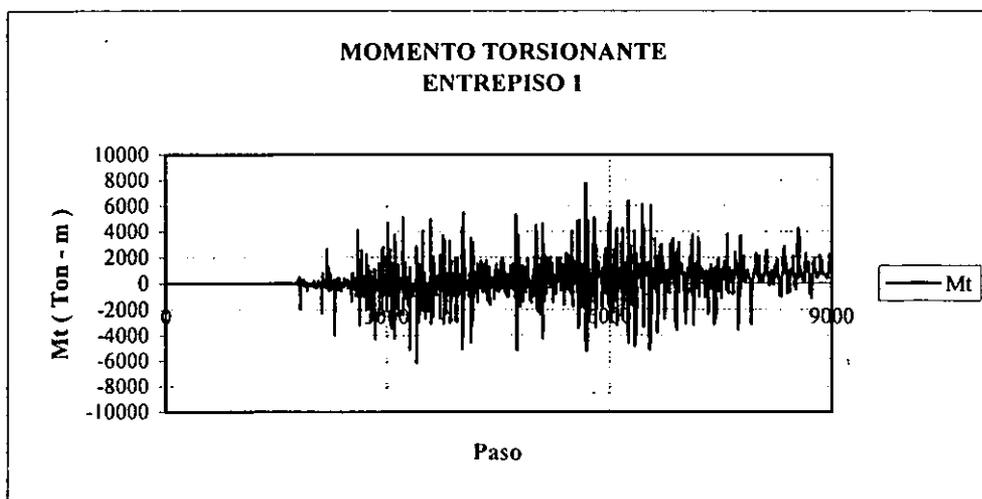


Figura 7.2.1.3 Historia del momento torsionante del modelo simétrico.

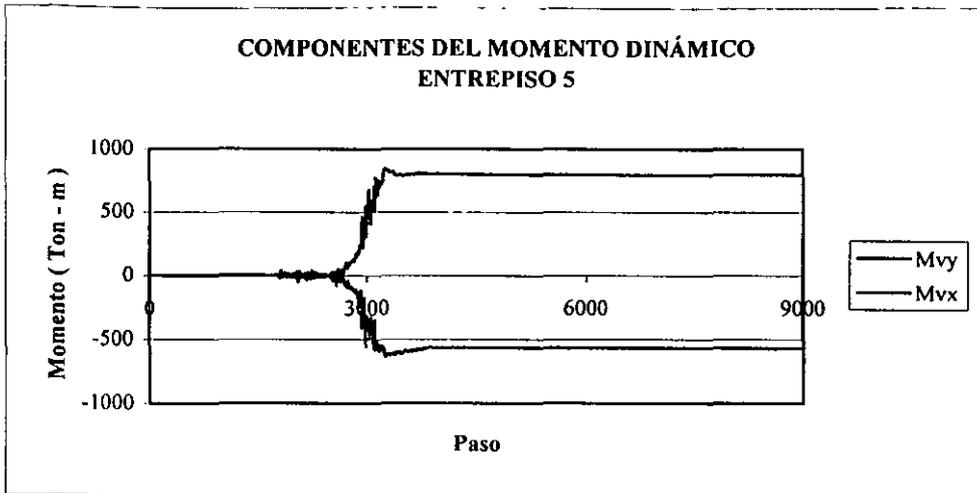


Figura 7.2.1.4 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo simétrico.

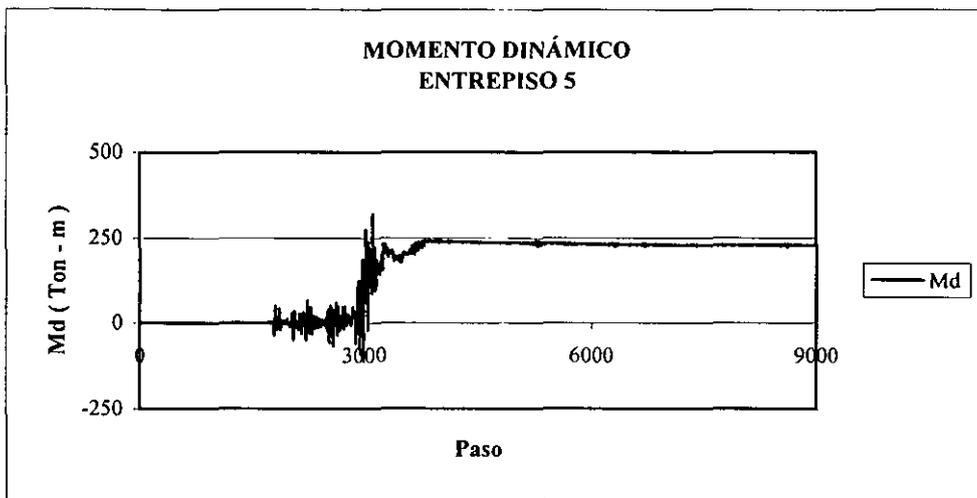


Figura 7.2.1.5 Historia del momento dinámico del modelo simétrico.



Figura 7.2.1.6 Historia del momento torsionante del modelo simétrico.

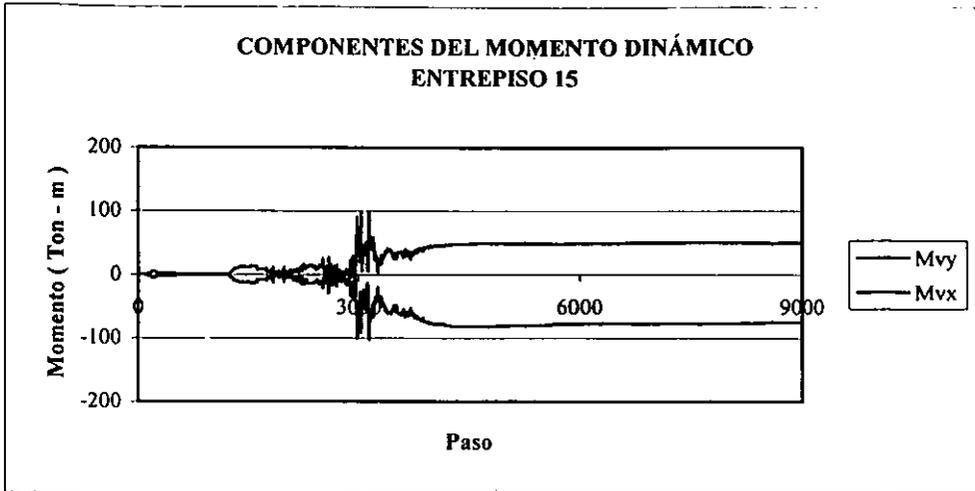


Figura 7.2.1.7 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo simétrico.

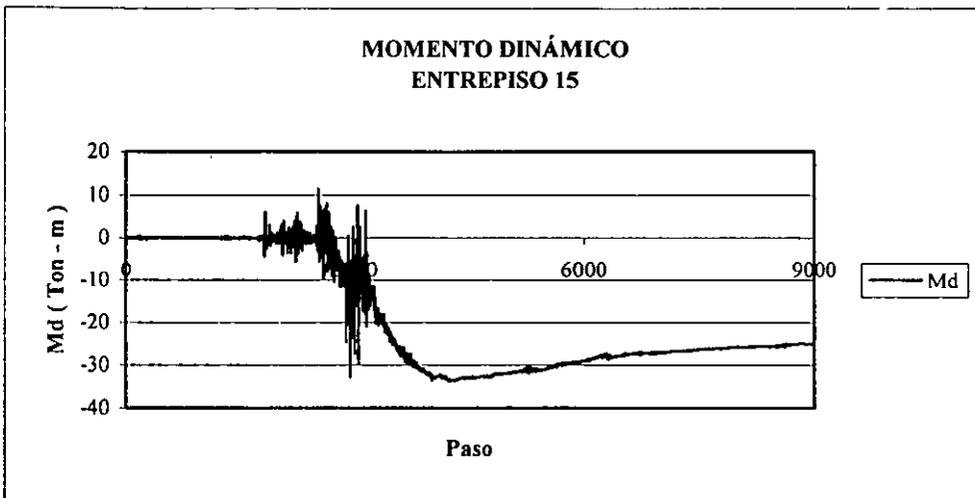


Figura 7.2.1.8 Historia del momento dinámico del modelo simétrico.

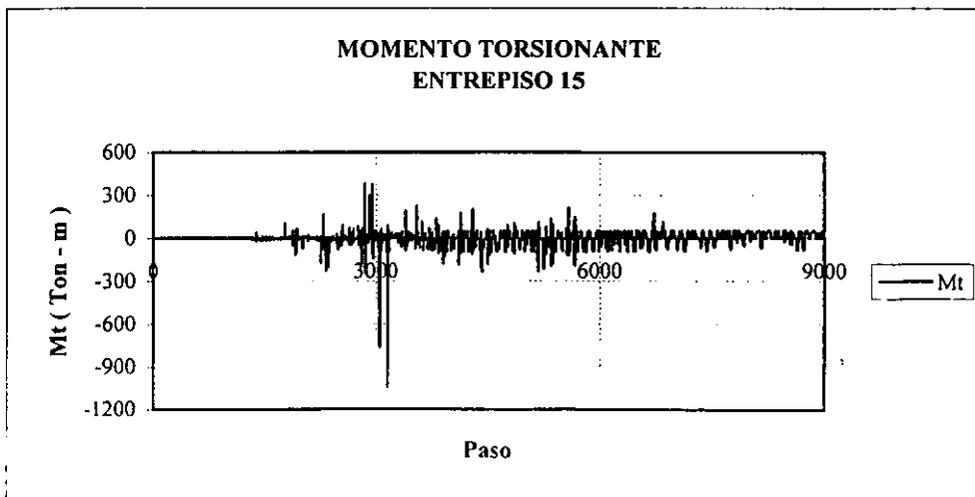


Figura 7.2.1.9 Historia del momento torsionante del modelo simétrico.



Figura 7.2.2.1 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo I asimétrico en masa.

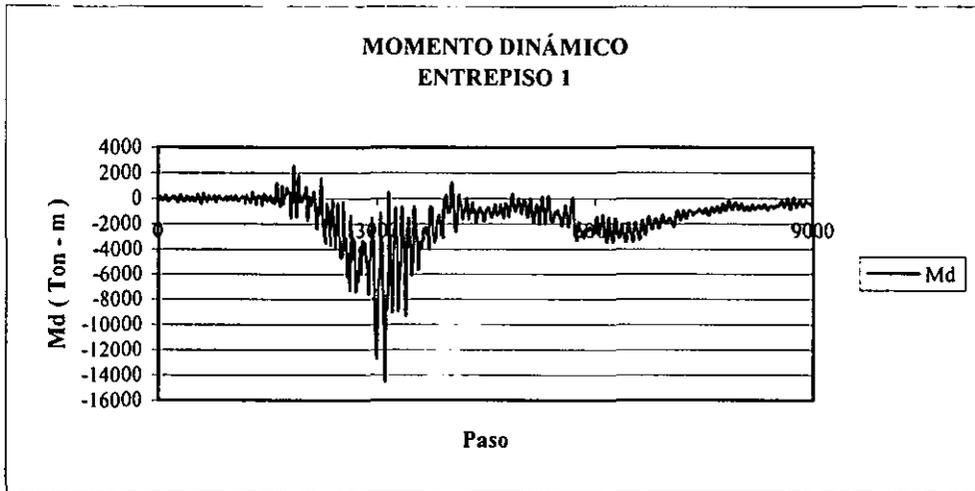


Figura 7.2.2.2 Historia del momento dinámico del modelo I asimétrico en masa.

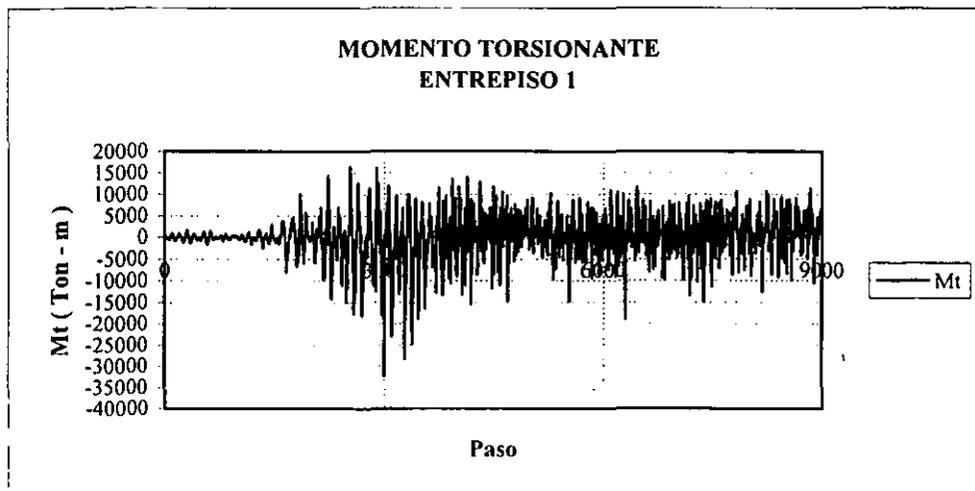


Figura 7.2.2.3 Historia del momento torsionante del modelo I asimétrico en masa.



Figura 7.2.2.4 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo I asimétrico en masa.

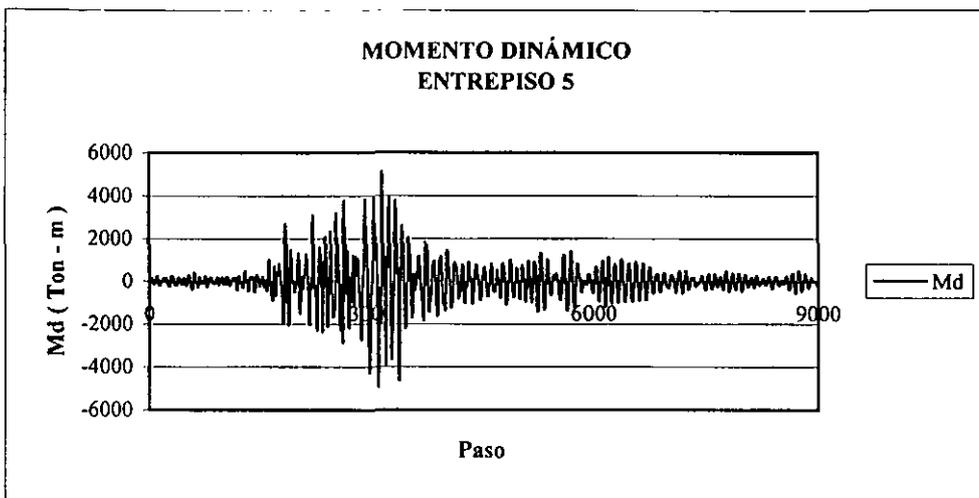


Figura 7.2.2.5 Historia del momento dinámico del modelo I asimétrico en masa.

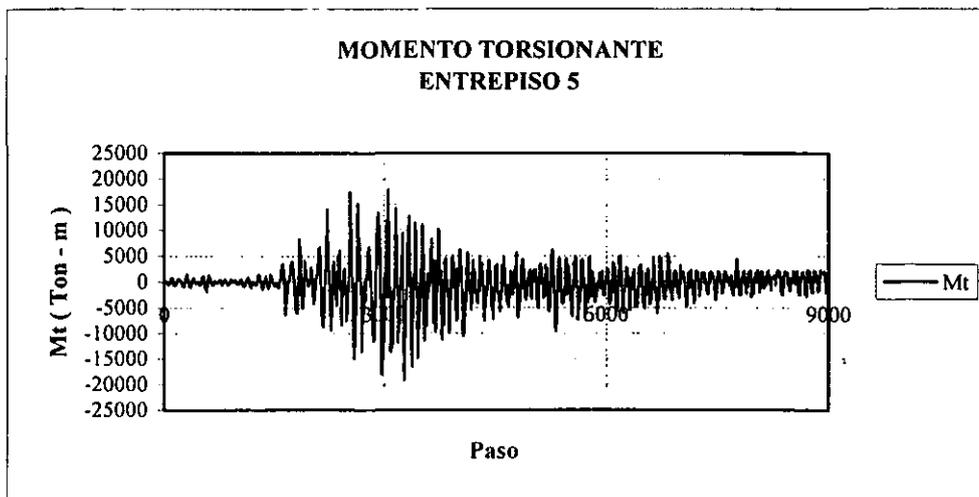


Figura 7.2.2.6 Historia del momento torsionante del modelo I asimétrico en masa.

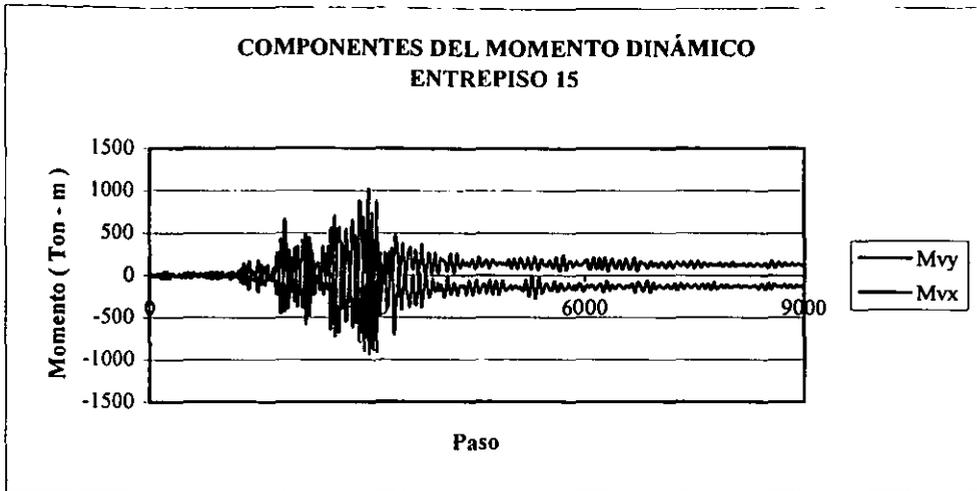


Figura 7.2.2.7 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo I asimétrico en masa.

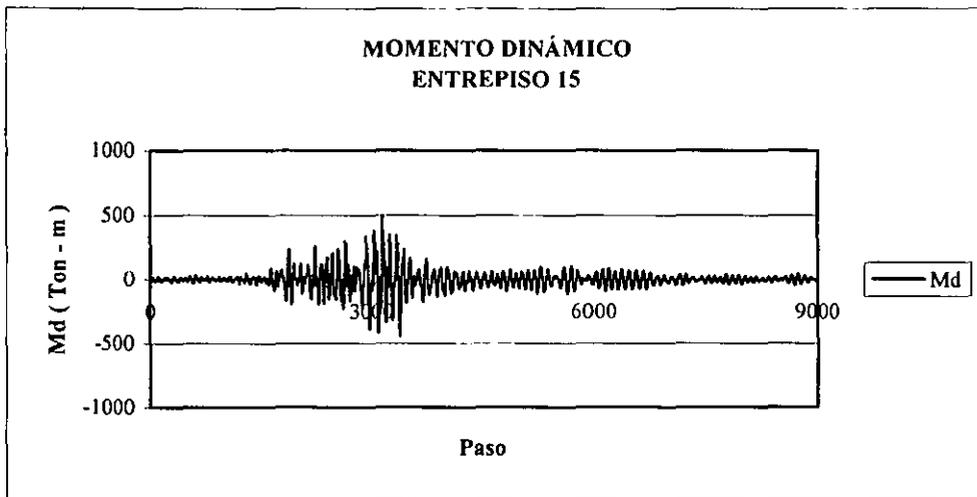


Figura 7.2.2.8 Historia del momento dinámico del modelo I asimétrico en masa.

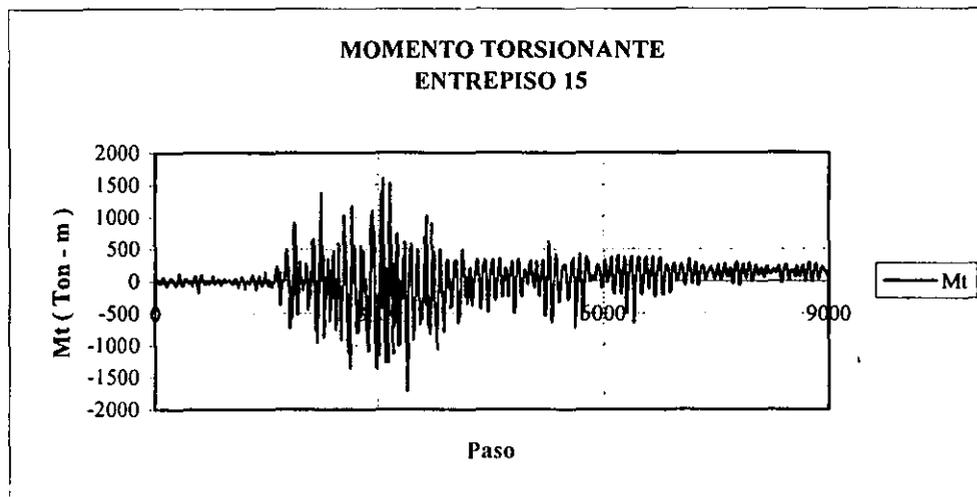


Figura 7.2.2.9 Historia del momento torsionante del modelo I asimétrico en masa.

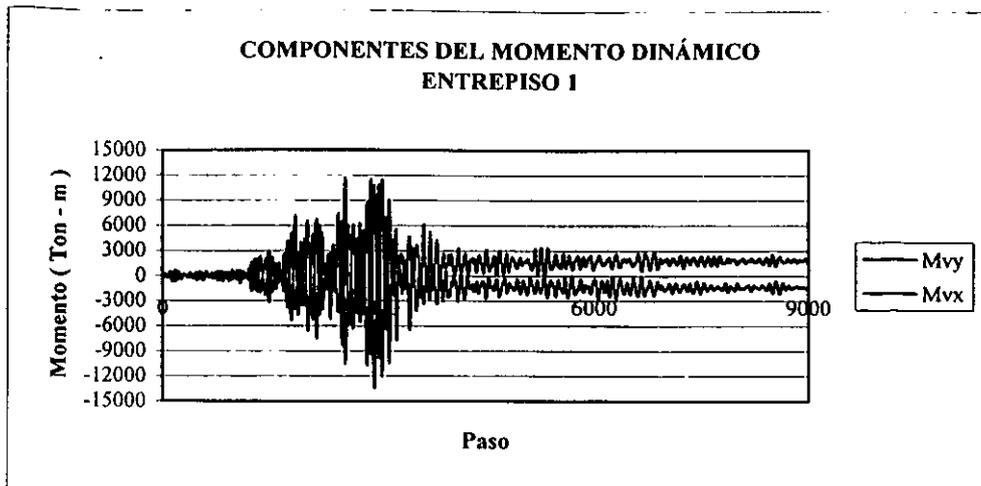


Figura 7.2.2.10 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo II asimétrico en masa.

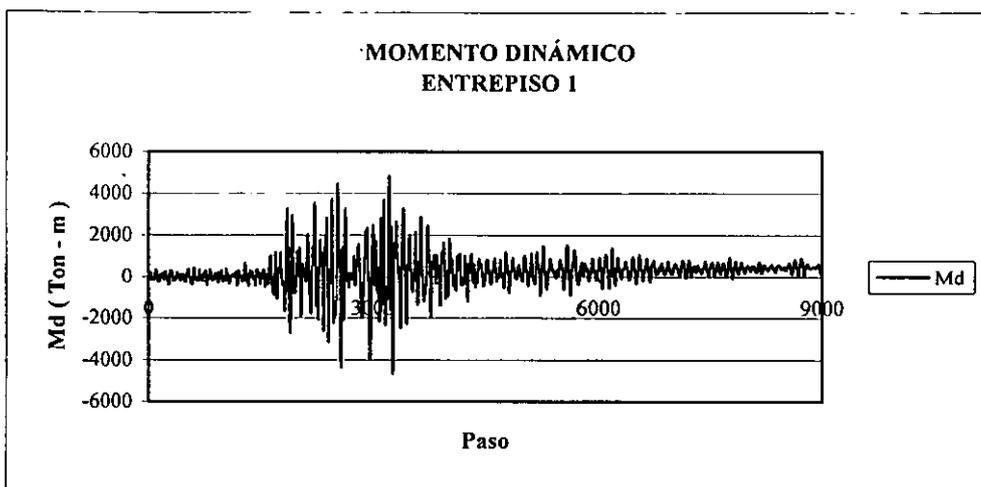


Figura 7.2.2.11 Historia del momento dinámico del modelo II asimétrico en masa.



Figura 7.2.2.12 Historia del momento torsionante del modelo II asimétrico en masa.

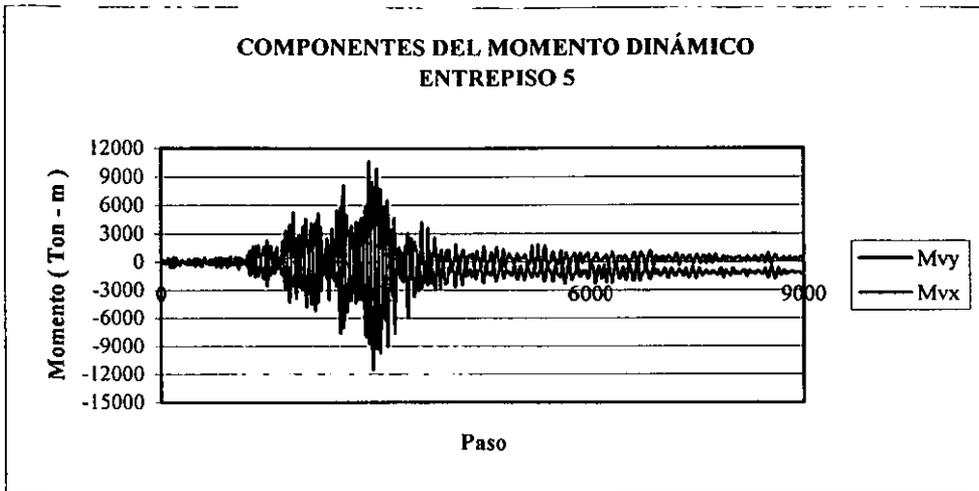


Figura 7.2.2.13 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo II asimétrico en masa.

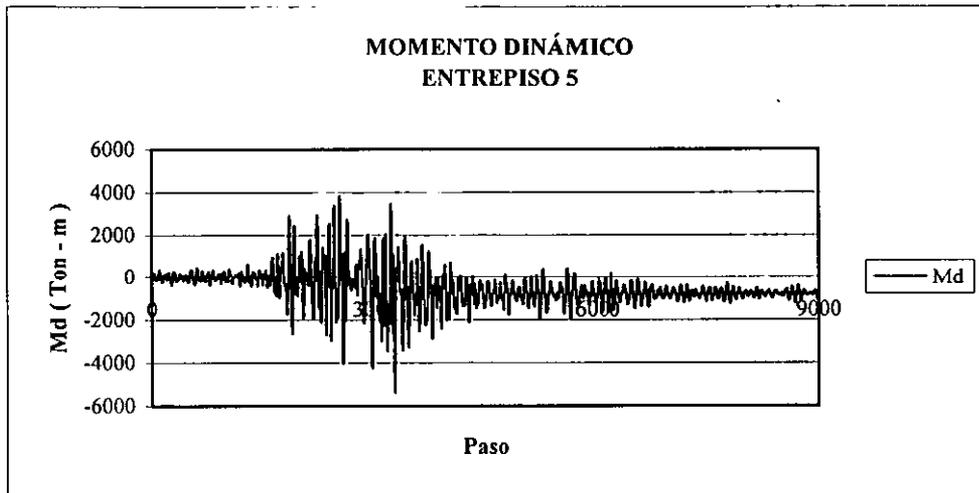


Figura 7.2.2.14 Historia del momento dinámico del modelo II asimétrico en masa.

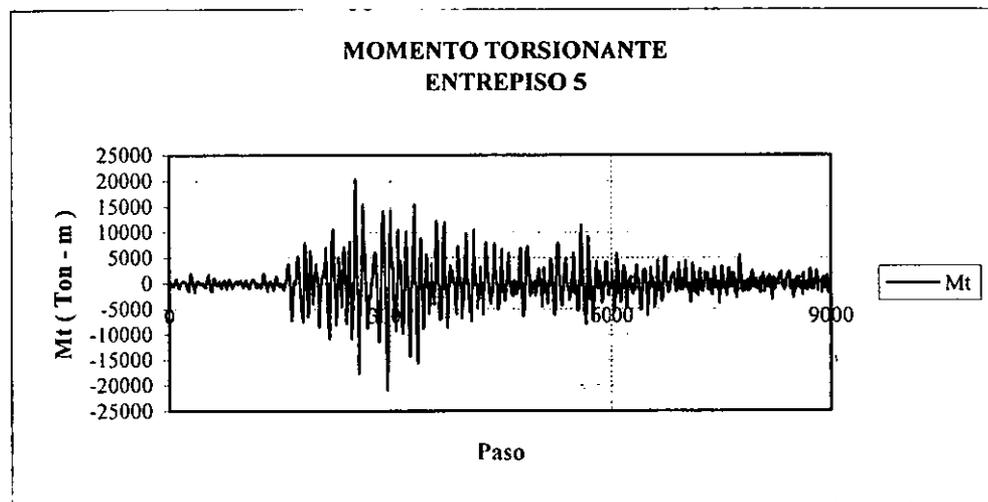


Figura 7.2.2.15 Historia del momento torsionante del modelo II asimétrico en masa.

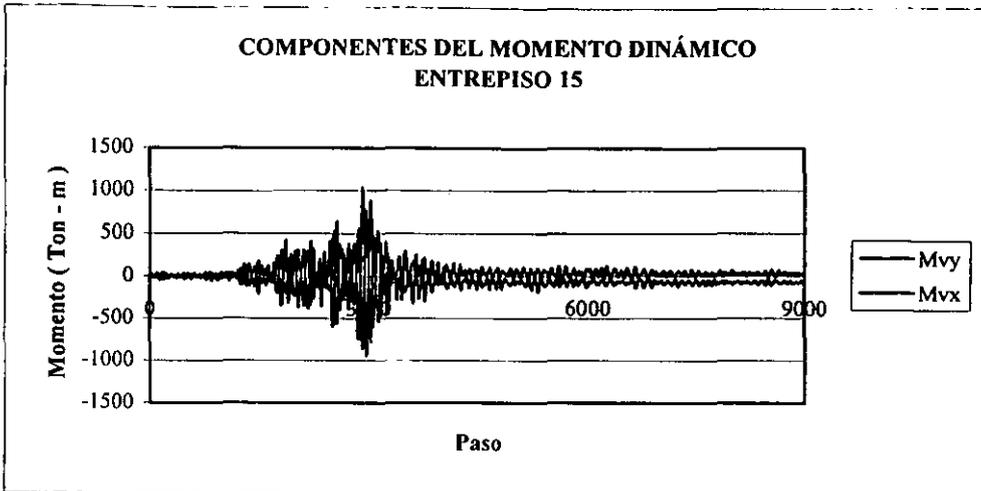


Figura 7.2.2.16 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo II asimétrico en masa.

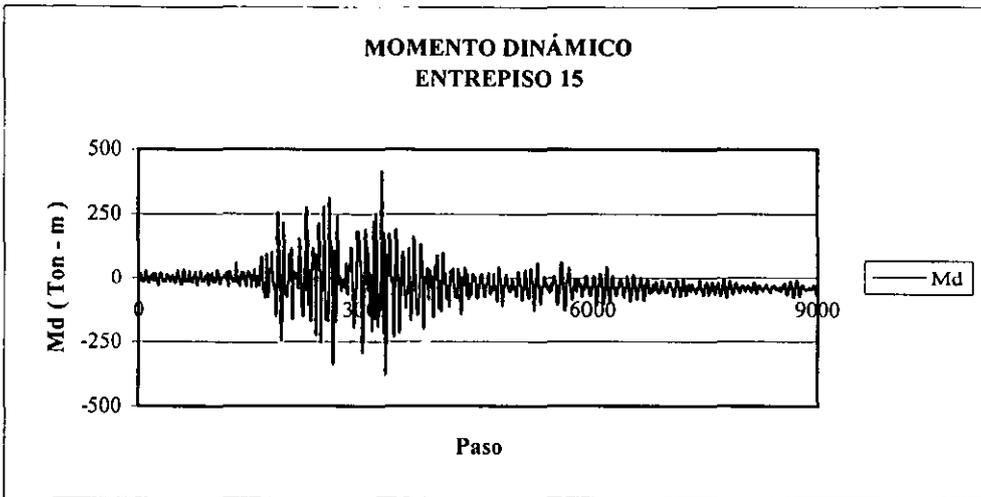


Figura 7.2.2.17 Historia del momento dinámico del modelo II asimétrico en masa.



Figura 7.2.2.18 Historia del momento torsionante del modelo II asimétrico en masa.



Figura 7.2.2.19 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo III asimétrico en masa.

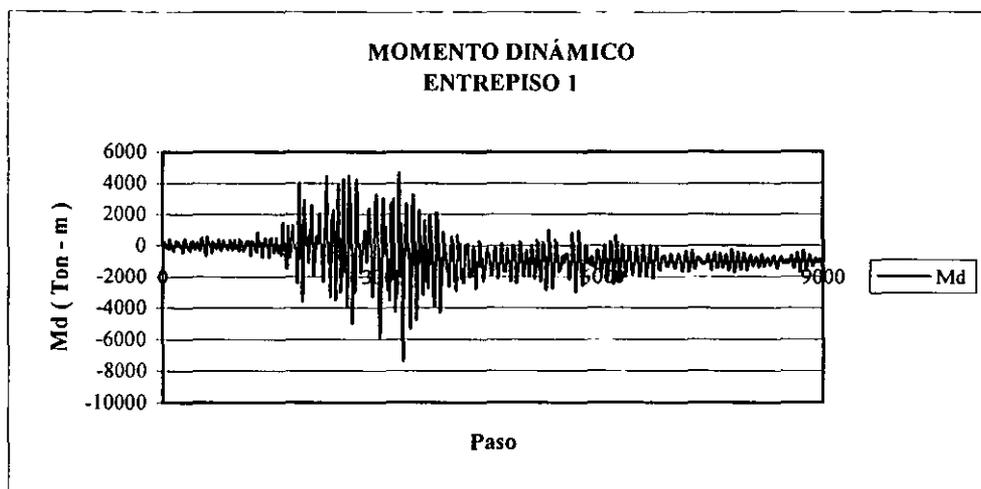


Figura 7.2.2.20 Historia del momento dinámico del modelo III asimétrico en masa.

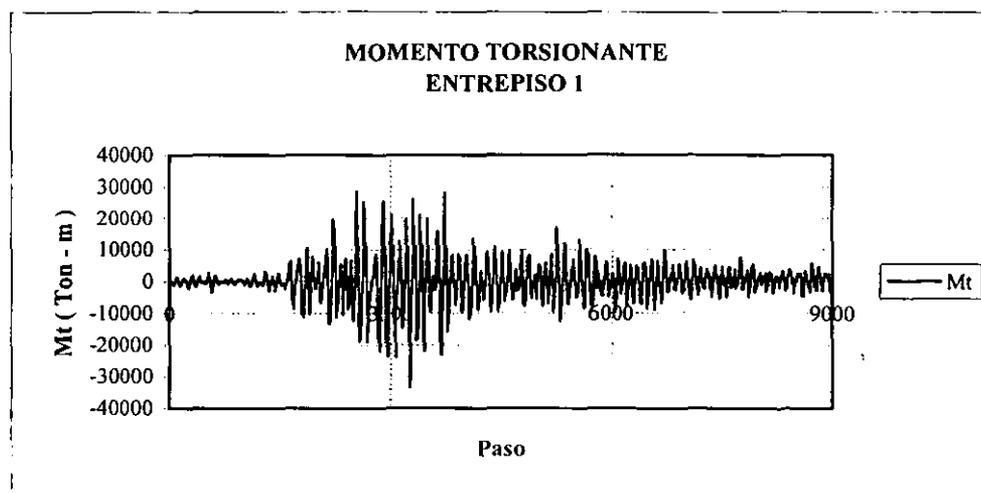


Figura 7.2.2.21 Historia del momento torsionante del modelo III asimétrico en masa.

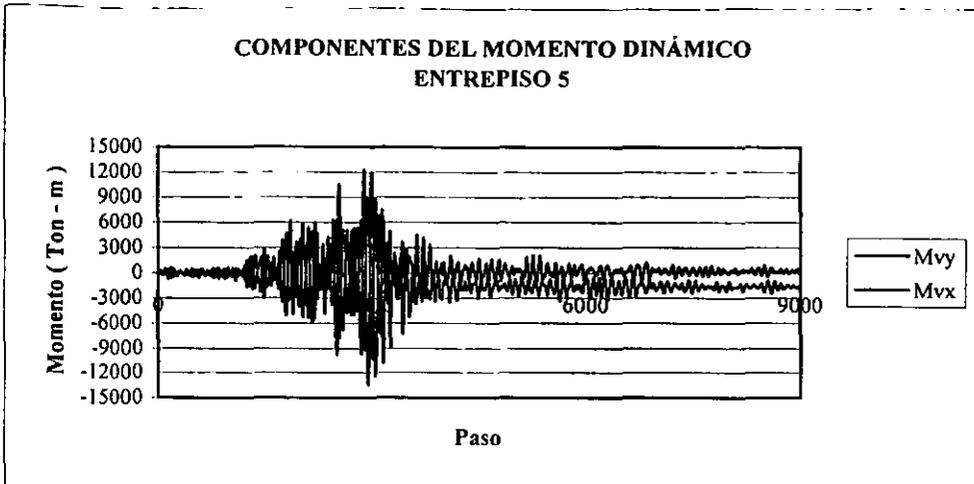


Figura 7.2.2.22 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo III asimétrico en masa.

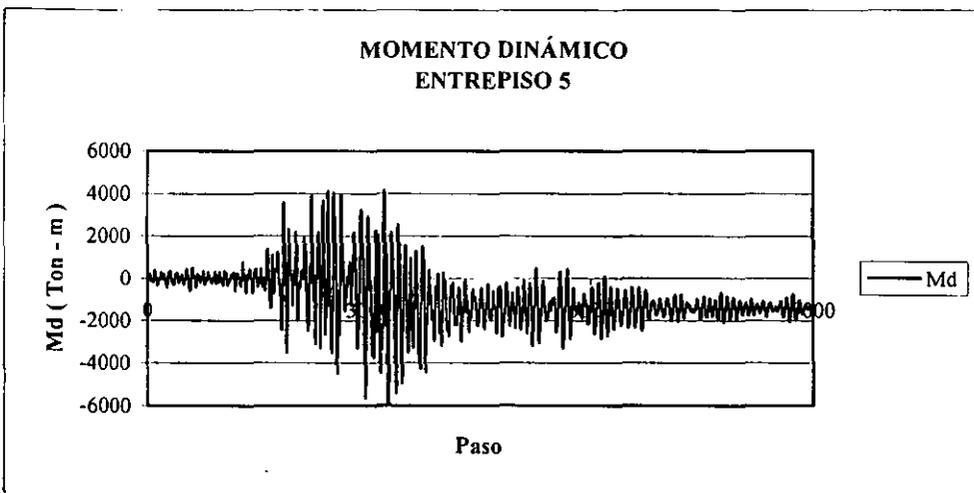


Figura 7.2.2.23 Historia del momento dinámico del modelo III asimétrico en masa.

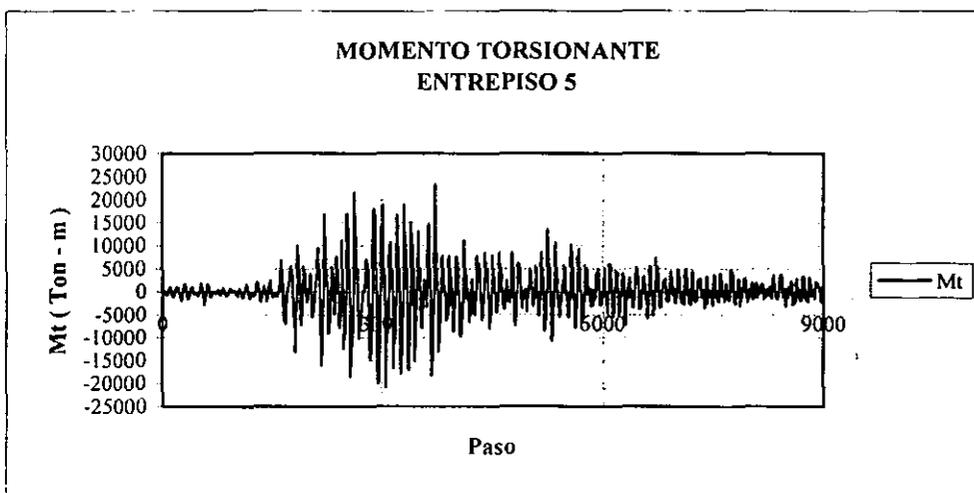


Figura 7.2.2.24 Historia del momento torsionante del modelo III asimétrico en masa.

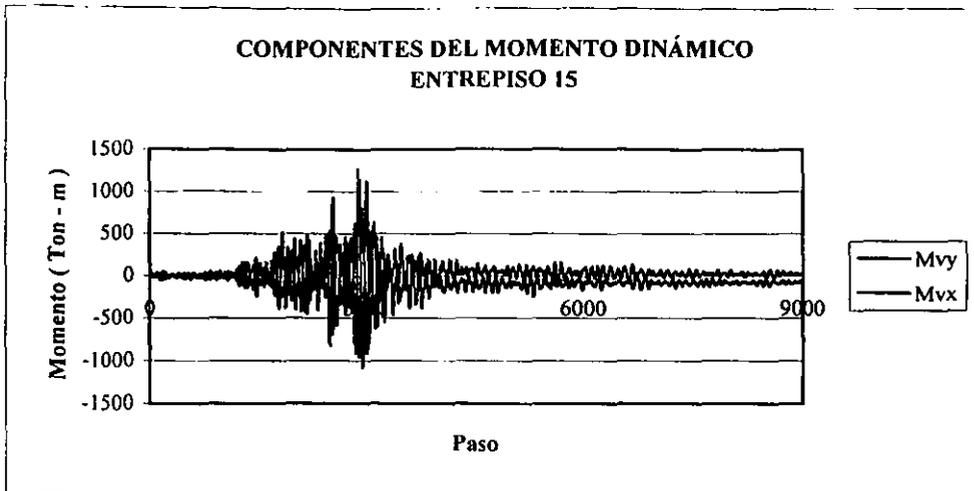


Figura 7.2.2.25 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo III asimétrico en masa.

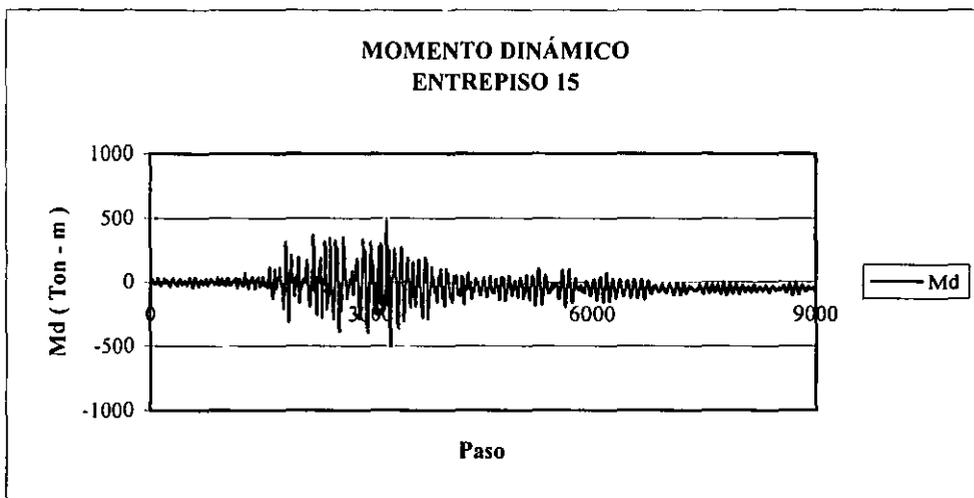


Figura 7.2.2.26 Historia del momento dinámico del modelo III asimétrico en masa.

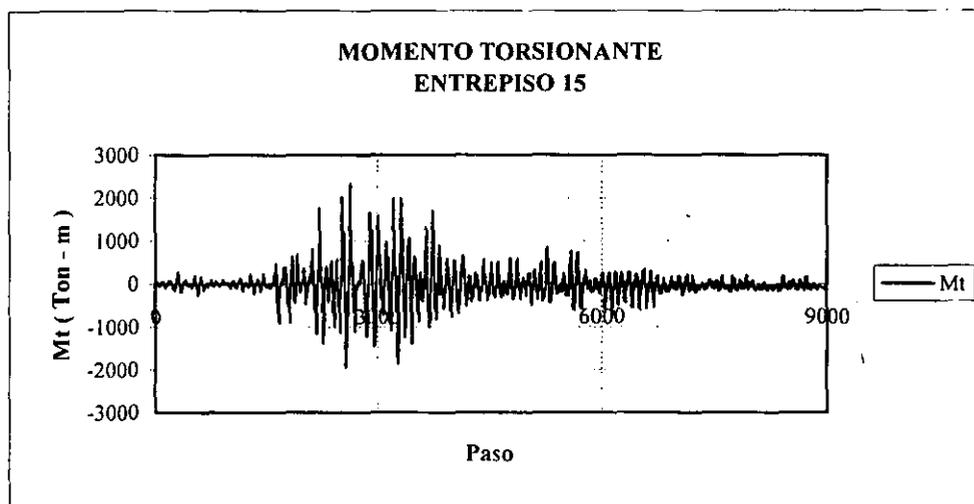


Figura 7.2.2.27 Historia del momento torsionante del modelo III asimétrico en masa.

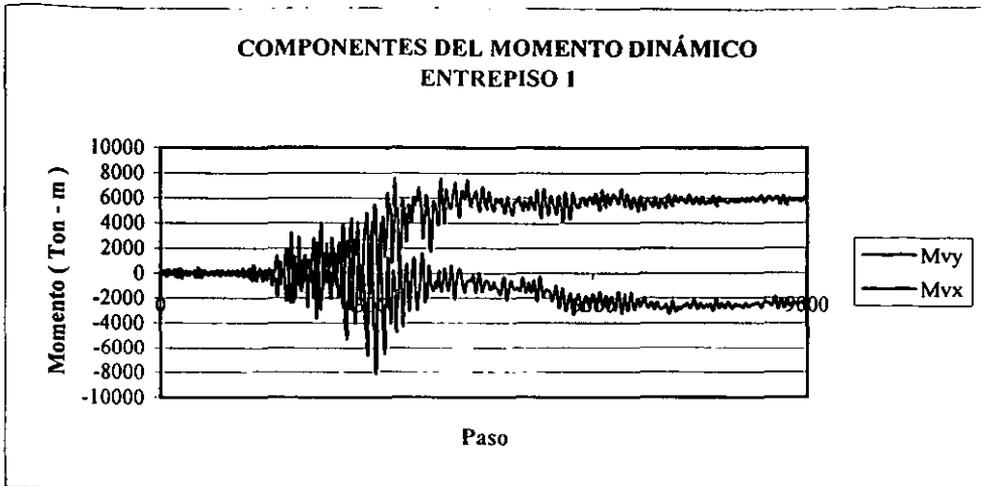


Figura 7.2.3.1 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo I asimétrico en rigidez.

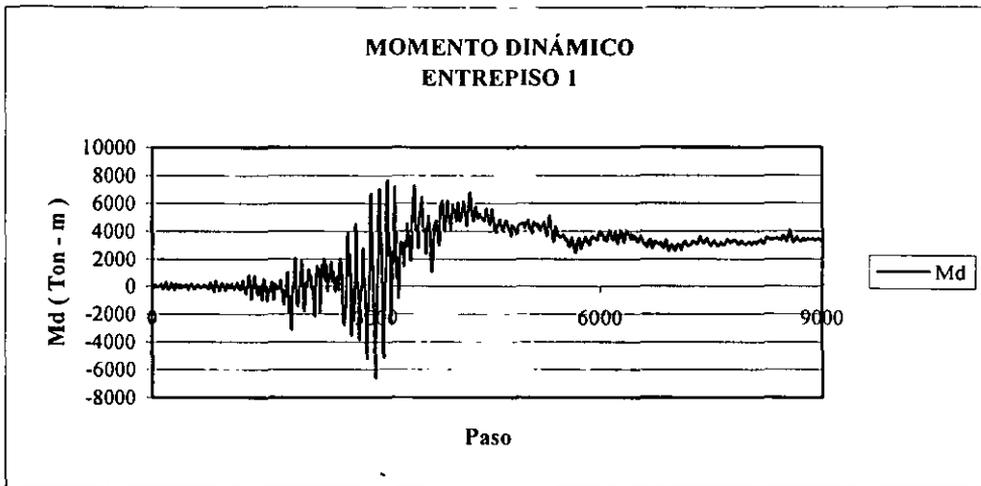


Figura 7.2.3.2 Historia del momento dinámico del modelo I asimétrico en rigidez.

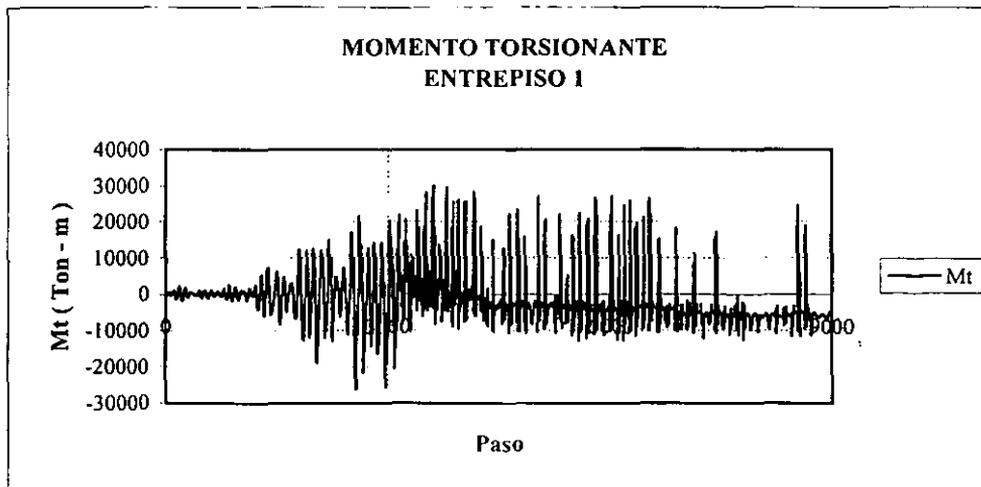


Figura 7.2.3.3 Historia del momento torsionante del modelo I asimétrico en rigidez.

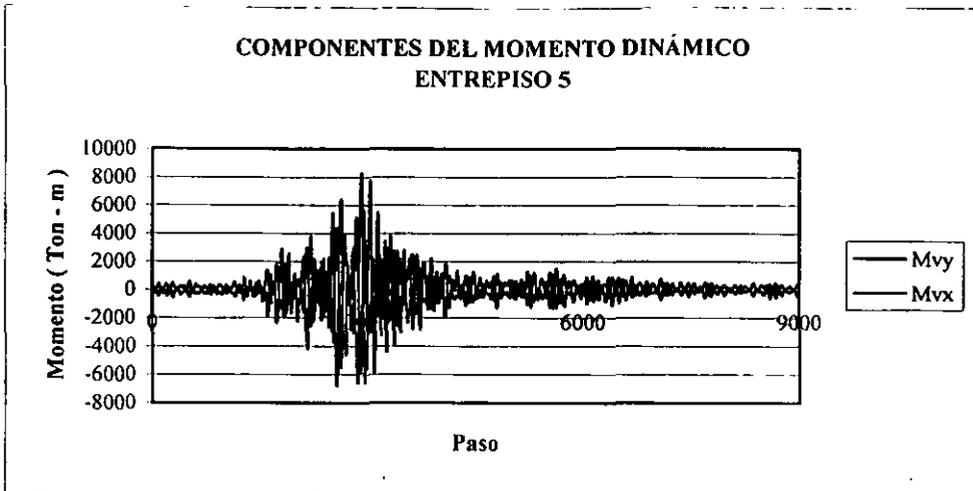


Figura 7.2.3.4 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo I asimétrico en rigidez.

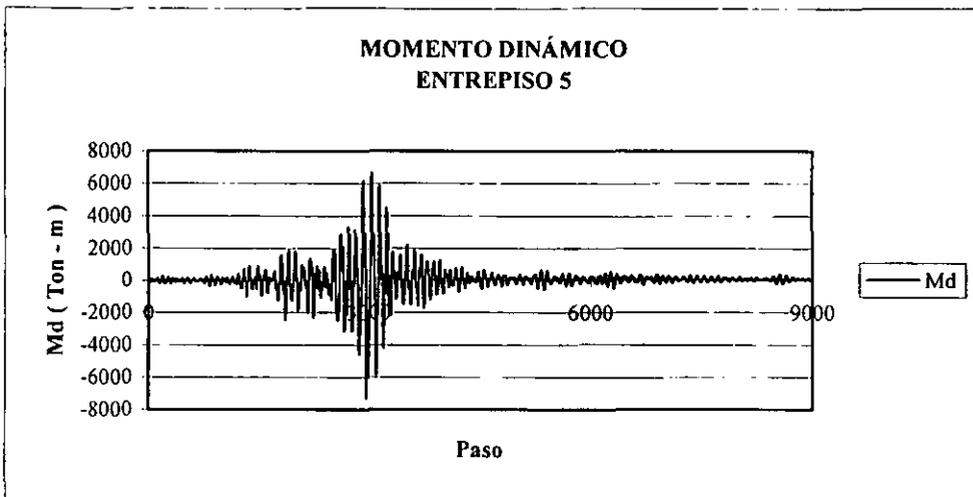


Figura 7.2.3.5 Historia del momento dinámico del modelo I asimétrico en rigidez.

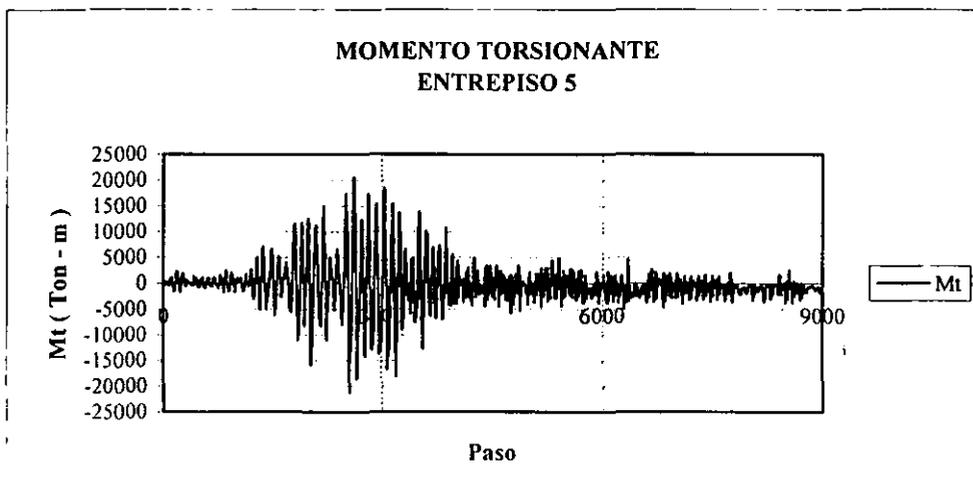


Figura 7.2.3.6 Historia del momento torsionante del modelo I asimétrico en rigidez.

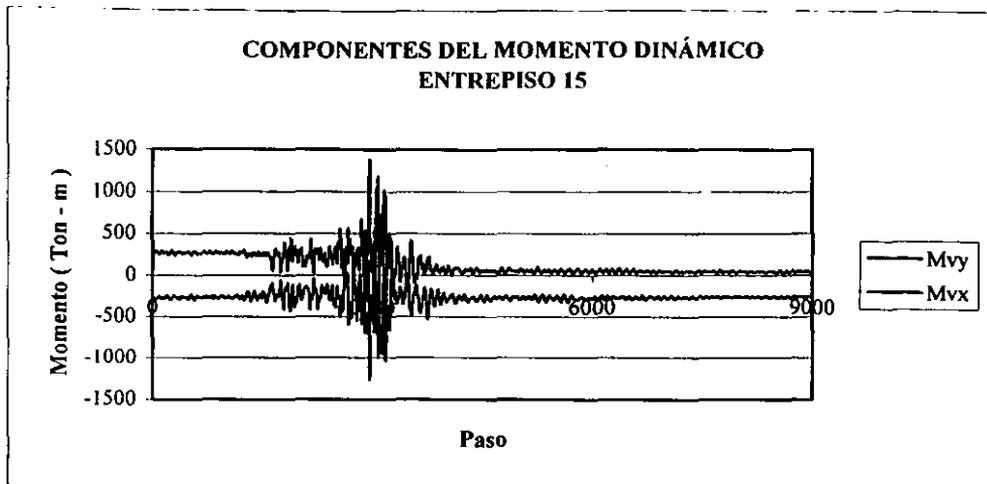


Figura 7.2.3.7 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo I asimétrico en rigidez.

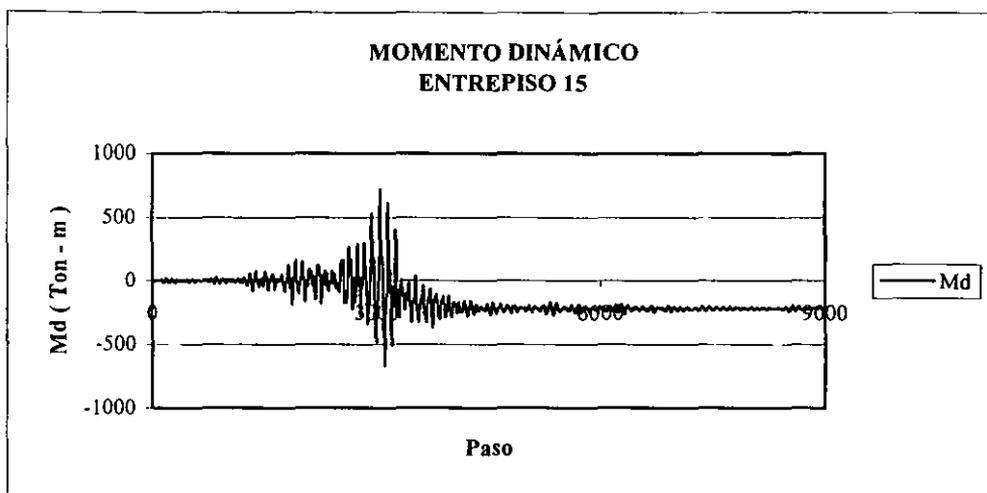


Figura 7.2.3.8 Historia del momento dinámico del modelo I asimétrico en rigidez.

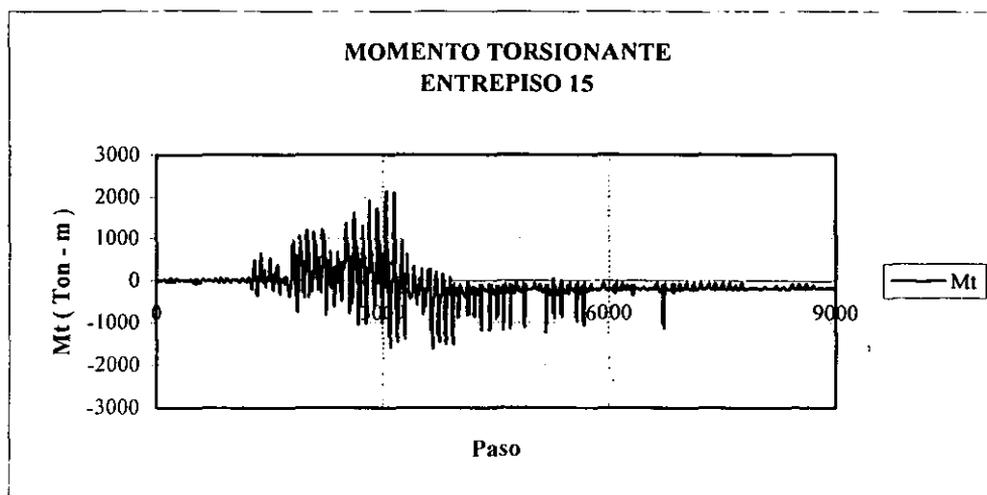


Figura 7.2.3.9 Historia del momento torsionante del modelo I asimétrico en rigidez.

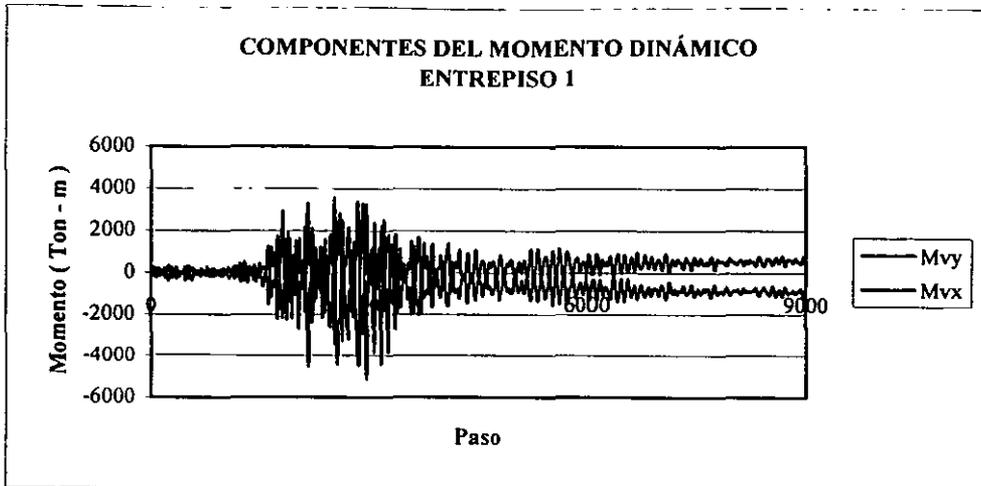


Figura 7.2.3.10 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo II asimétrico en rigidez.

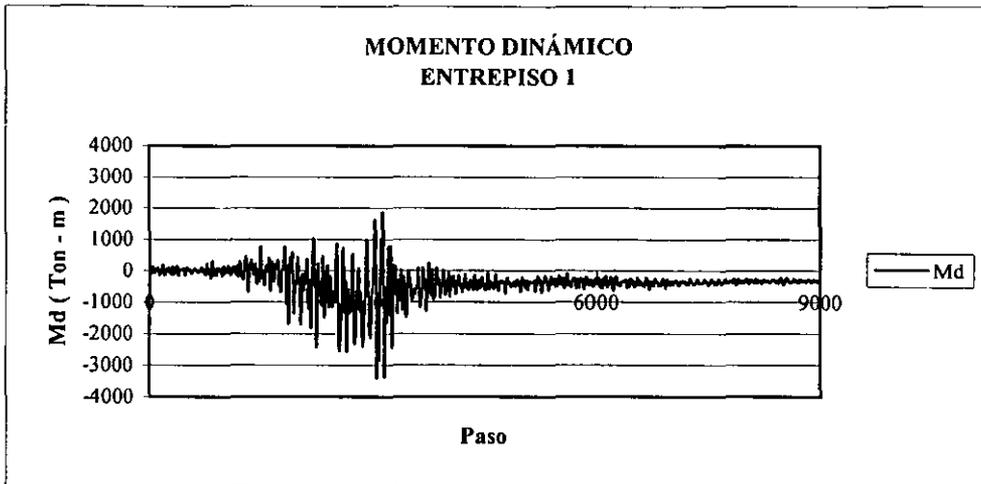


Figura 7.2.3.11 Historia del momento dinámico del modelo II asimétrico en rigidez.

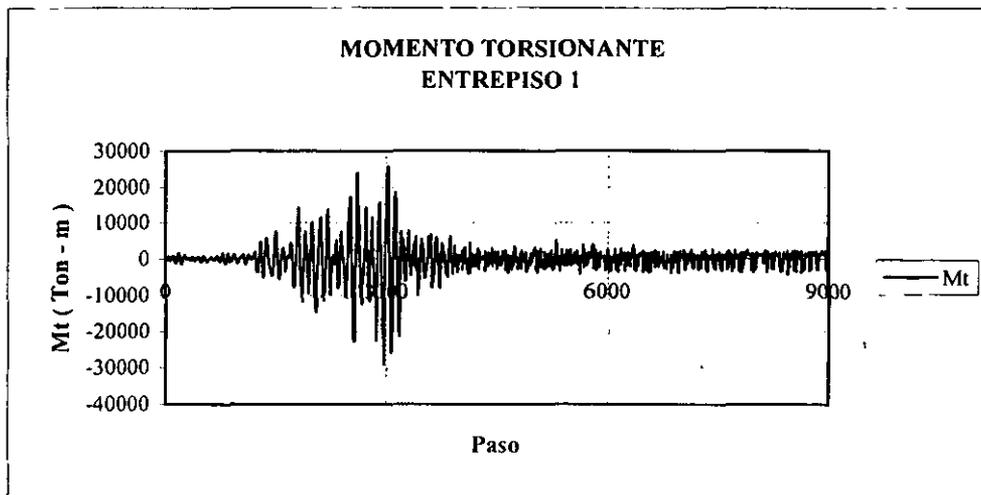


Figura 7.2.3.12 Historia del momento torsionante del modelo II asimétrico en rigidez.

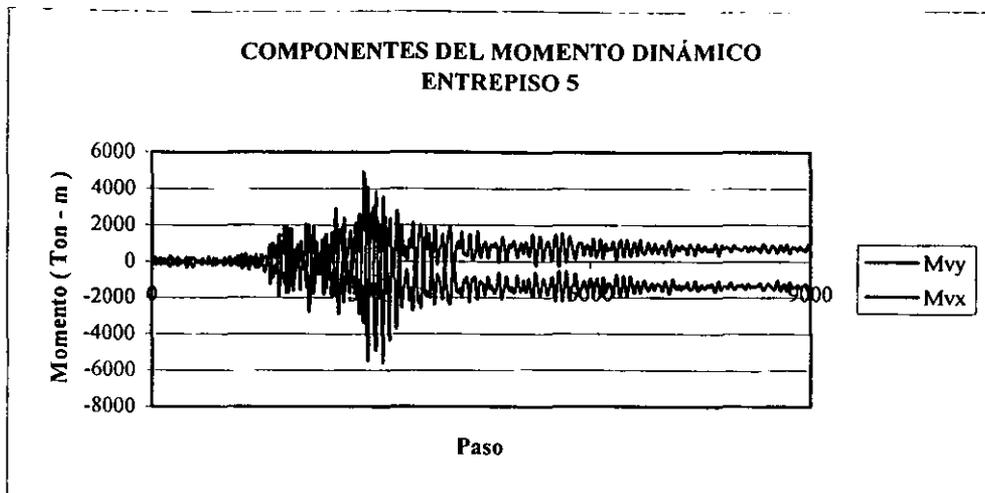


Figura 7.2.3.13 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo II asimétrico en rigidez.

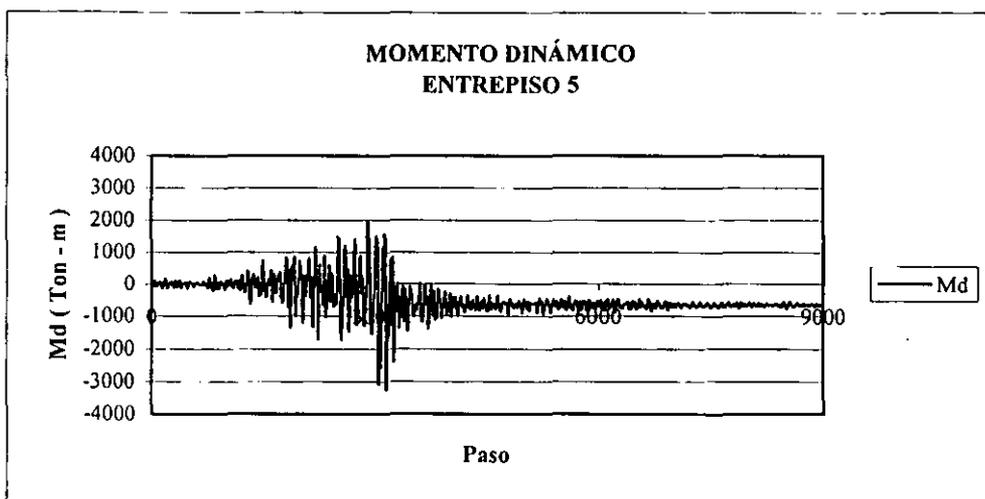


Figura 7.2.3.14 Historia del momento dinámico del modelo II asimétrico en rigidez.

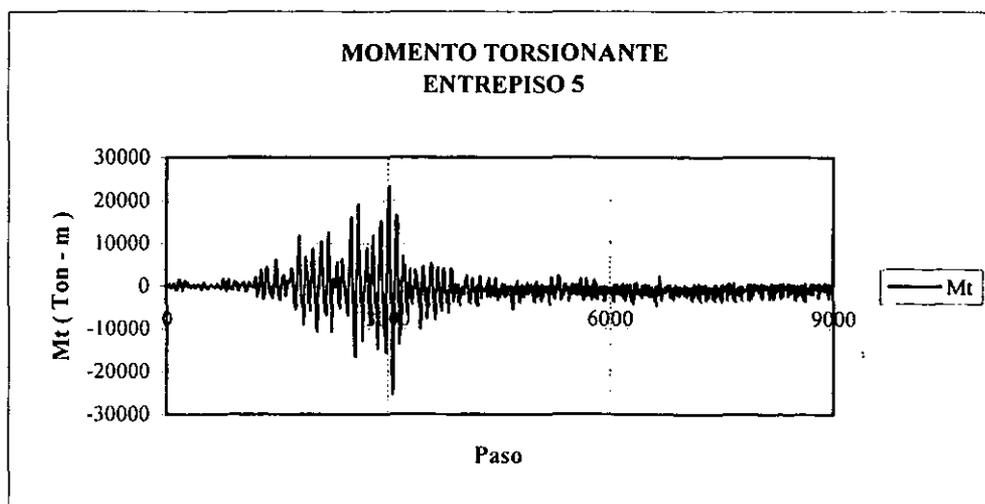


Figura 7.2.3.15 Historia del momento torsionante del modelo II asimétrico en rigidez.

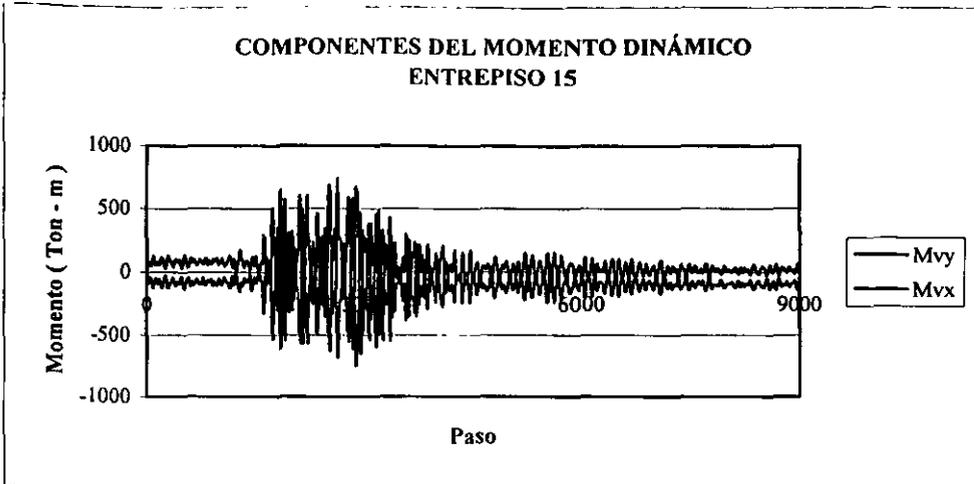


Figura 7.2.3.16 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo II asimétrico en rigidez.

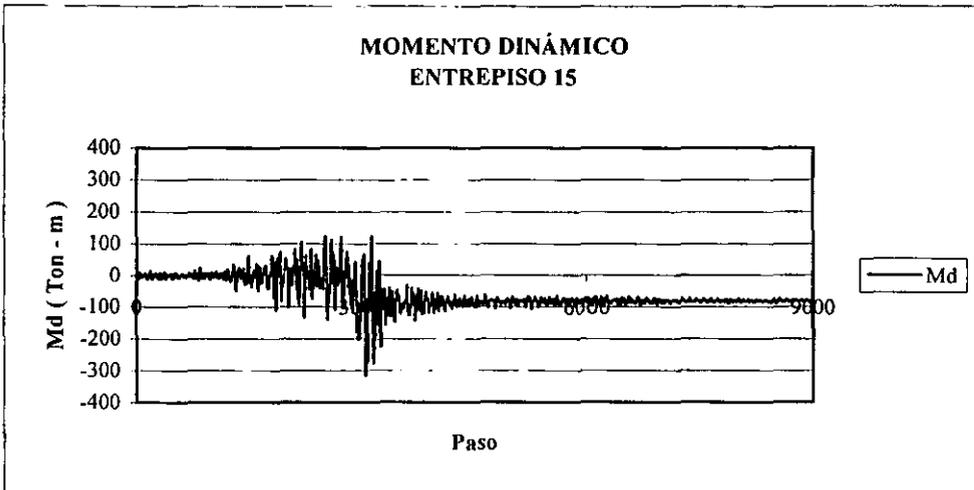


Figura 7.2.3.17 Historia del momento dinámico del modelo II asimétrico en rigidez.

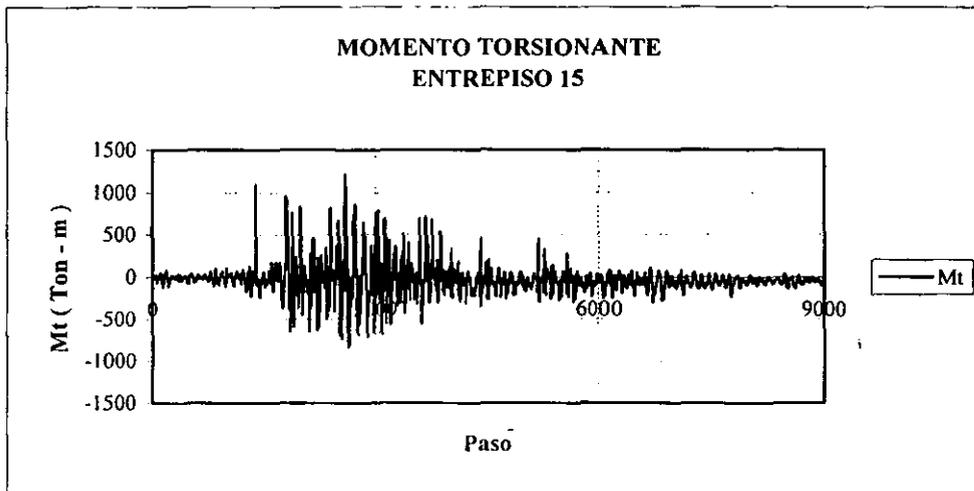


Figura 7.2.3.18 Historia del momento torsionante del modelo II asimétrico en rigidez.

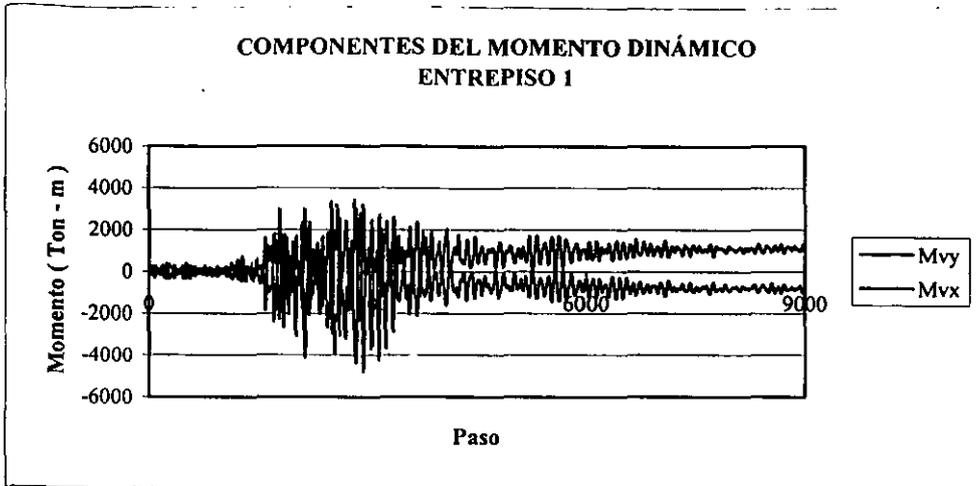


Figura 7.2.3.19 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo III asimétrico en rigidez.

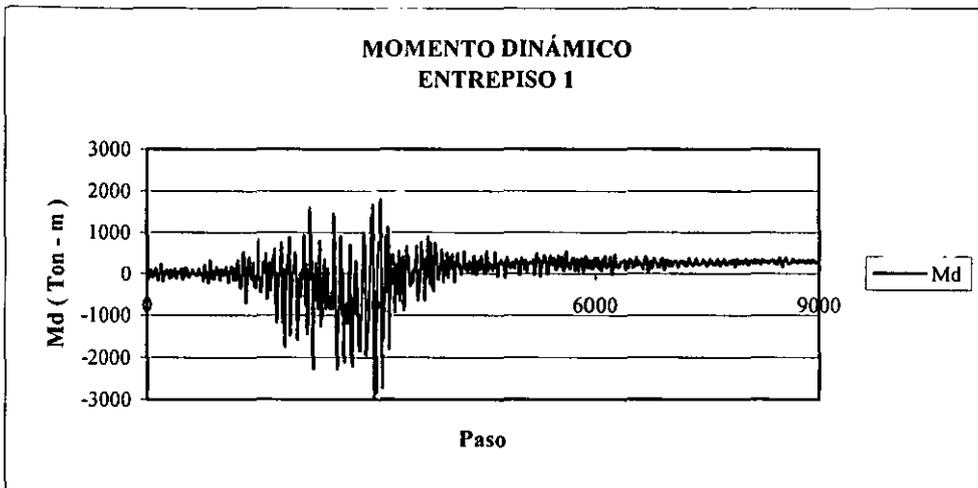


Figura 7.2.3.20 Historia del momento dinámico del modelo III asimétrico en rigidez.

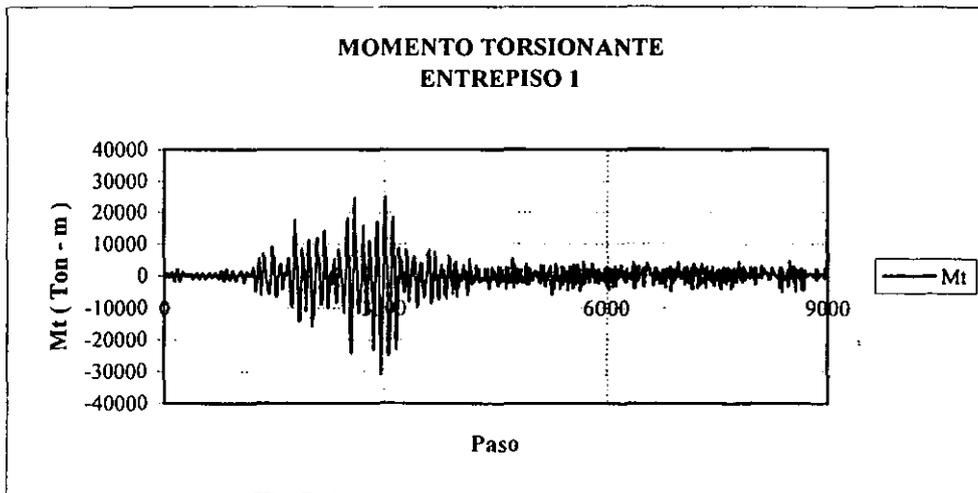


Figura 7.2.3.21 Historia del momento torsionante del modelo III asimétrico en rigidez.

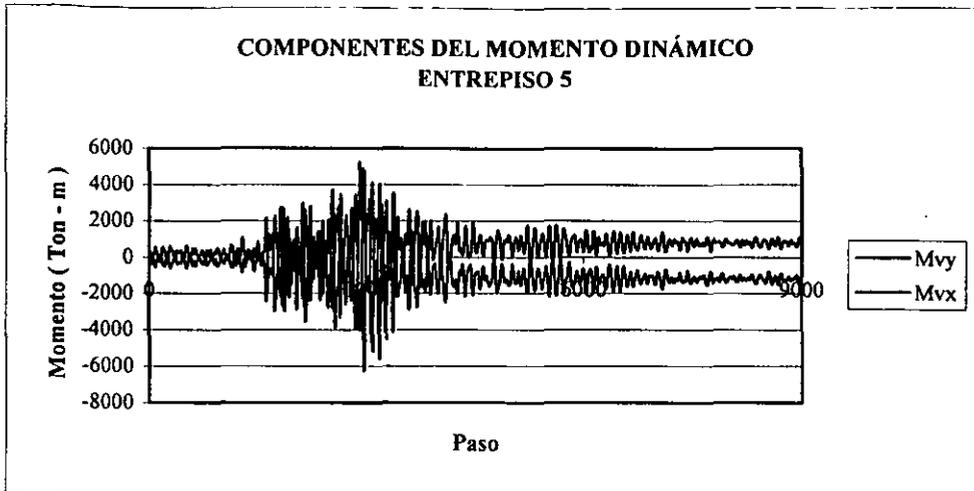


Figura 7.2.3.22 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo III asimétrico en rigidez.

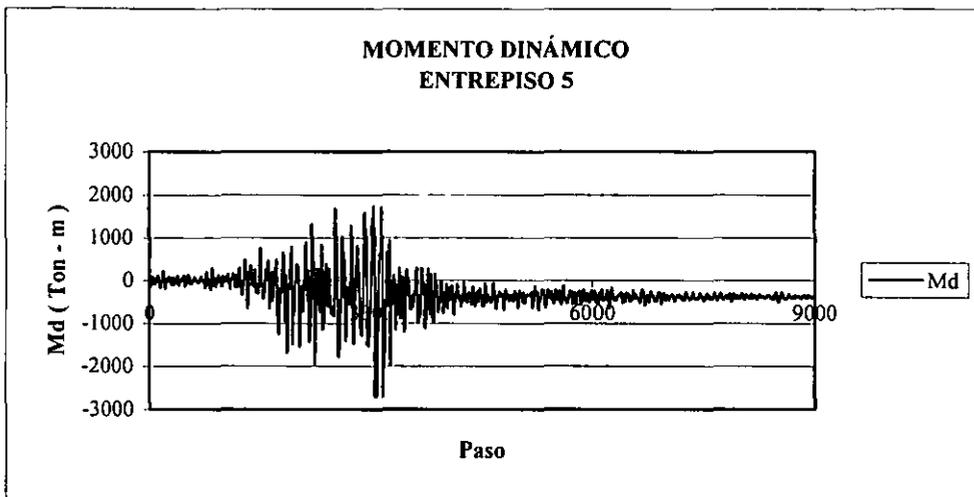


Figura 7.2.3.23 Historia del momento dinámico del modelo III asimétrico en rigidez.

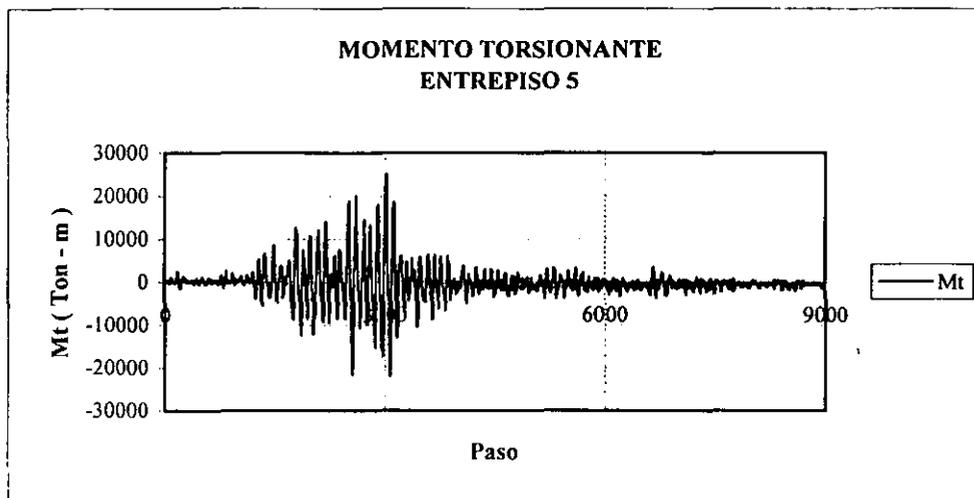


Figura 7.2.3.24 Historia del momento torsionante del modelo III asimétrico en rigidez.

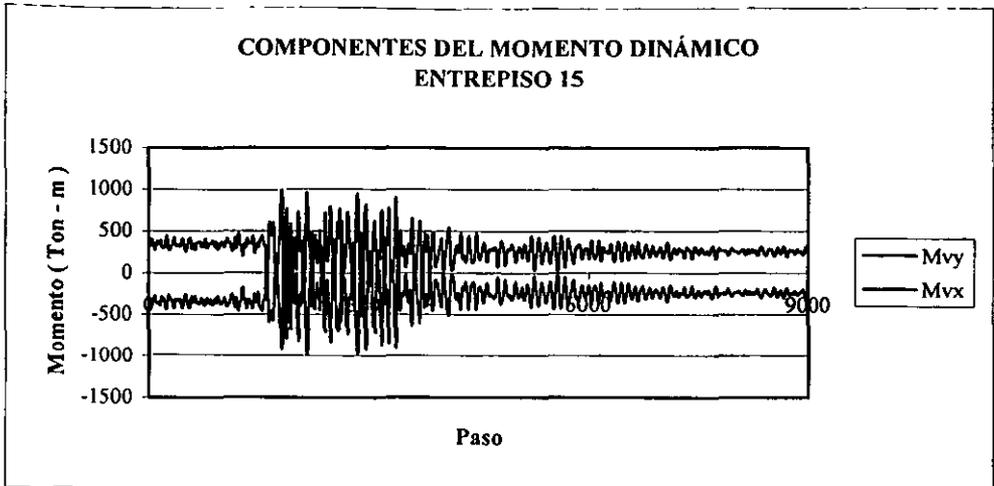


Figura 7.2.3.25 Historia de las componentes del momento dinámico del modelo III asimétrico en rigidez.

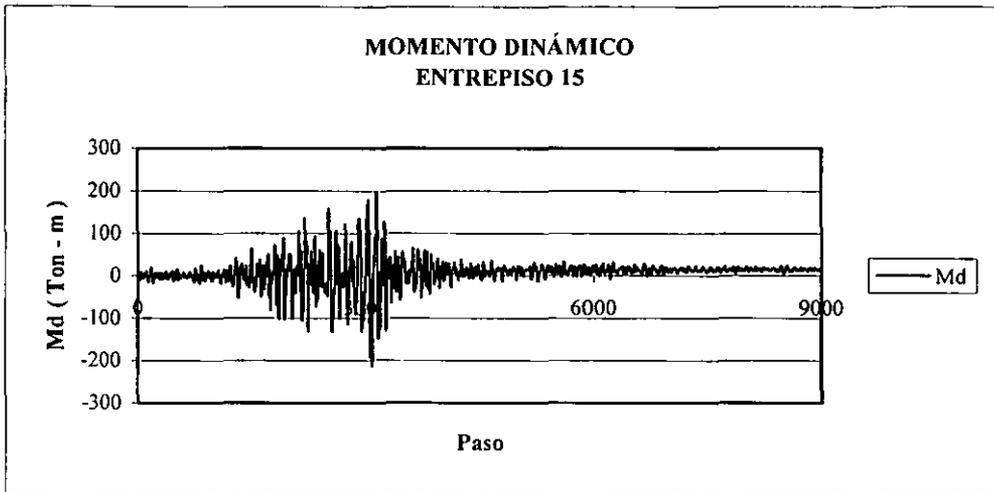


Figura 7.2.3.26 Historia del momento dinámico del modelo III asimétrico en rigidez.

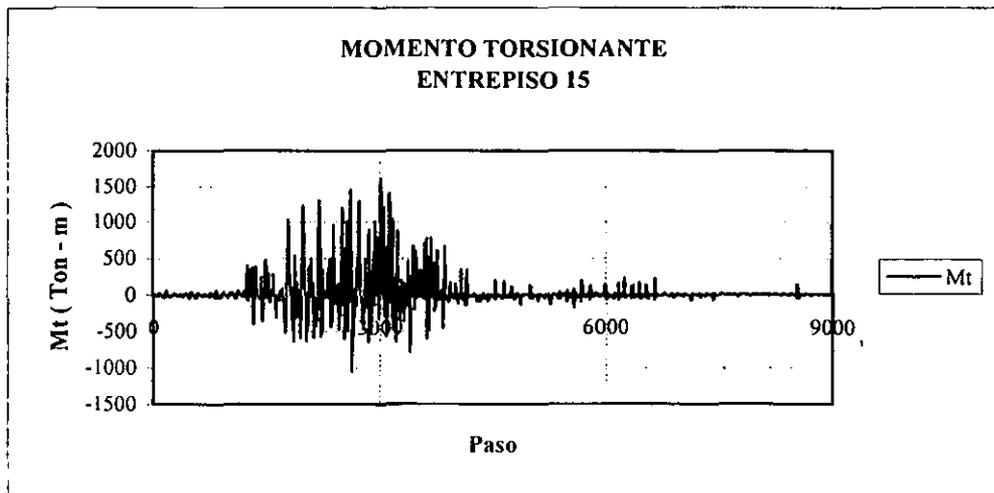


Figura 7.2.3.27 Historia del momento torsionante del modelo III asimétrico en rigidez.

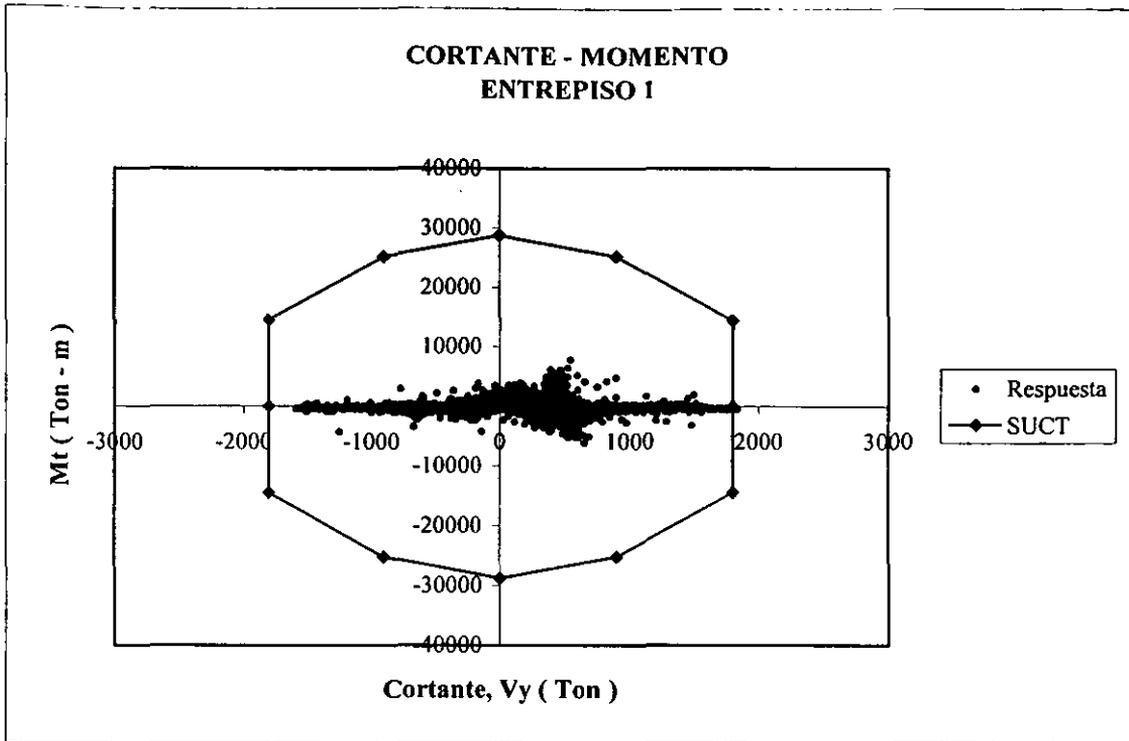


Figura 7.3.1 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo simétrico.

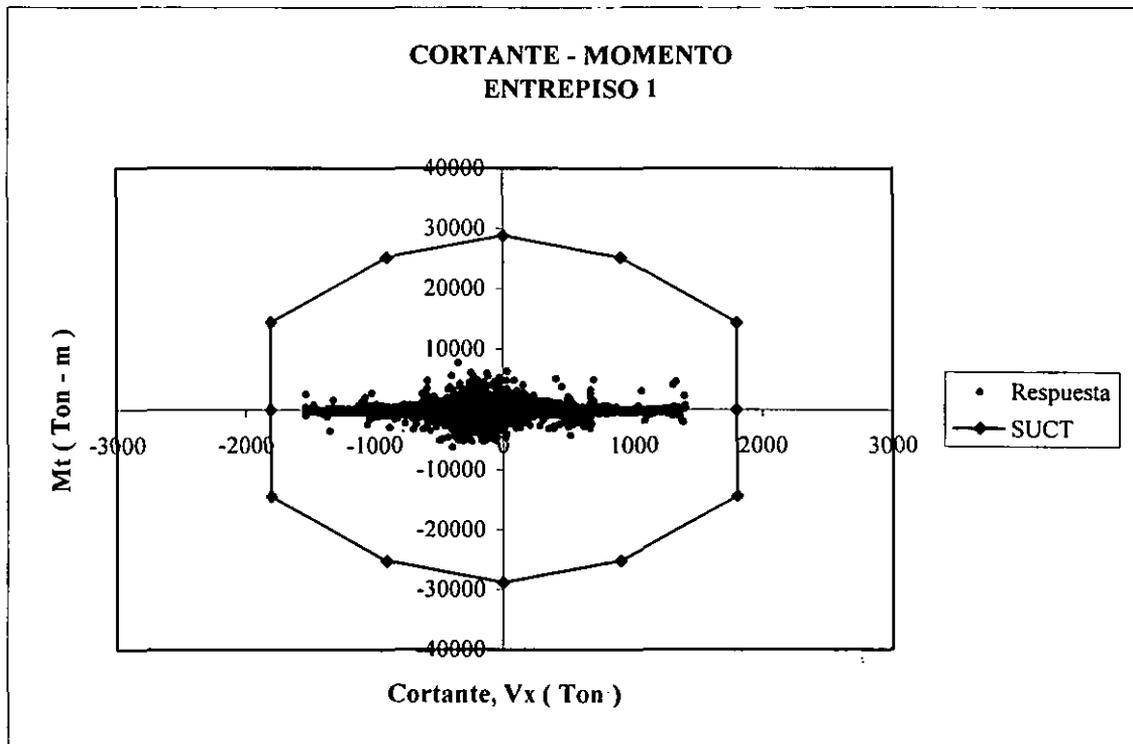


Figura 7.3.2 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo simétrico.

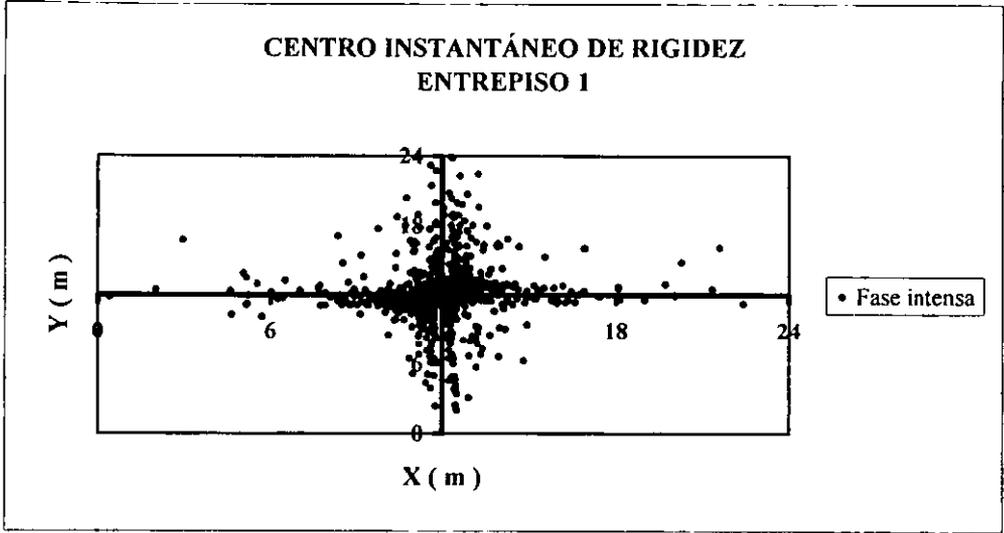
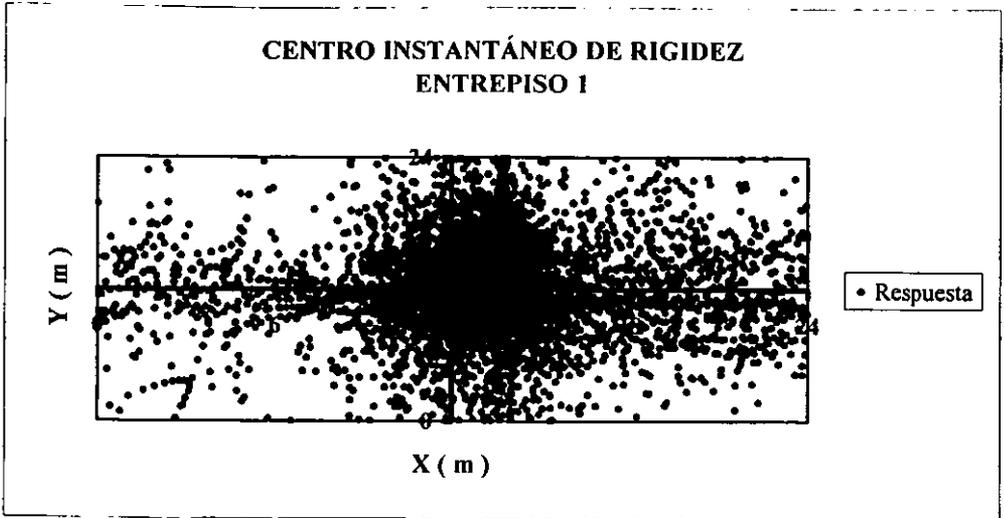


Figura 7.3.3 Historia del CIR del modelo simétrico.

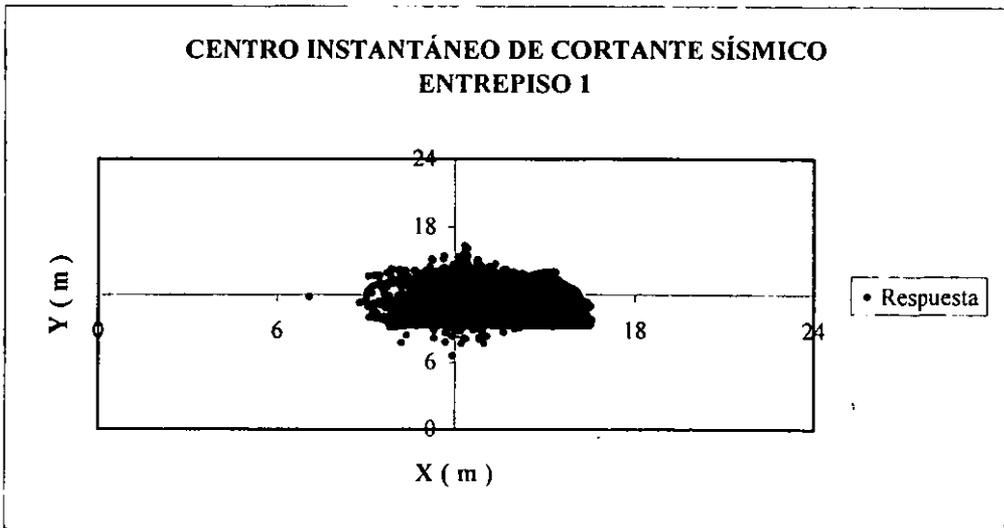


Figura 7.3.4 Historia del CICS del modelo simétrico.

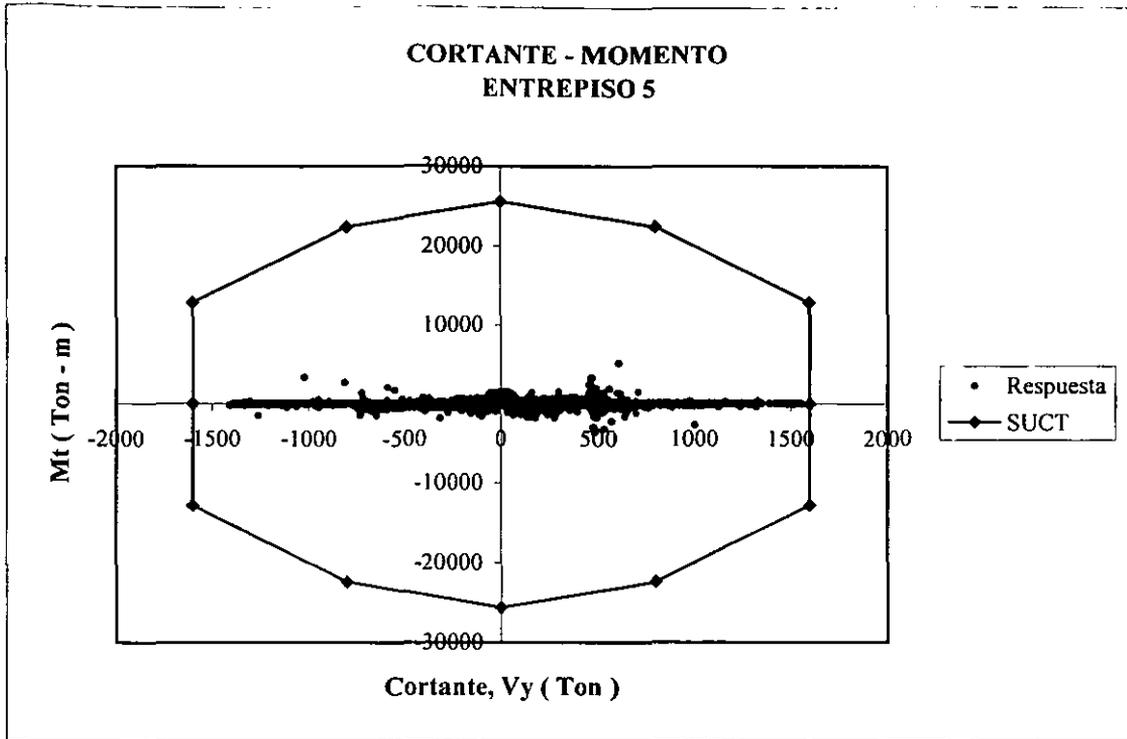


Figura 7.3.5 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo simétrico.

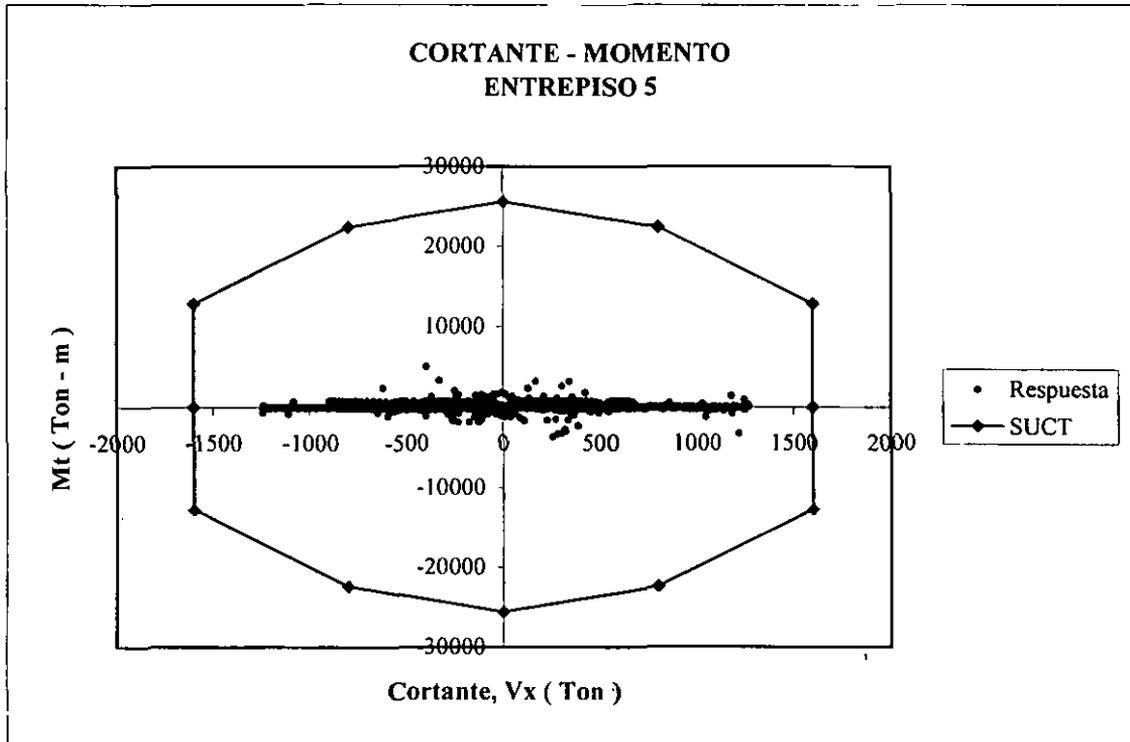


Figura 7.3.6 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo simétrico.

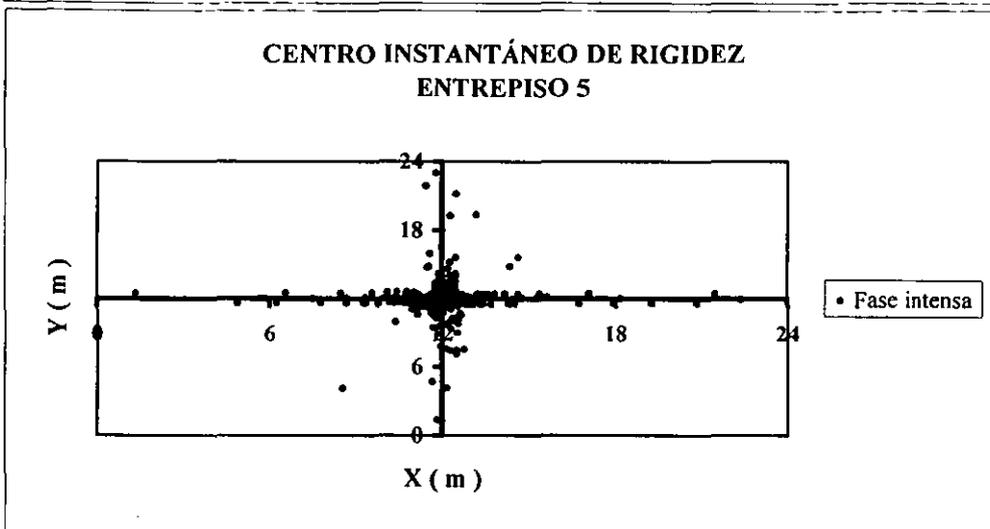
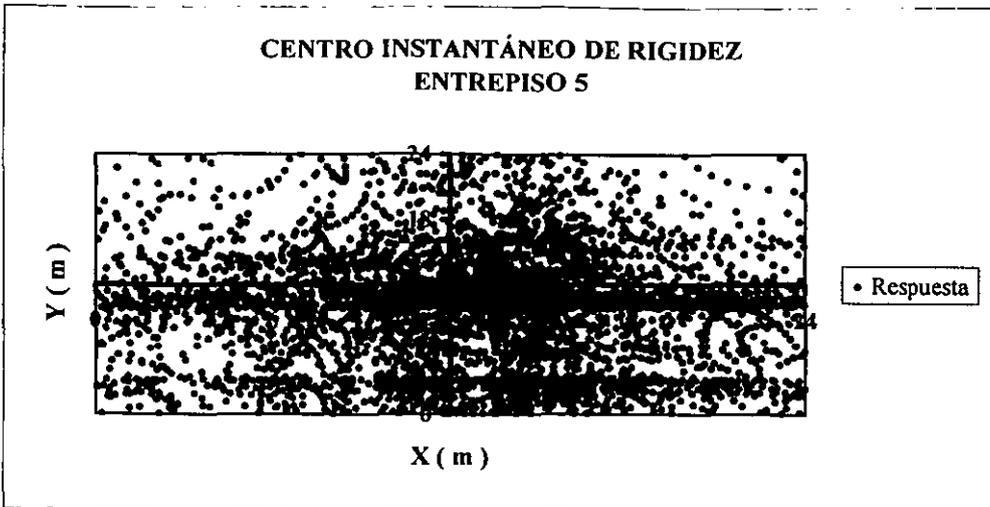


Figura 7.3.7 Historia del CIR del modelo simétrico.

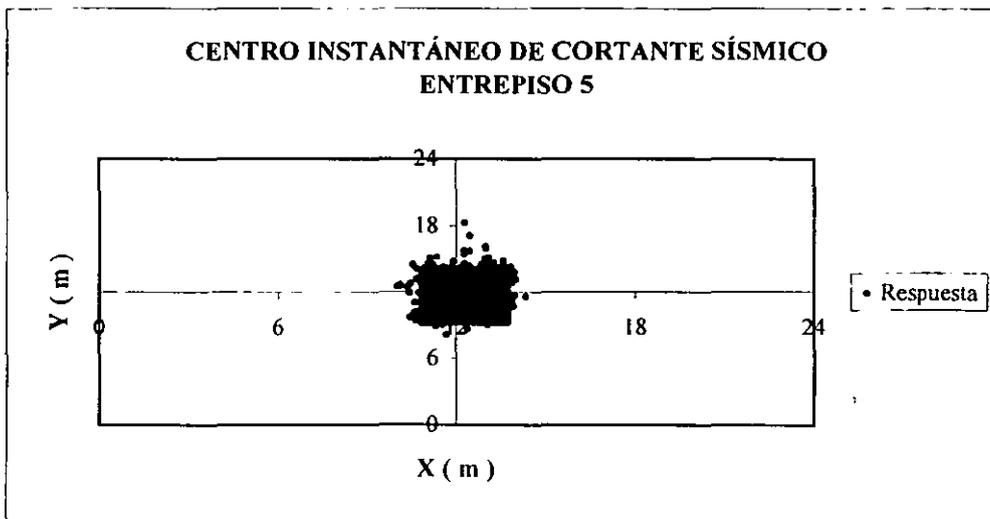


Figura 7.3.8 Historia del CICS del modelo simétrico.

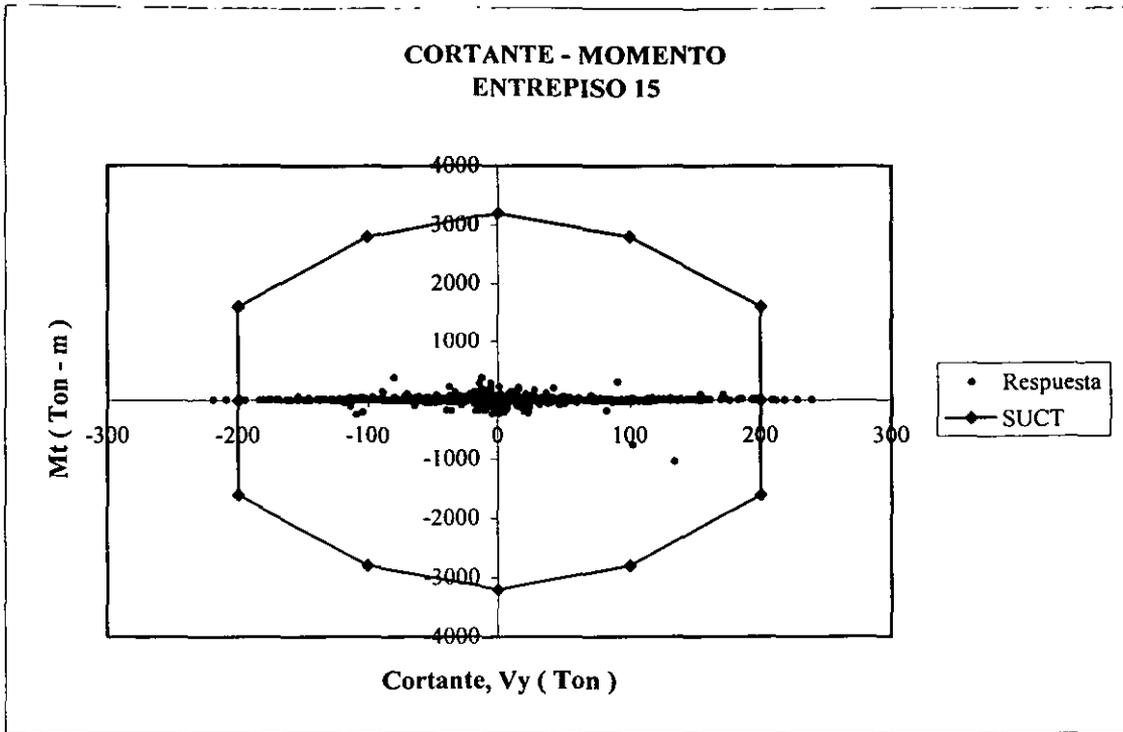


Figura 7.3.9 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo simétrico.

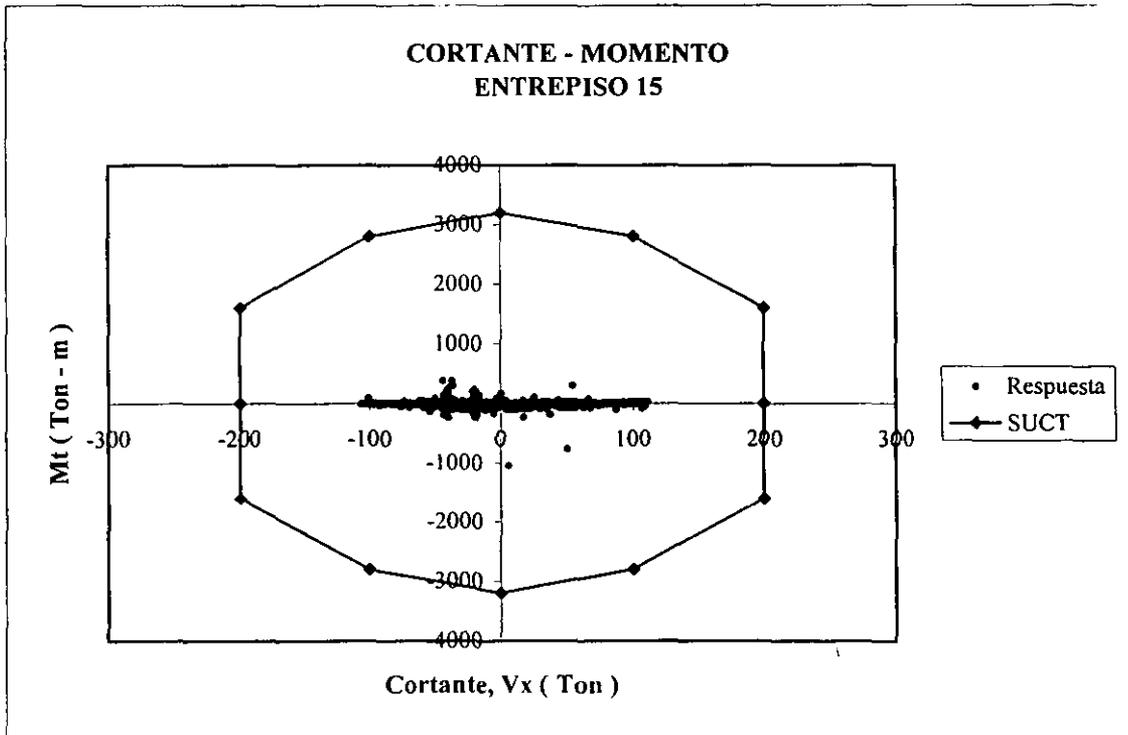


Figura 7.3.10 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo simétrico.

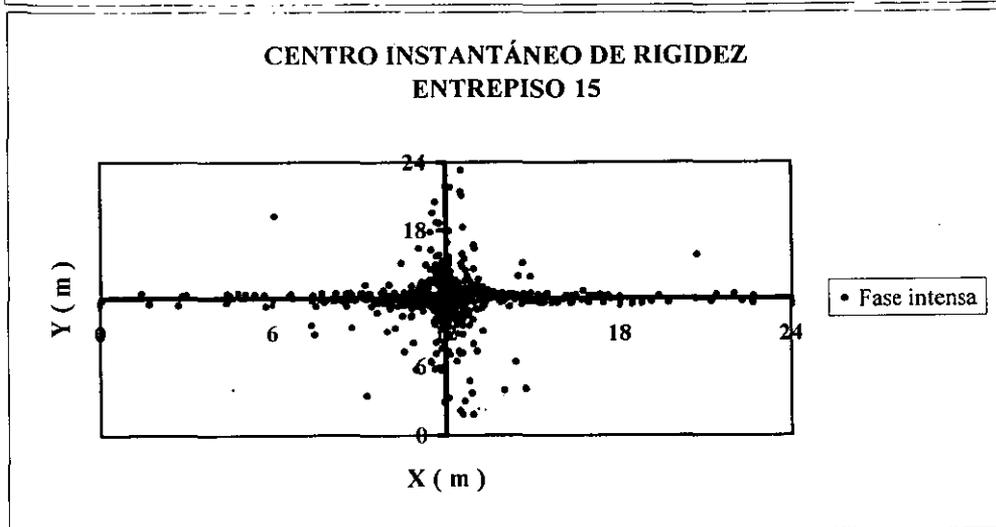
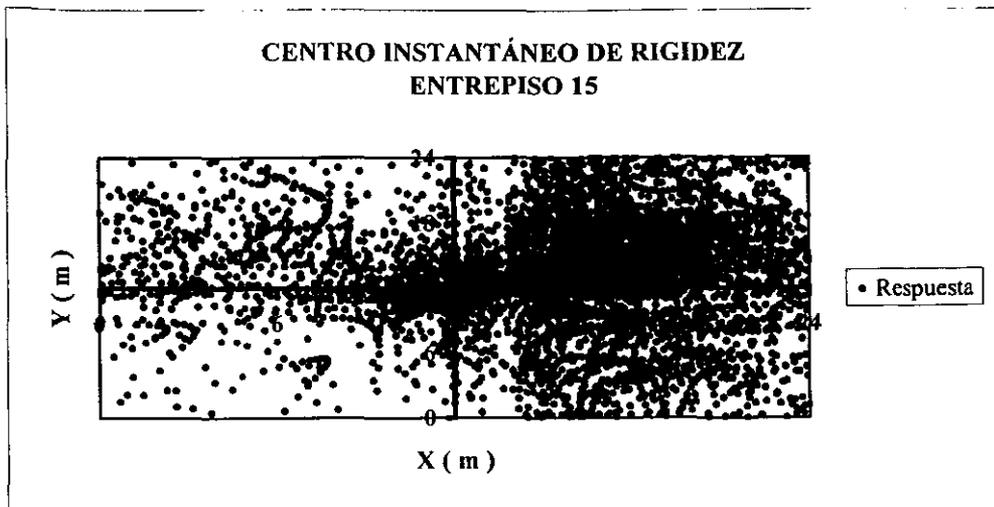


Figura 7.3.11 Historia del CIR del modelo simétrico.

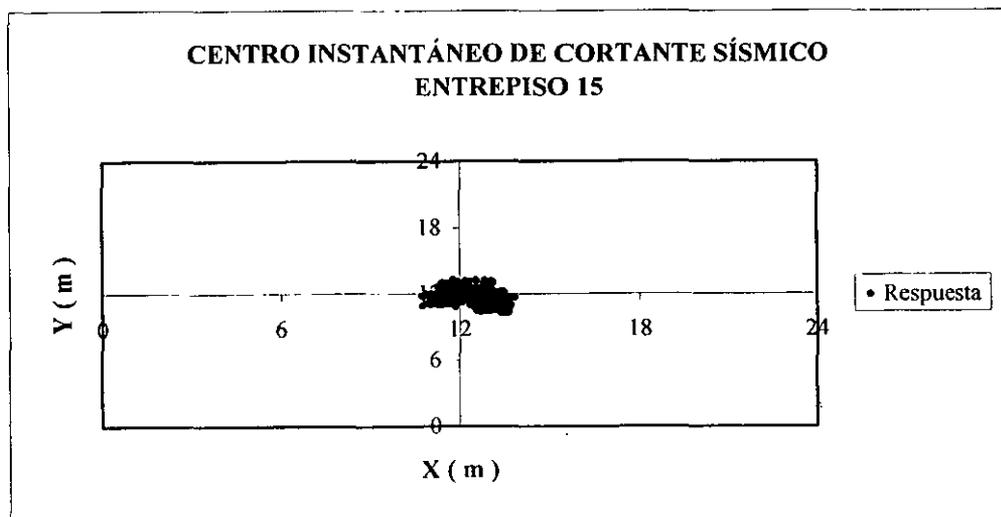


Figura 7.3.12 Historia del CICS del modelo simétrico.

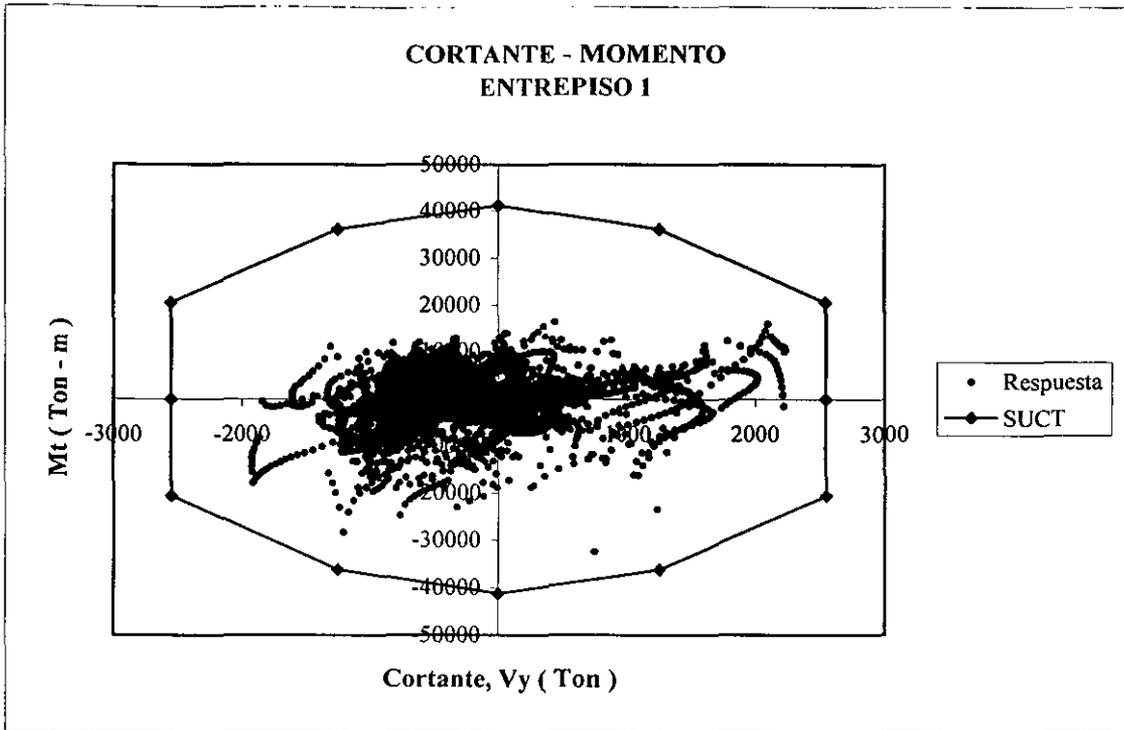


Figura 7.3.13 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo I asimétrico en masa.

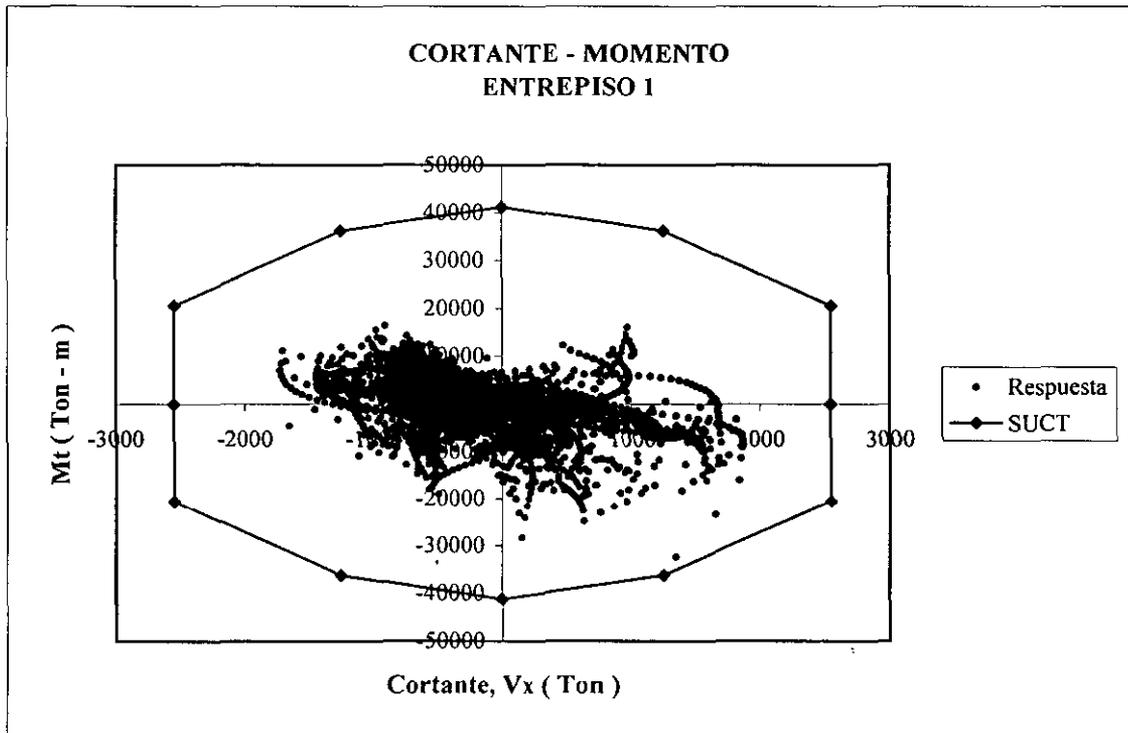


Figura 7.3.14 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo I asimétrico en masa.

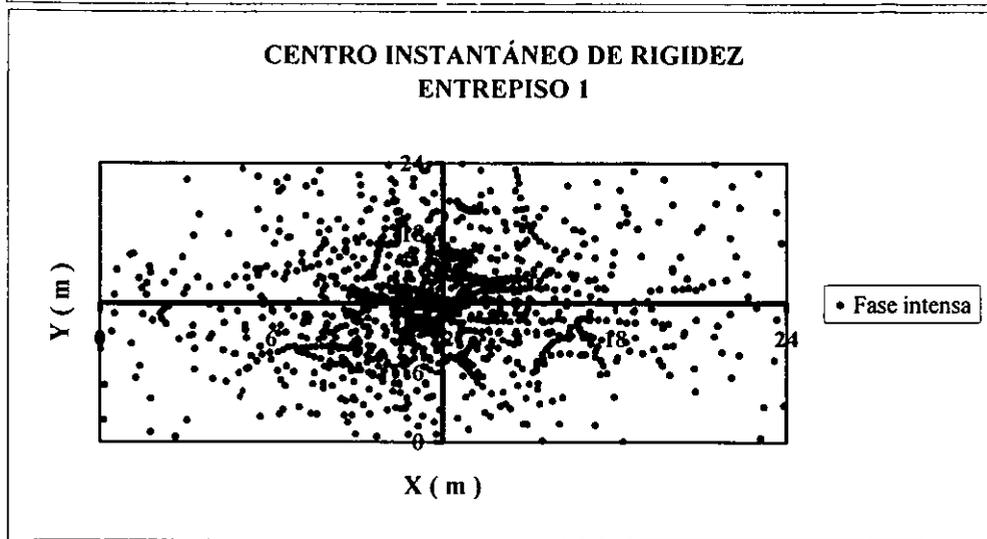
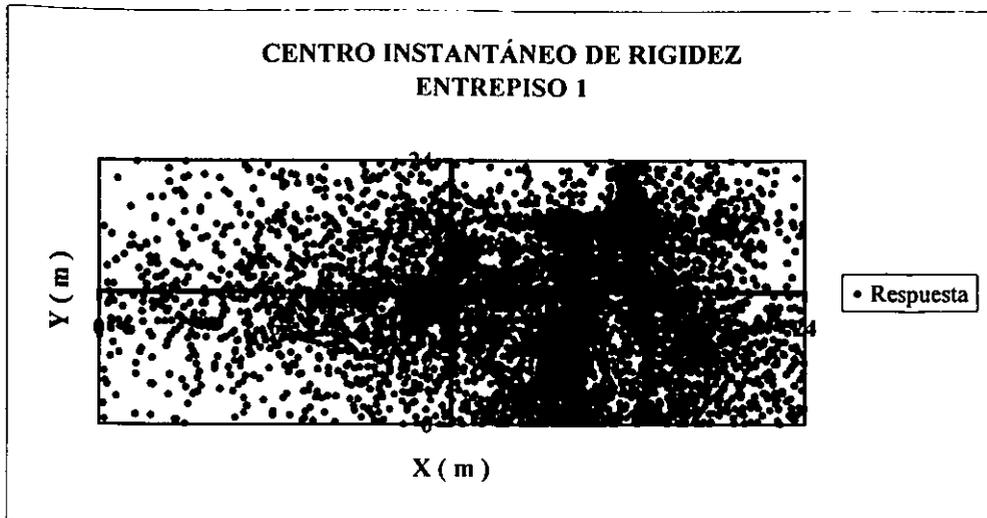


Figura 7.3.15 Historia del CIR del modelo 1 asimétrico en masa.

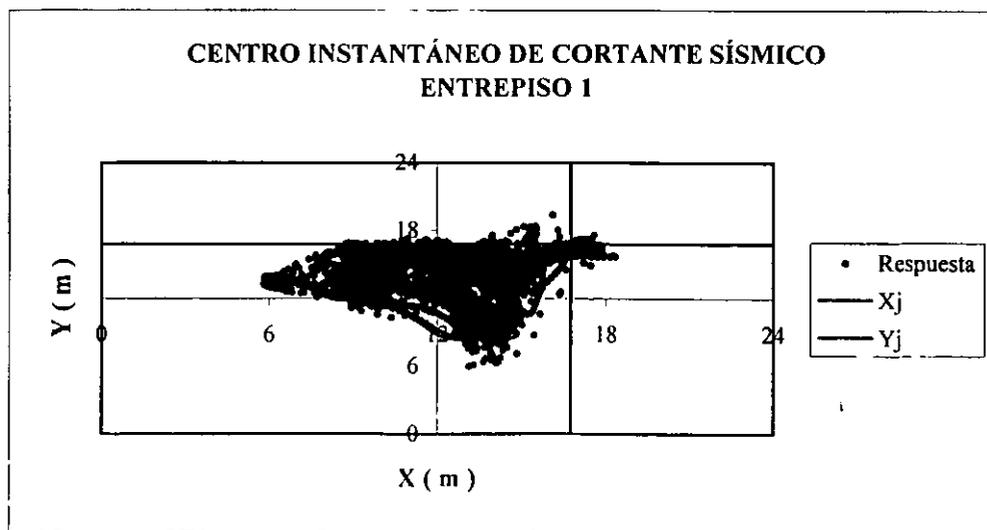


Figura 7.3.16 Historia del CICS del modelo 1 asimétrico en masa.

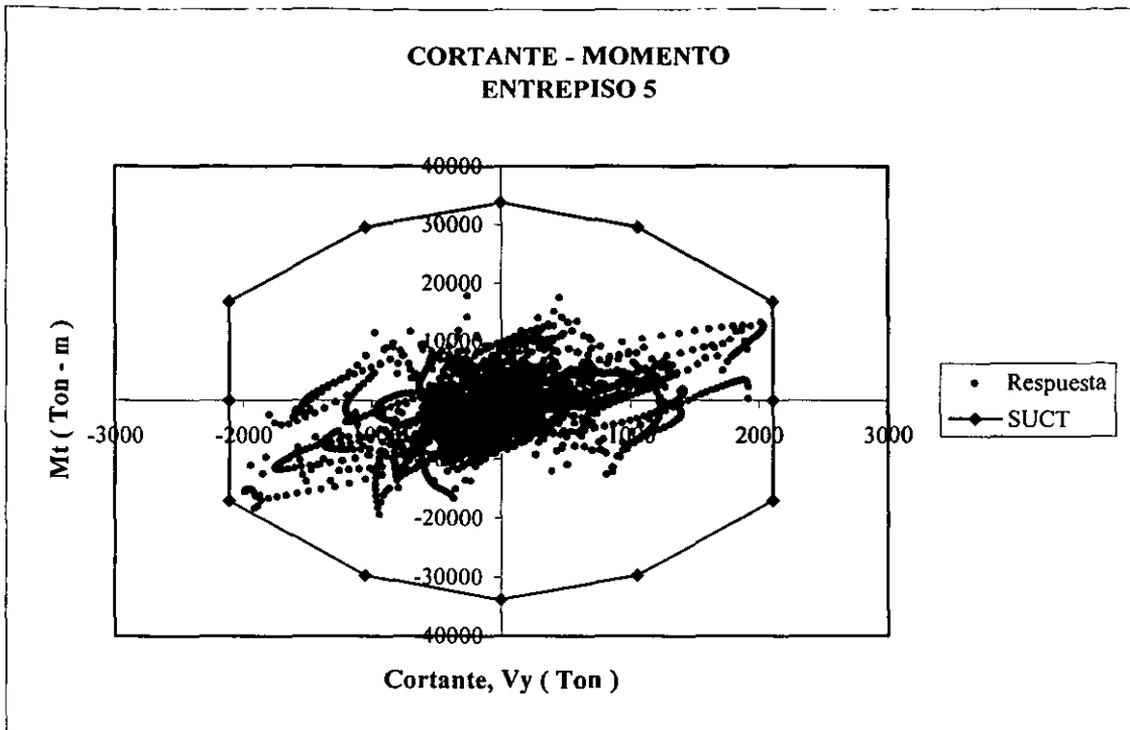


Figura 7.3.17 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo I asimétrico en masa.

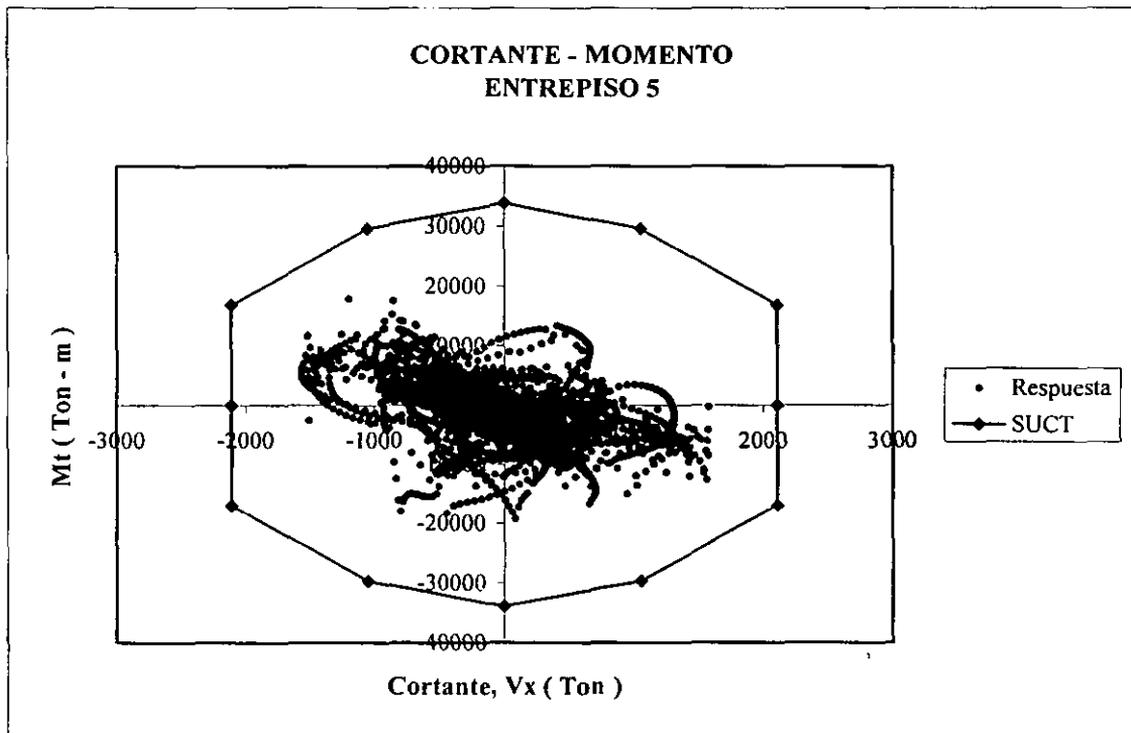


Figura 7.3.18 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo I asimétrico en masa.

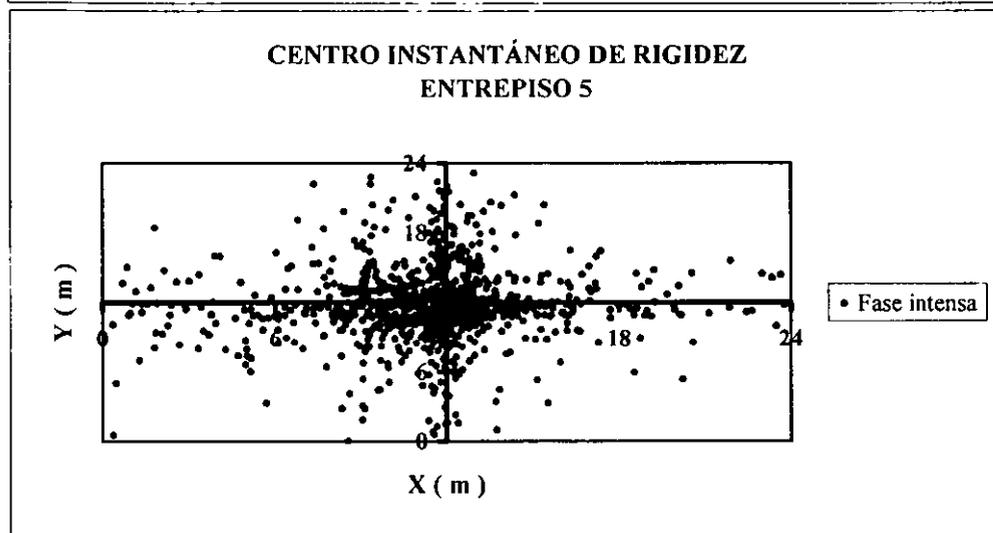
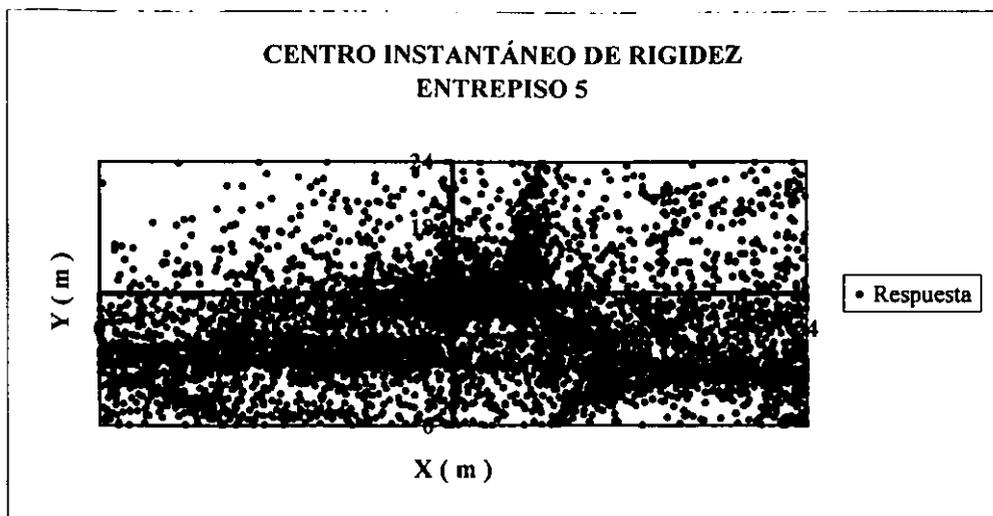


Figura 7.3.19 Historia del CIR del modelo I asimétrico en masa.

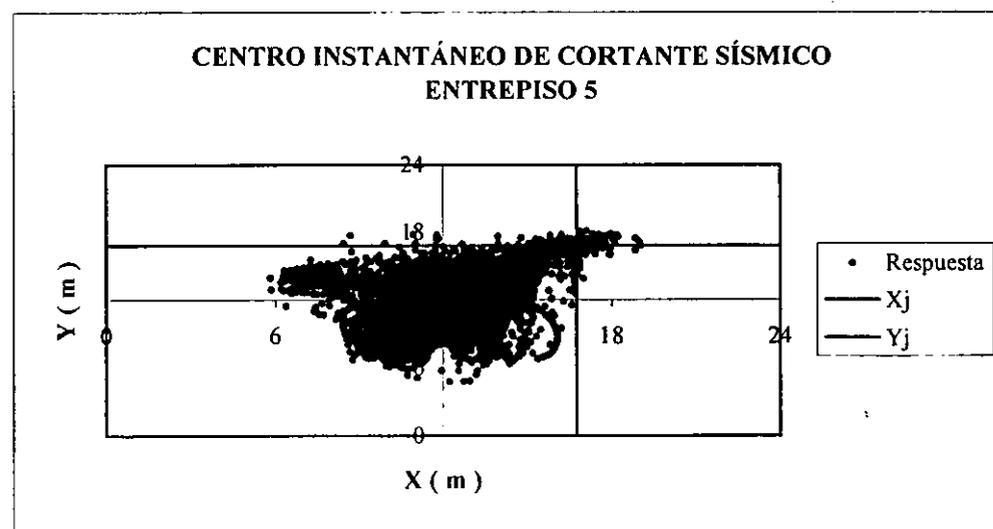


Figura 7.3.20 Historia del CICS del modelo I asimétrico en masa.

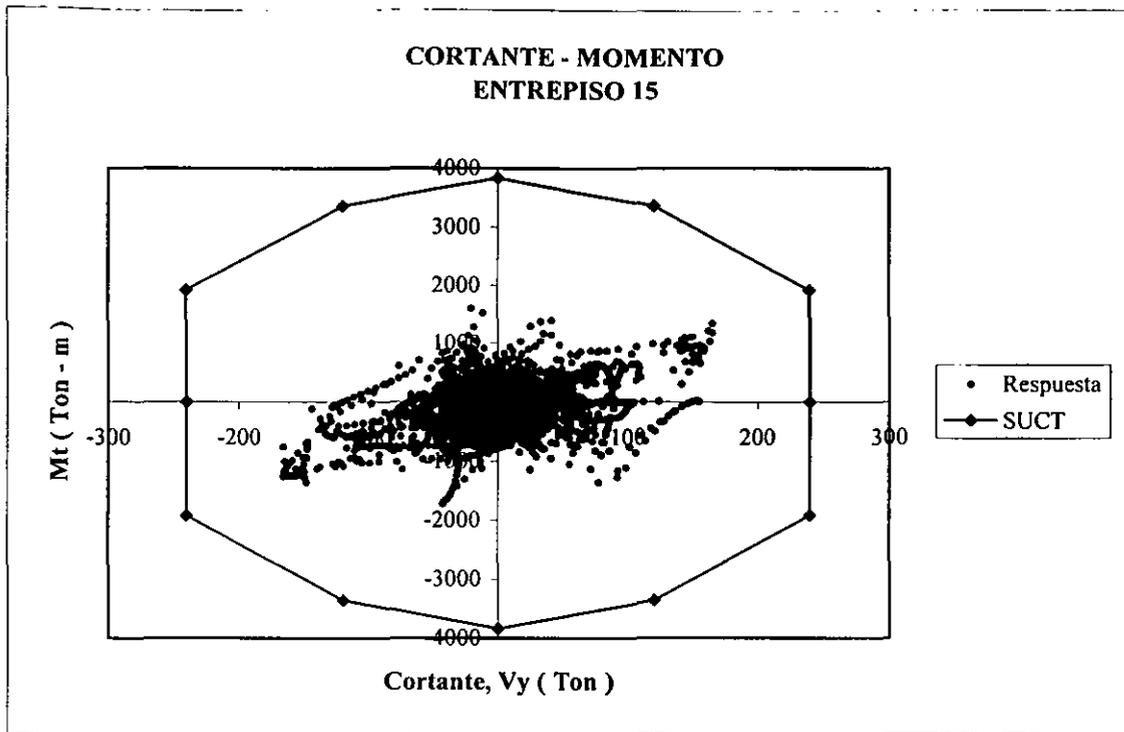


Figura 7.3.21 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo I asimétrico en masa.

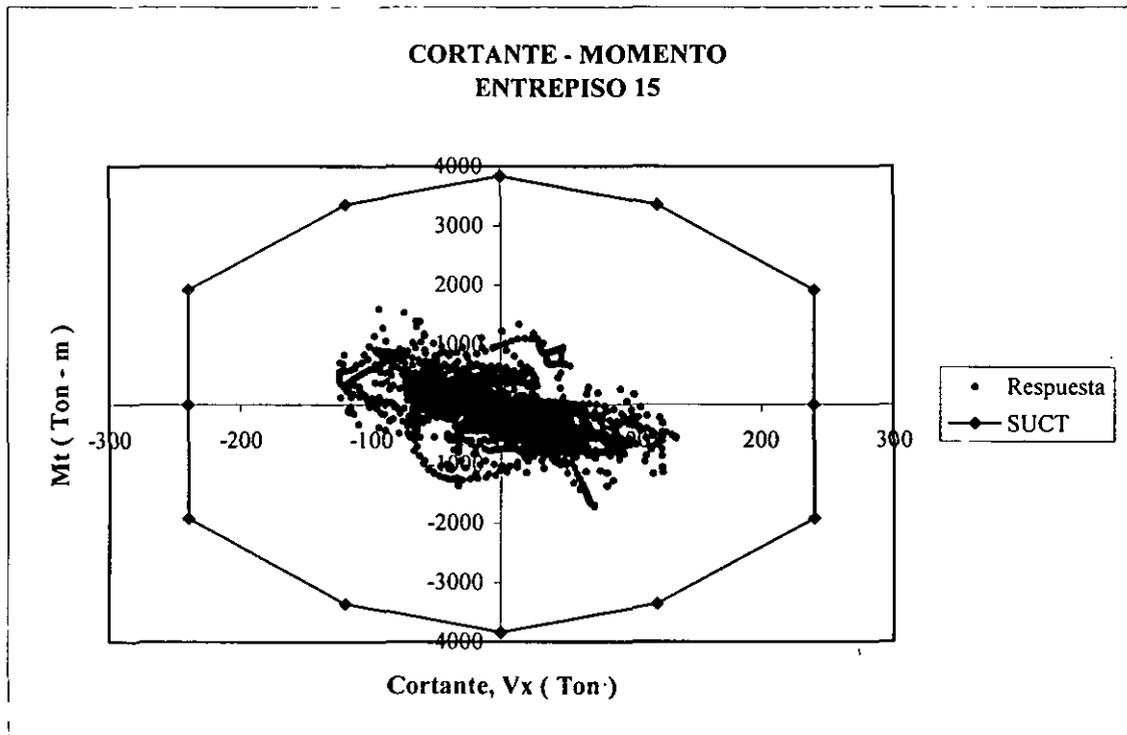


Figura 7.3.22 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo I asimétrico en masa.

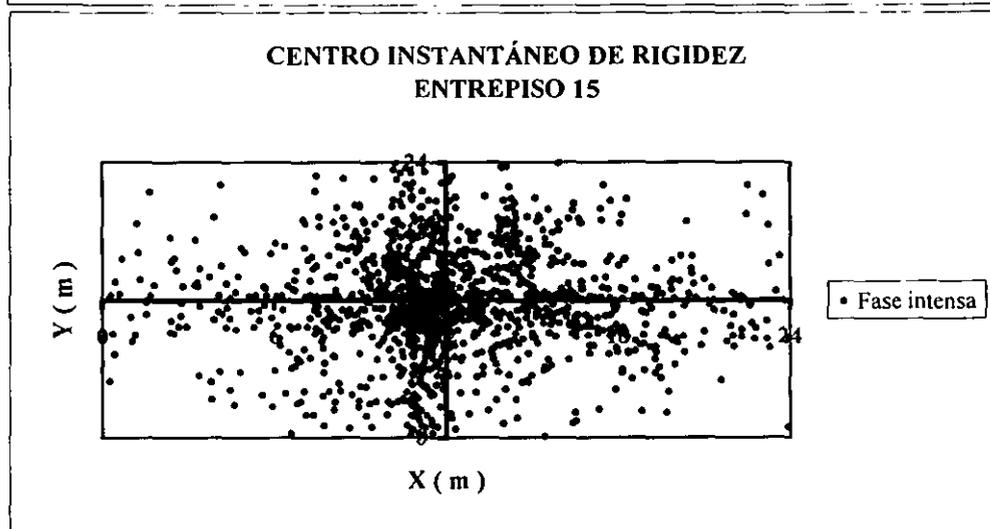
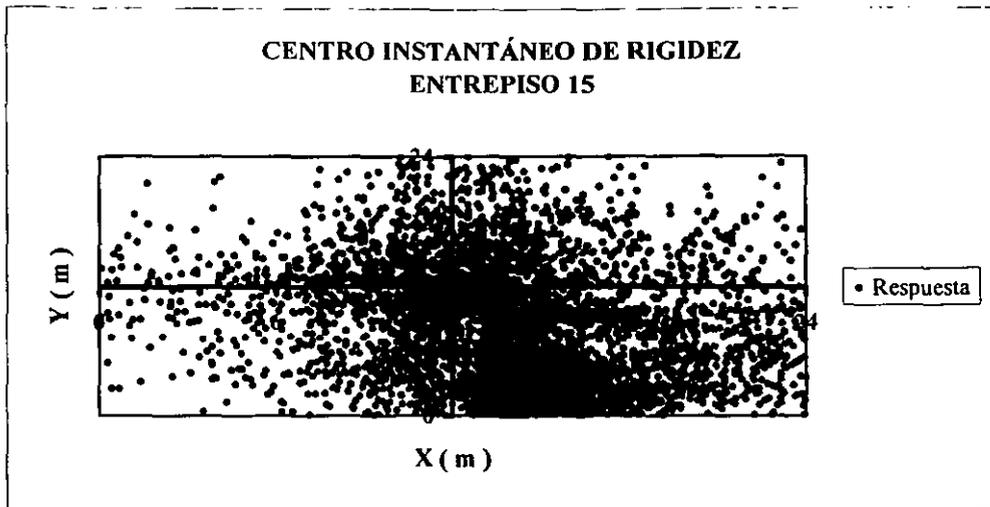


Figura 7.3.23 Historia del CIR del modelo I asimétrico en masa.

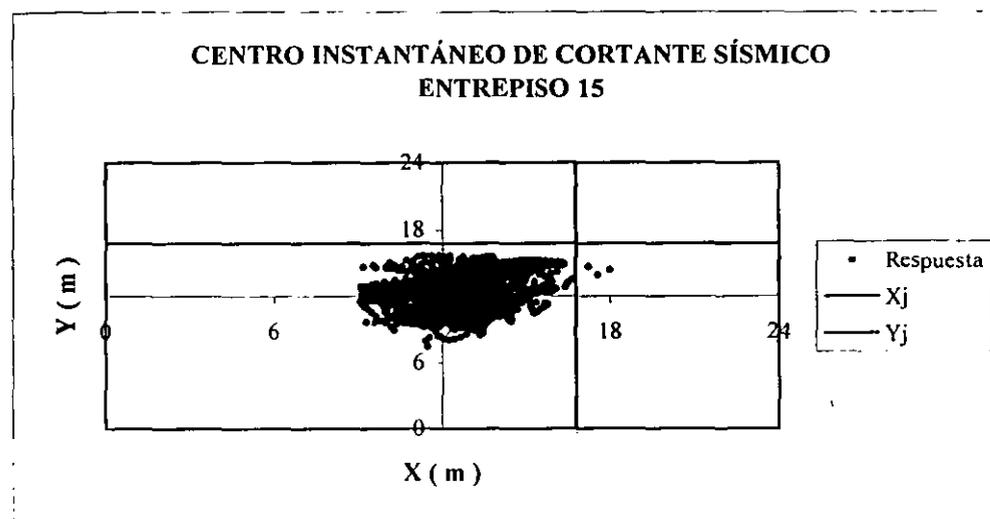


Figura 7.3.24 Historia del CICS del modelo I asimétrico en masa.

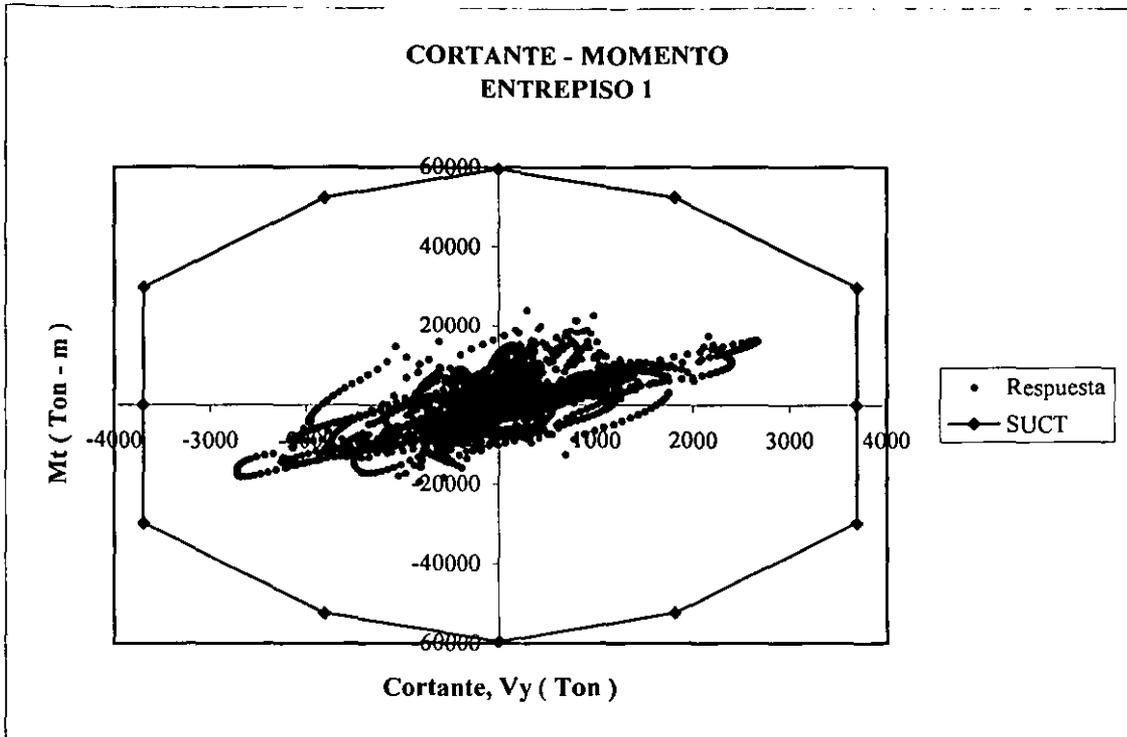


Figura 7.3.25 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo II asimétrico en masa.

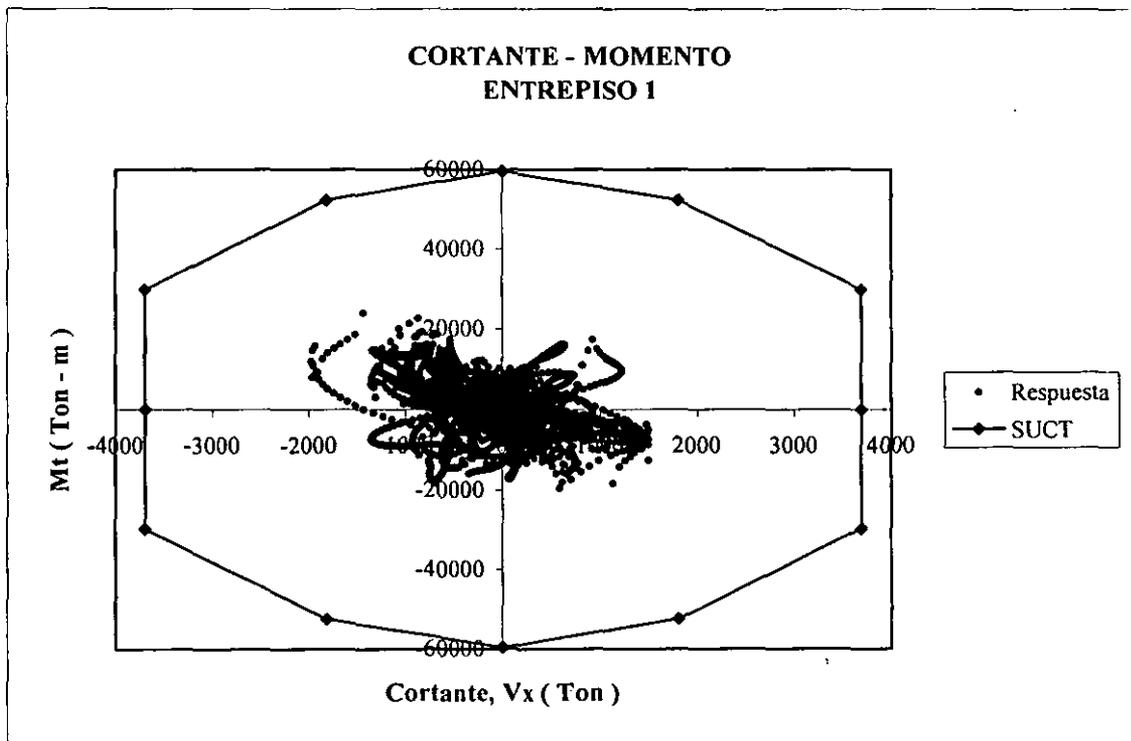


Figura 7.3.26 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo II asimétrico en masa.

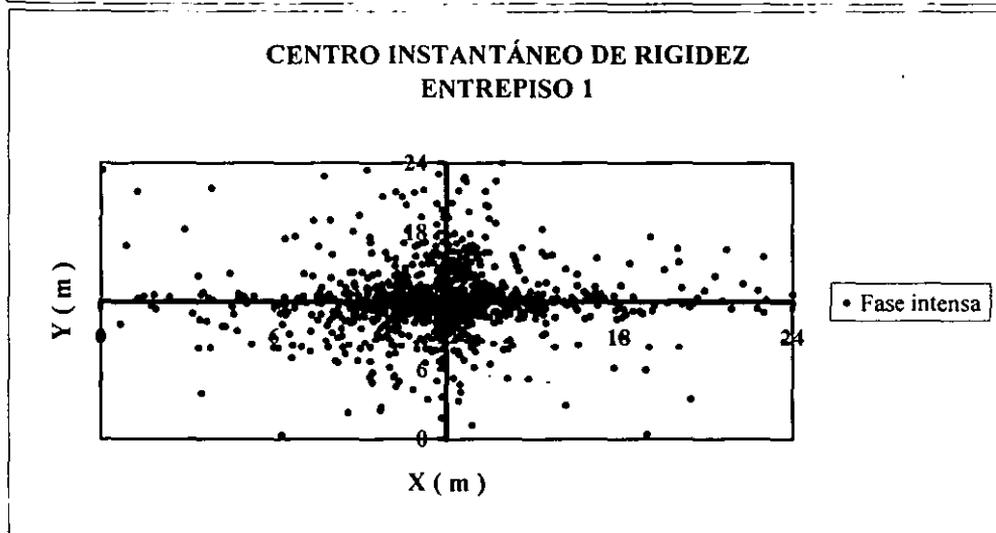
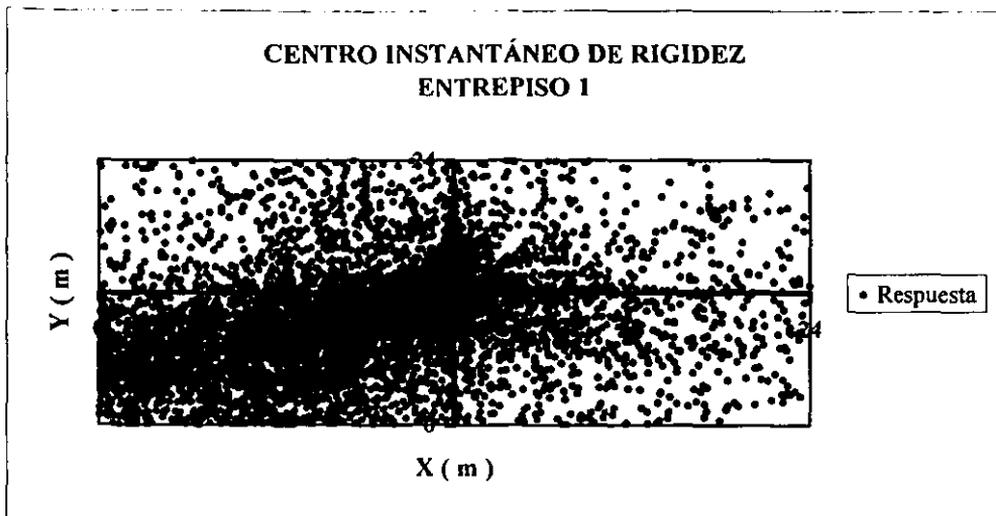


Figura 7.3.27 Historia del CIR del modelo II asimétrico en masa.

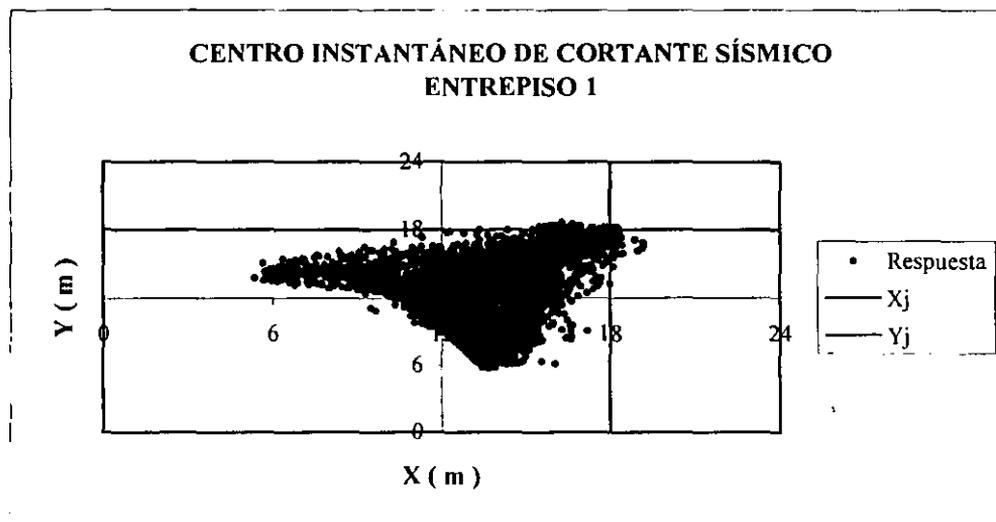


Figura 7.3.28 Historia del CICS del modelo II asimétrico en masa.

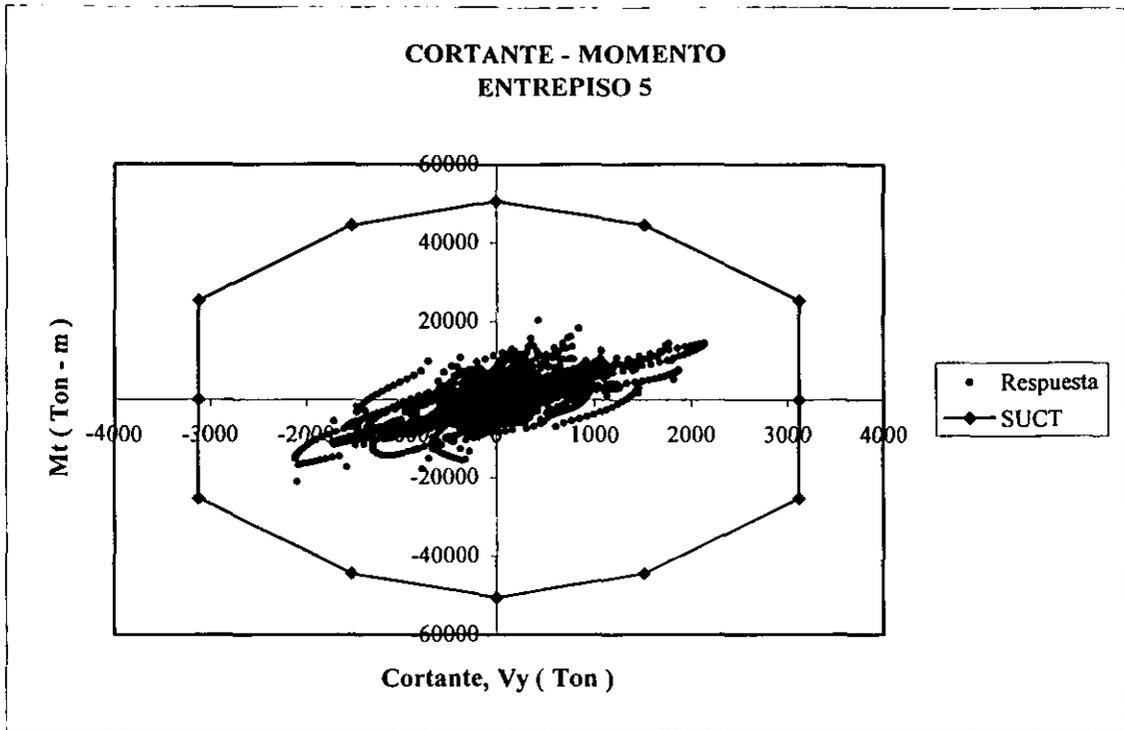


Figura 7.3.29 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo II asimétrico en masa.

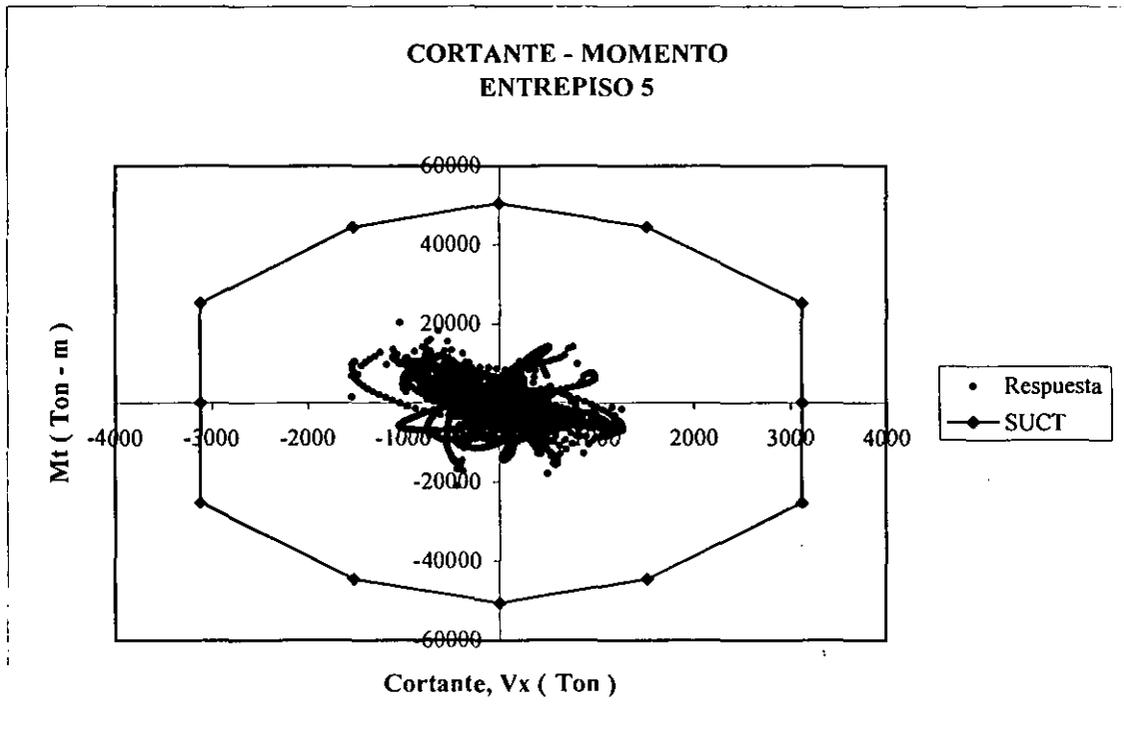


Figura 7.3.30 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo II asimétrico en masa.

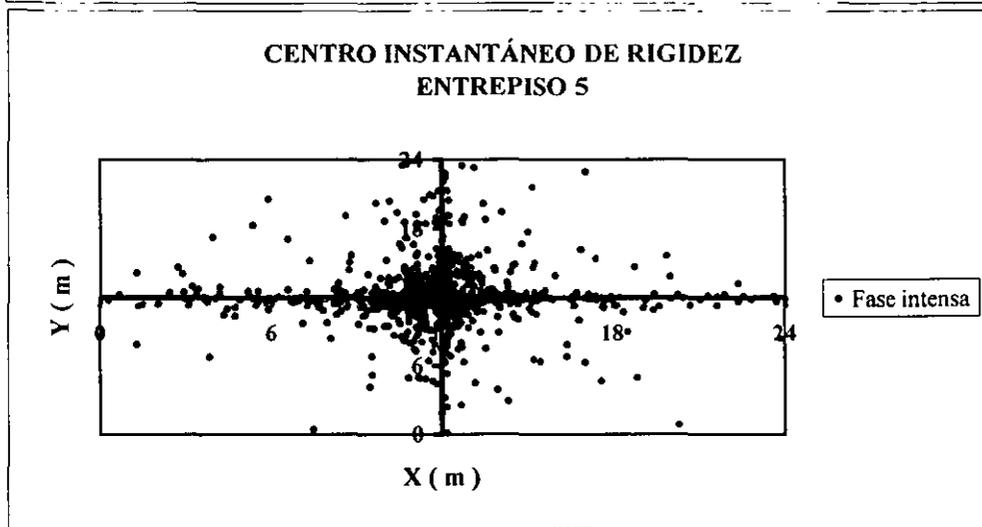
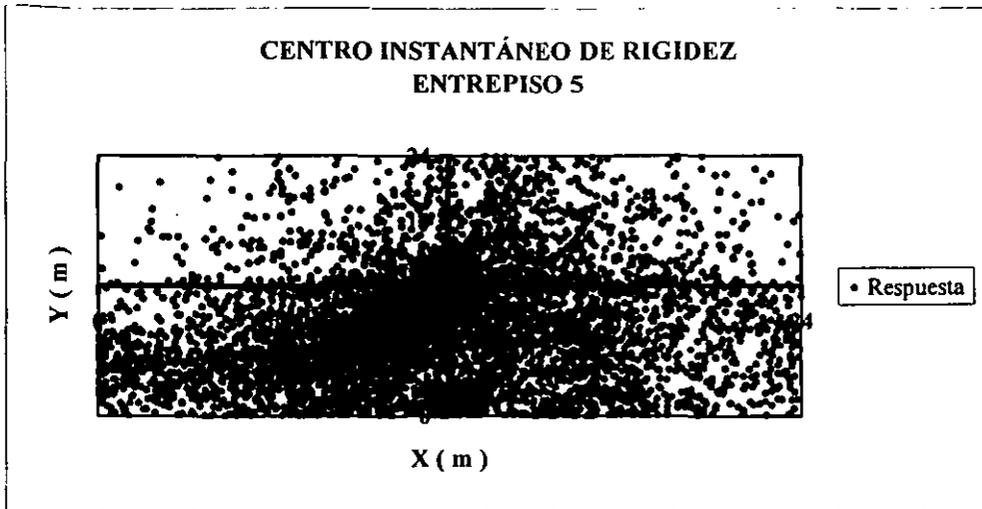


Figura 7.3.31 Historia del CIR del modelo II asimétrico en masa.

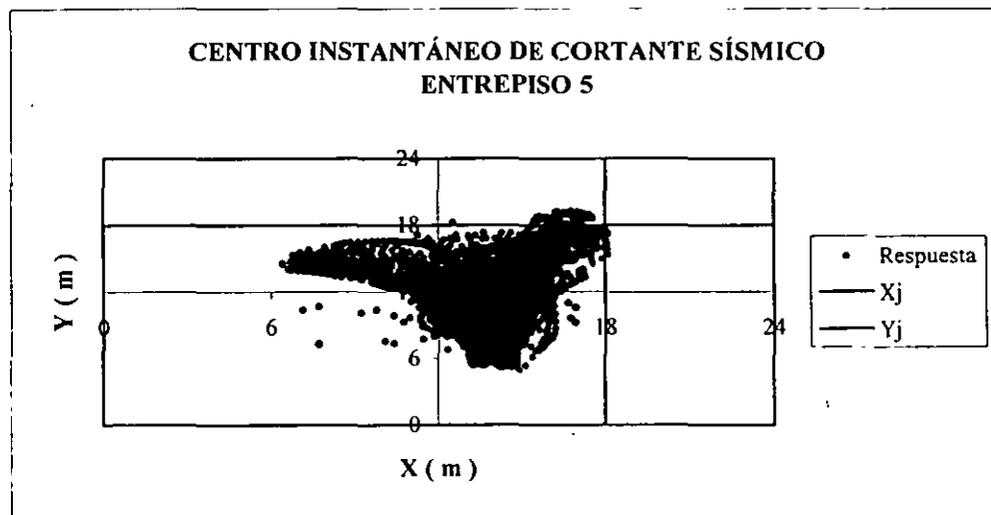


Figura 7.3.32 Historia del CICS del modelo II asimétrico en masa.

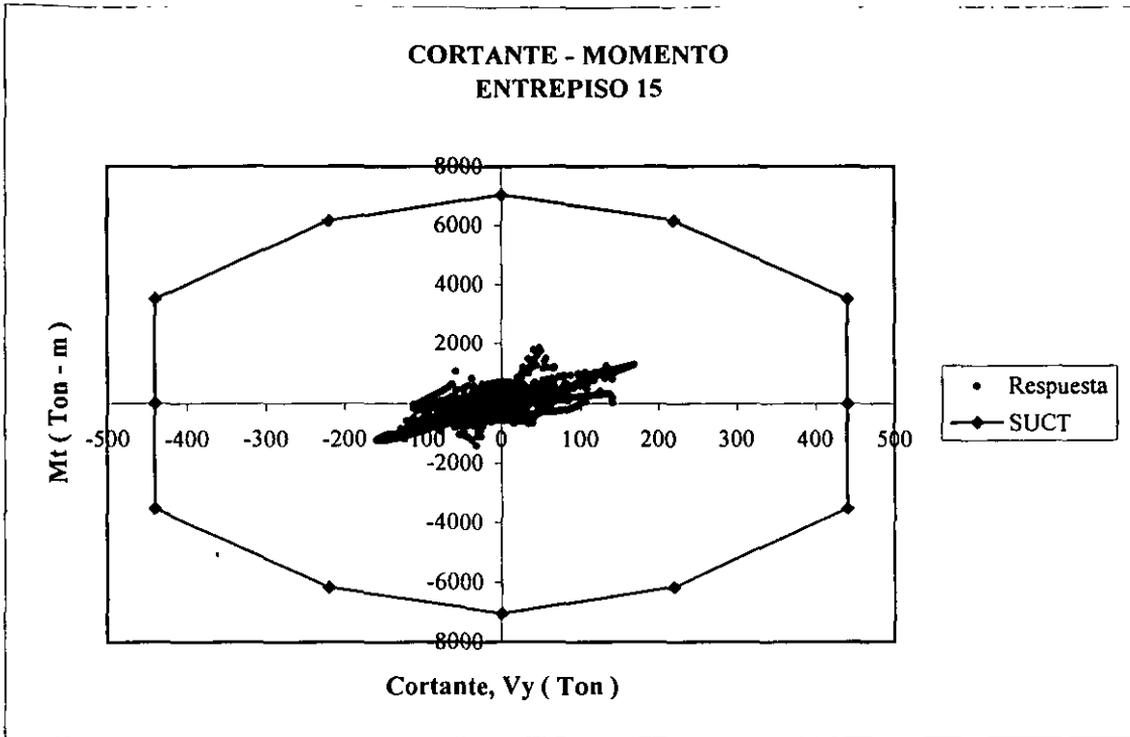


Figura 7.3.33 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo II asimétrico en masa.

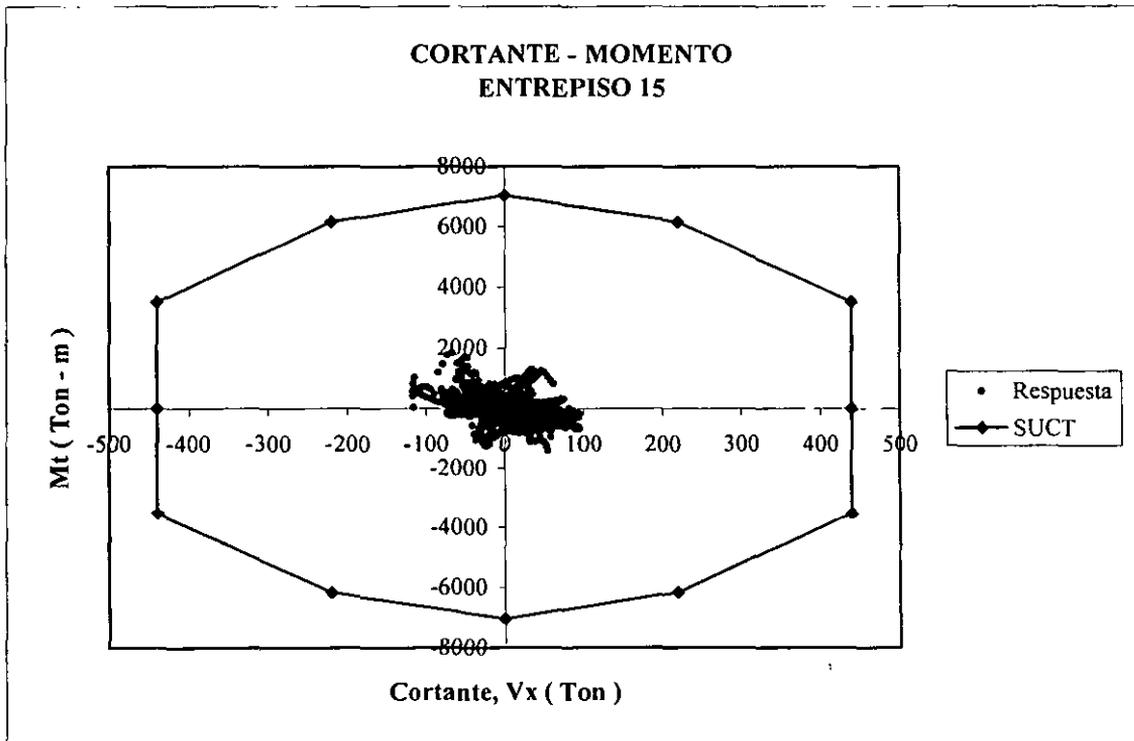


Figura 7.3.34 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo II asimétrico en masa.

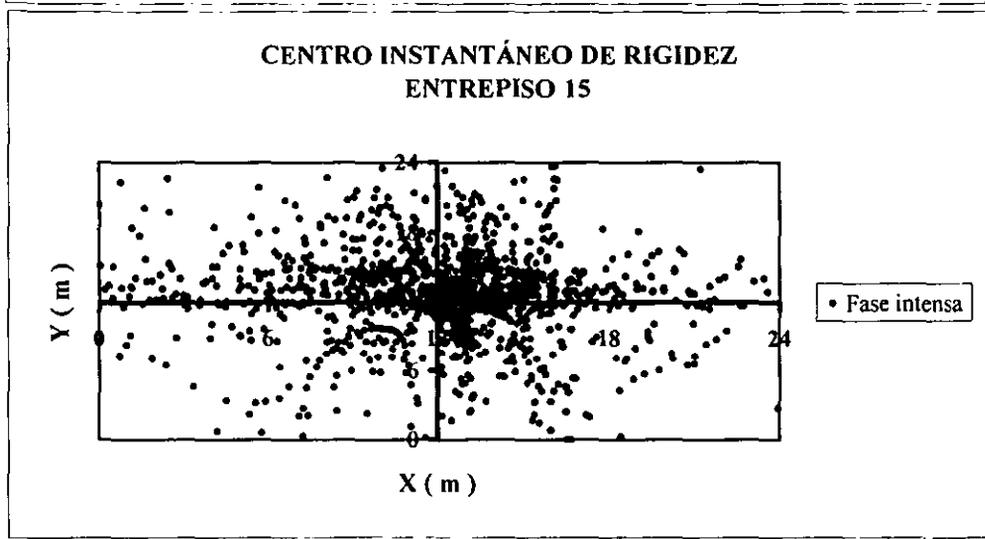
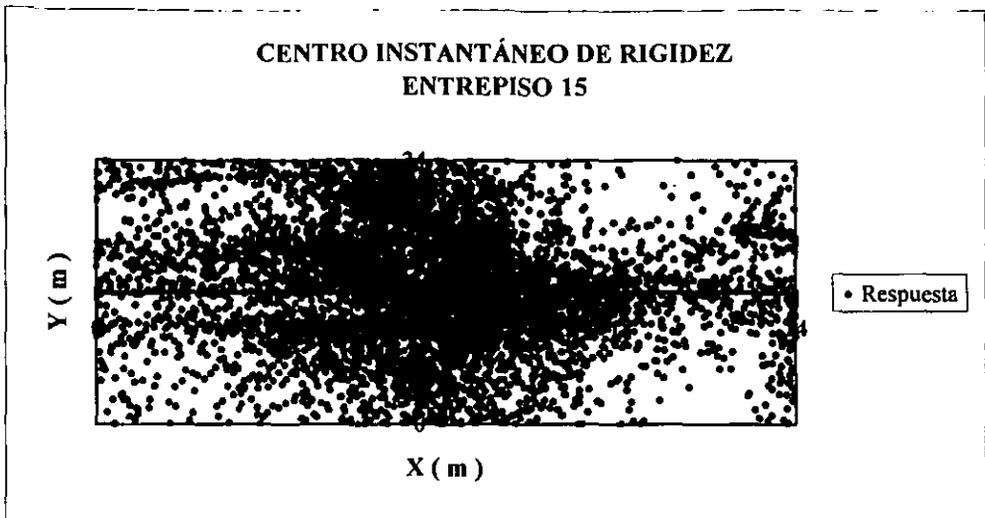


Figura 7.3.35 Historia del CIR del modelo II asimétrico en masa.

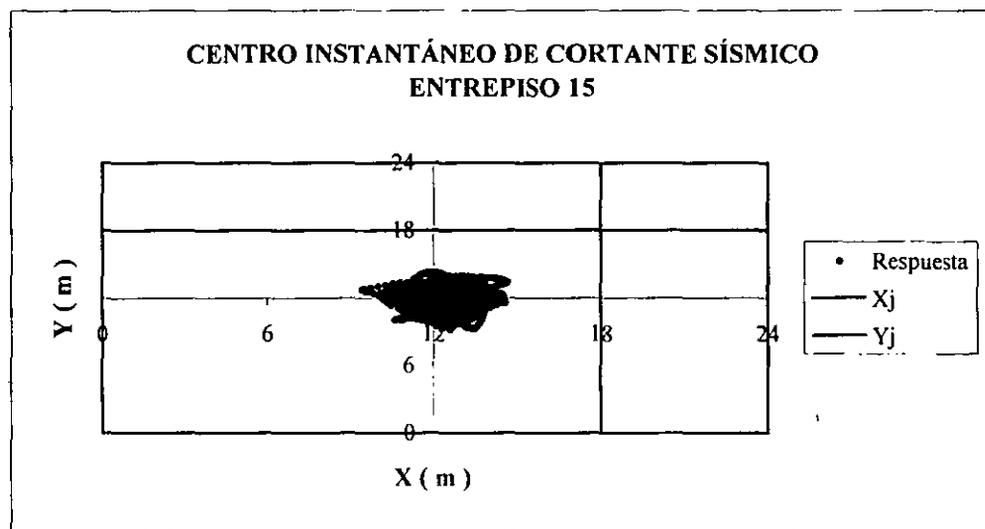


Figura 7.3.36 Historia del CICS del modelo II asimétrico en masa.

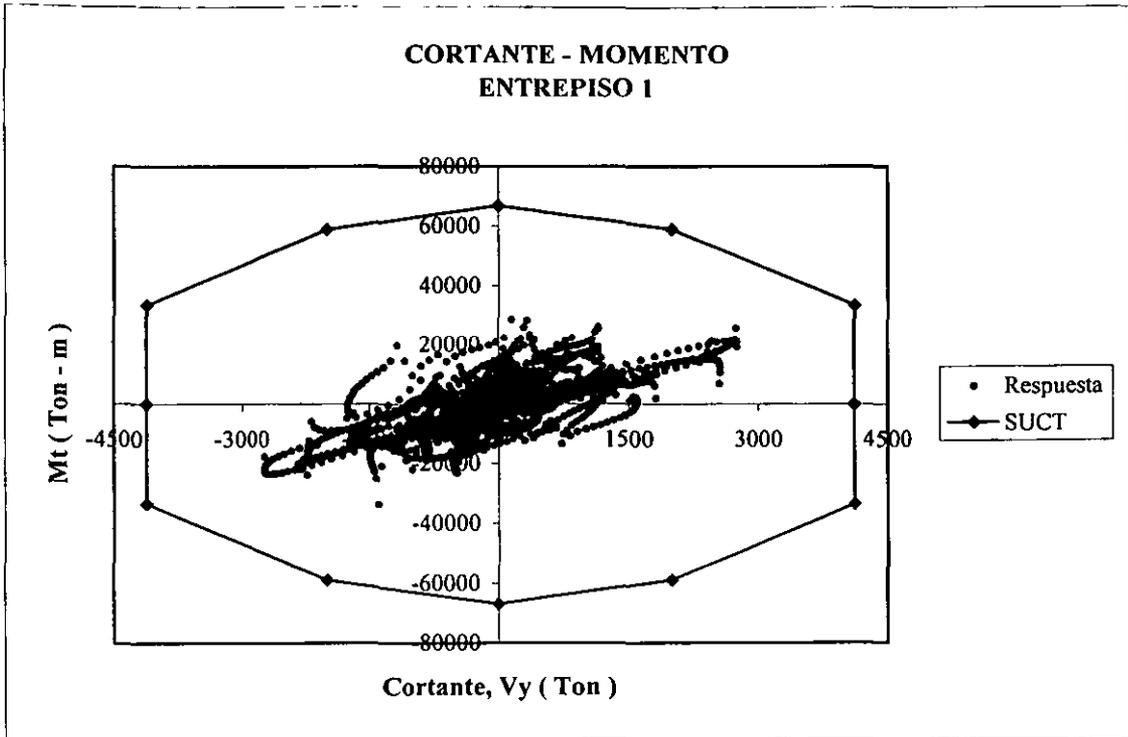


Figura 7.3.37 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo III asimétrico en masa.

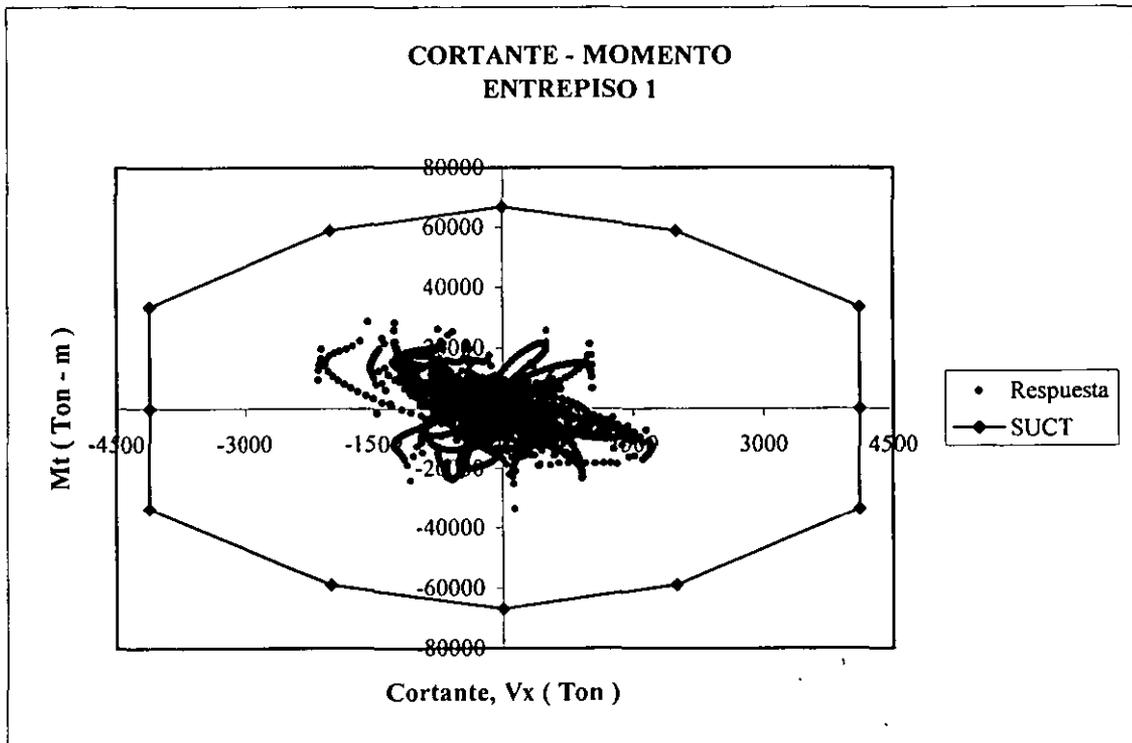


Figura 7.3.38 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo III asimétrico en masa.

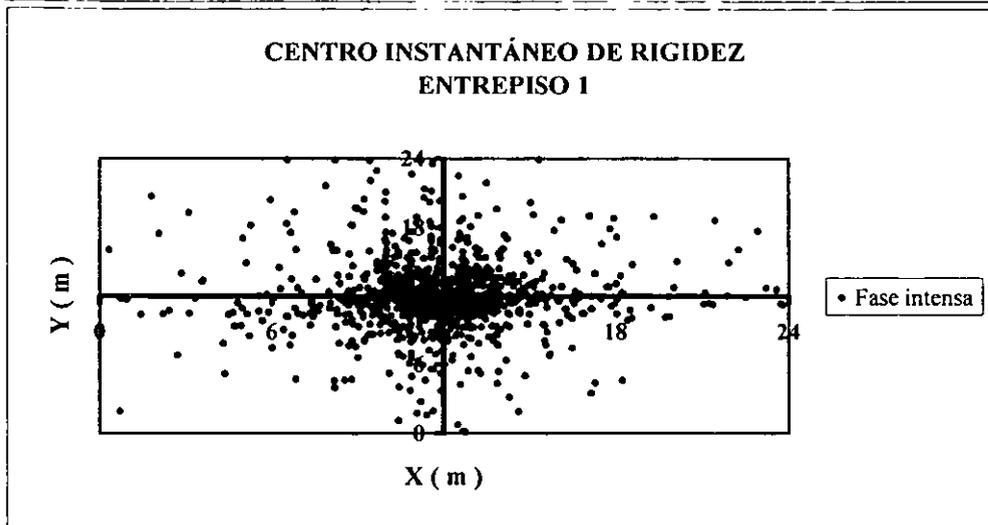
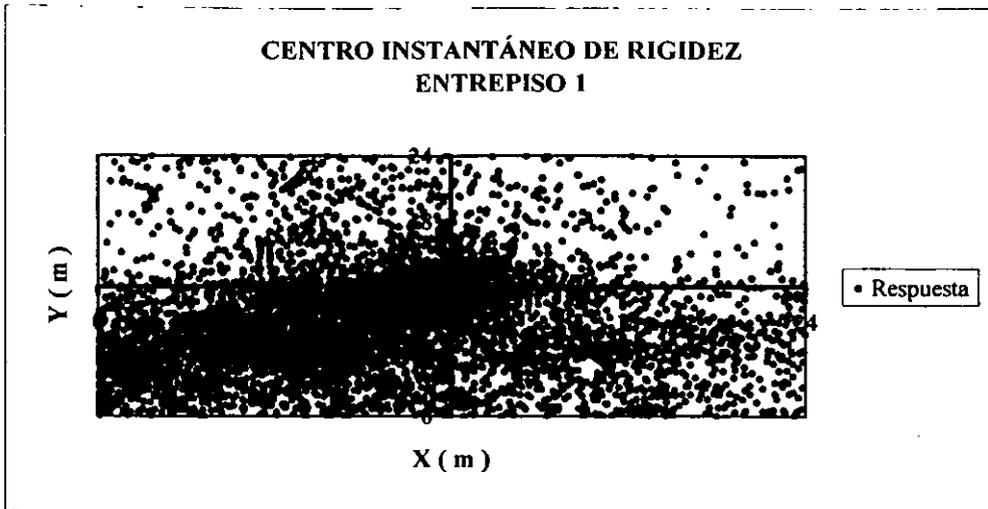


Figura 7.3.39 Historia del CIR del modelo III asimétrico en masa.

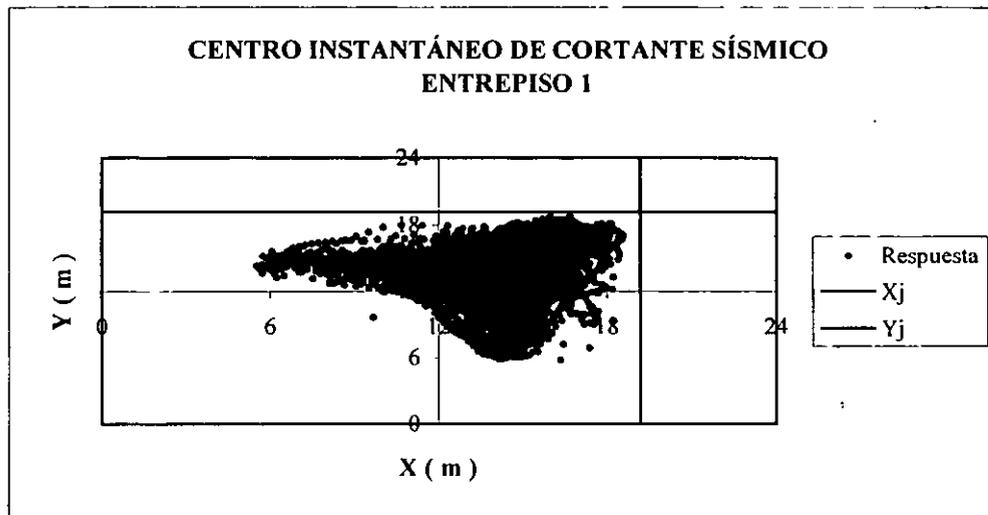


Figura 7.3.40 Historia del CICS del modelo III asimétrico en masa.

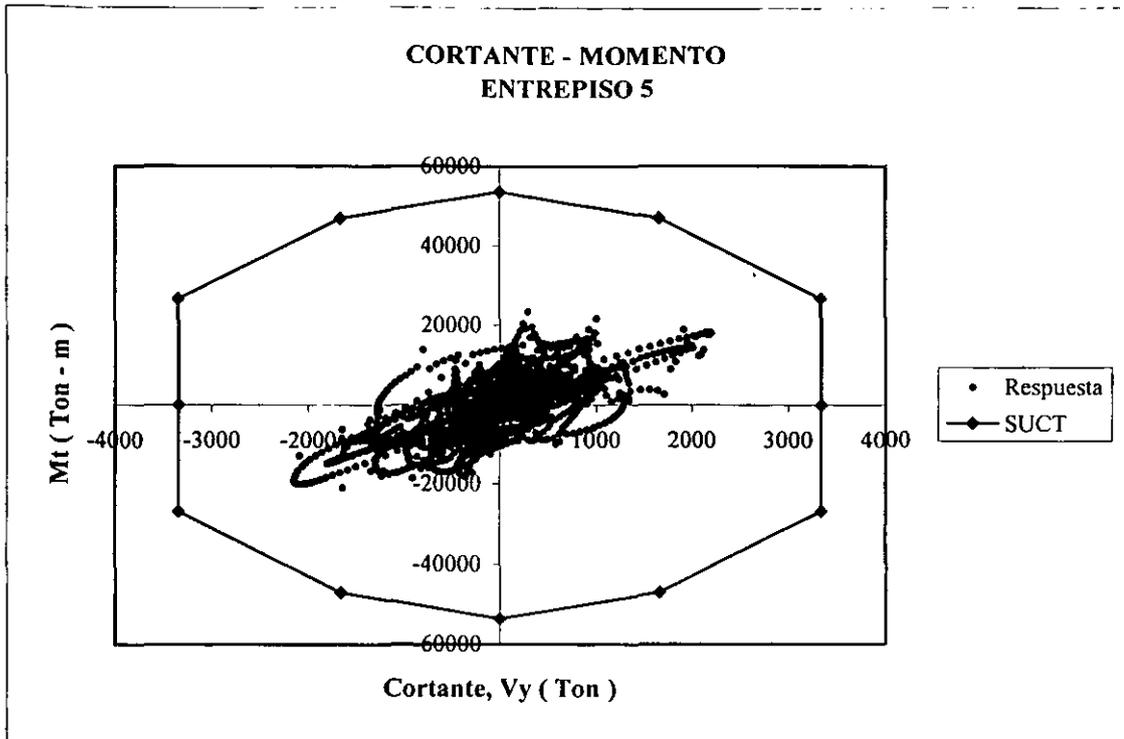


Figura 7.3.41 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo III asimétrico en masa.

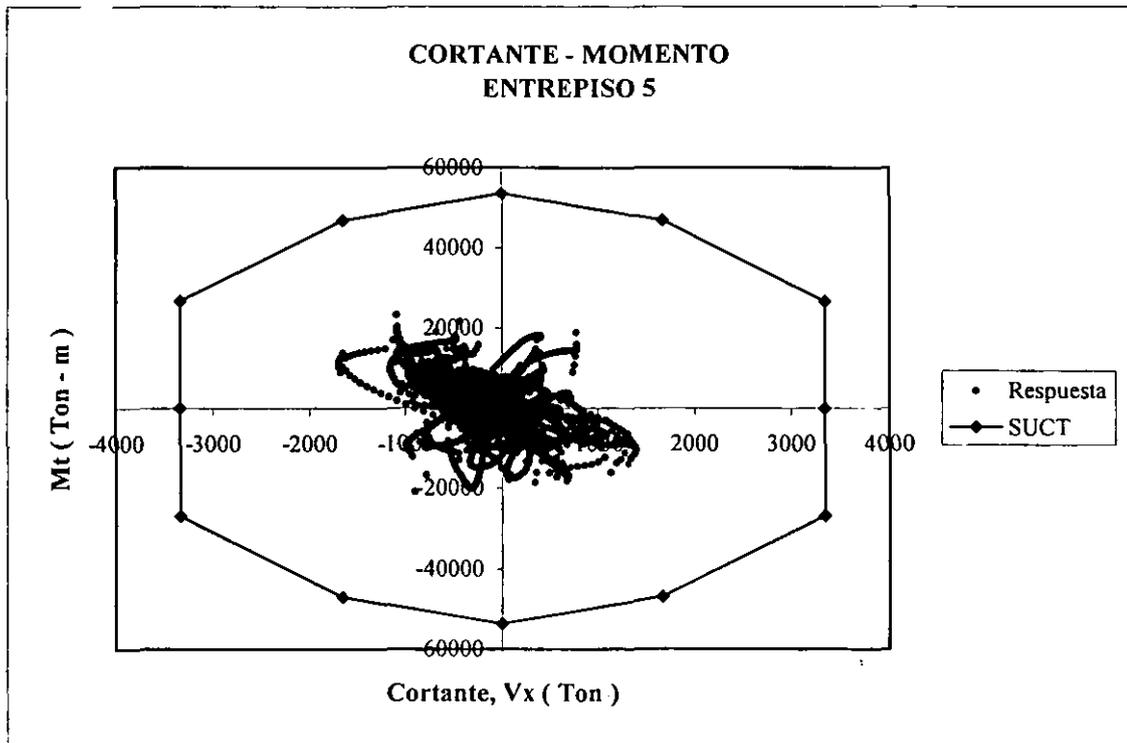


Figura 7.3.42 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo III asimétrico en masa.

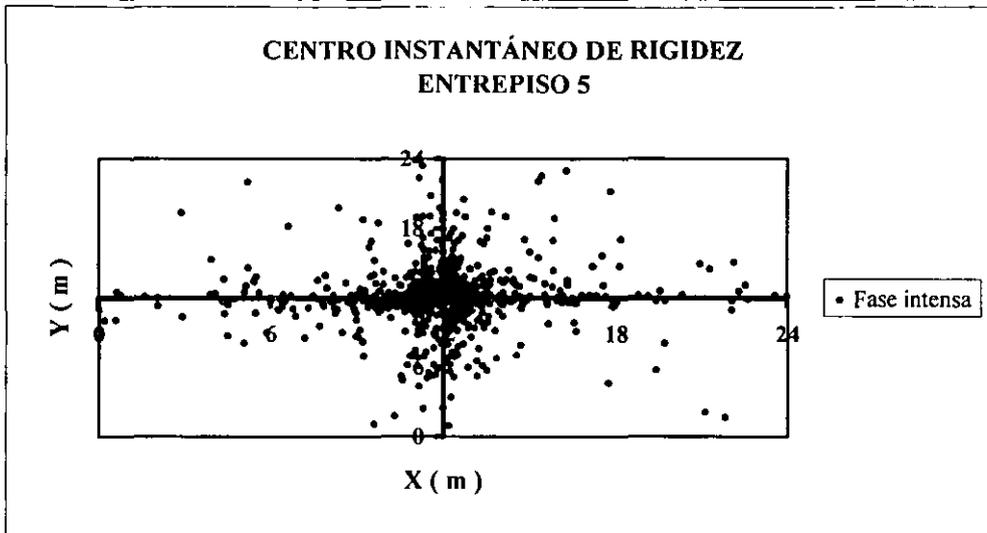
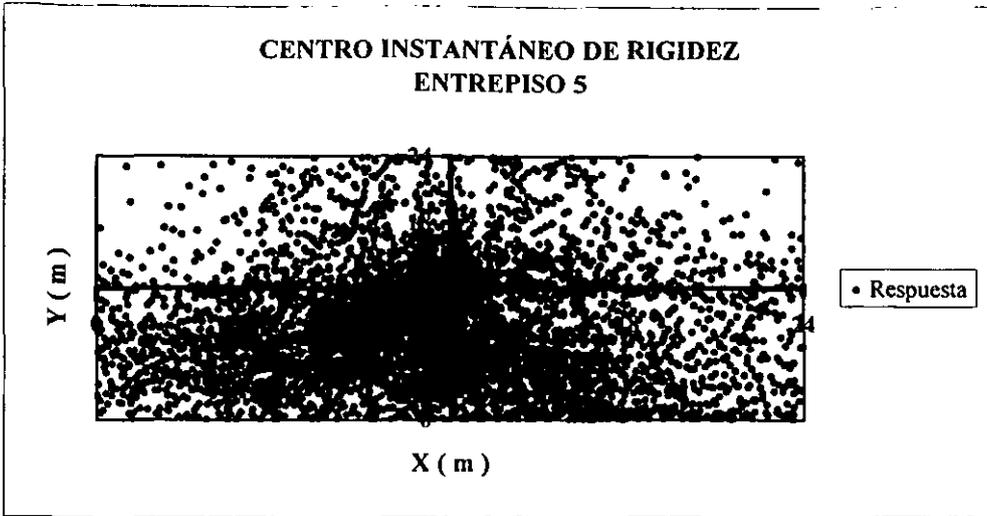


Figura 7.3.43 Historia del CIR del modelo III asimétrico en masa.

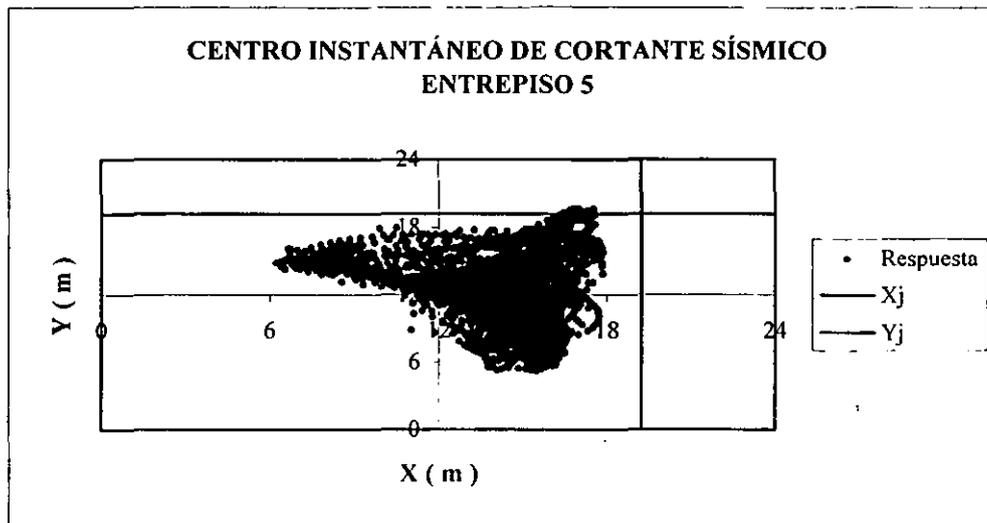


Figura 7.3.44 Historia del CICS del modelo III asimétrico en masa.

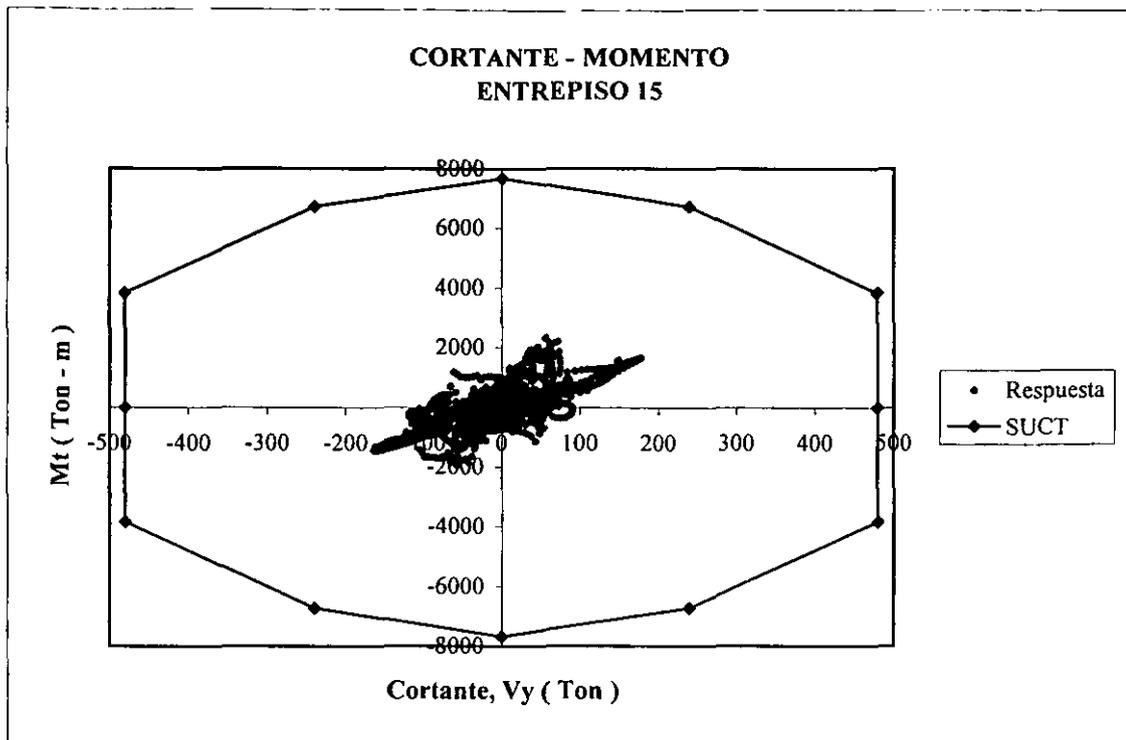


Figura 7.3.45 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo III asimétrico en masa.

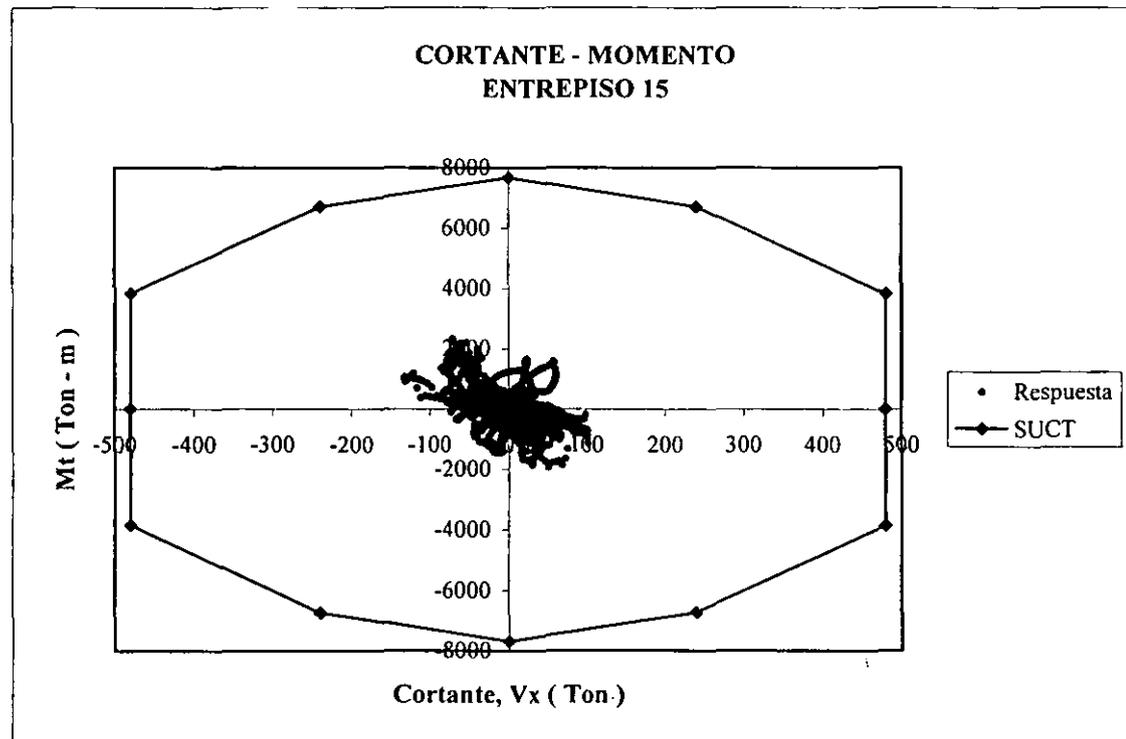


Figura 7.3.46 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo III asimétrico en masa.

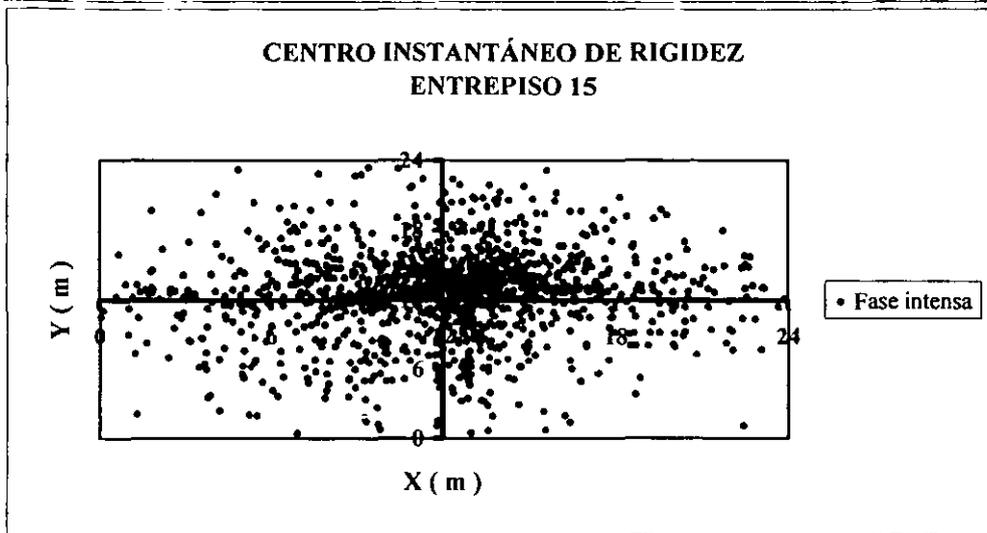
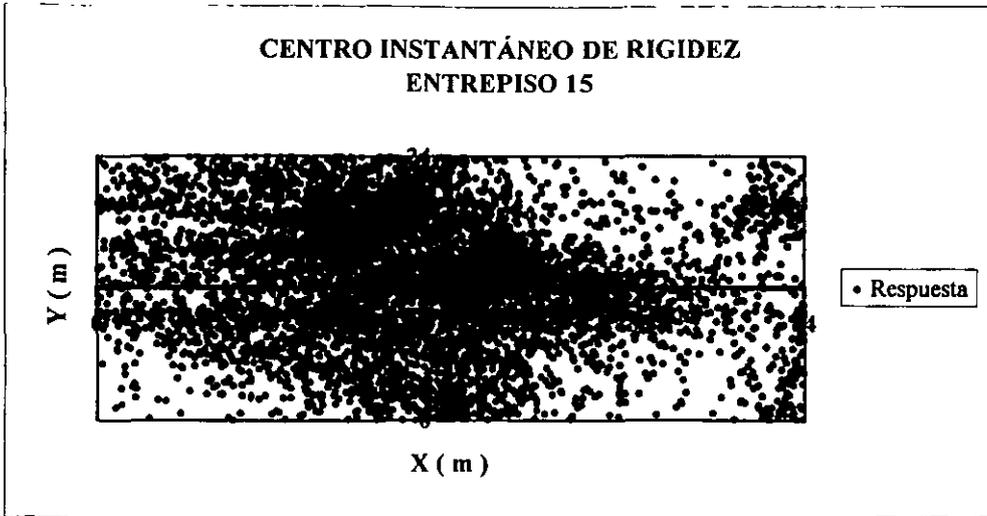


Figura 7.3.47 Historia del CIR del modelo III asimétrico en masa.

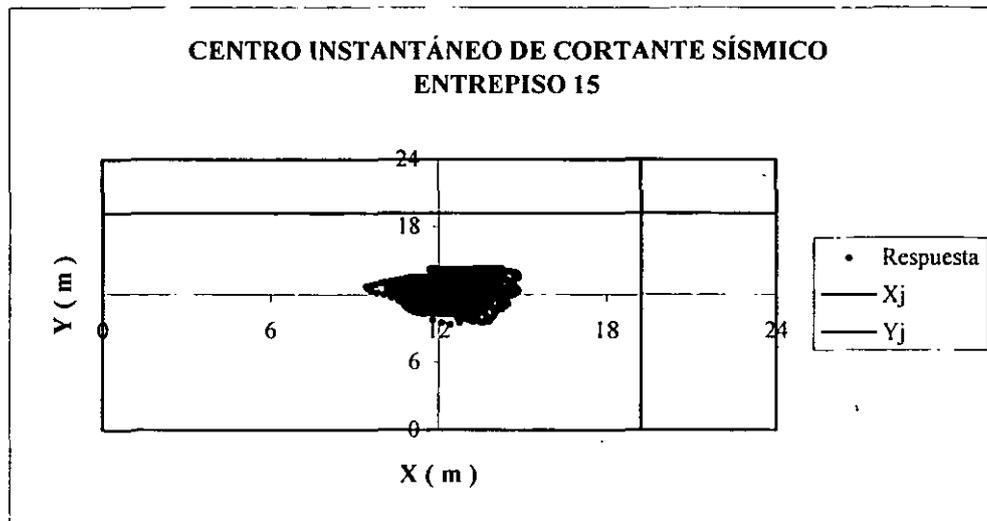


Figura 7.3.48 Historia del CICS del modelo III asimétrico en masa.

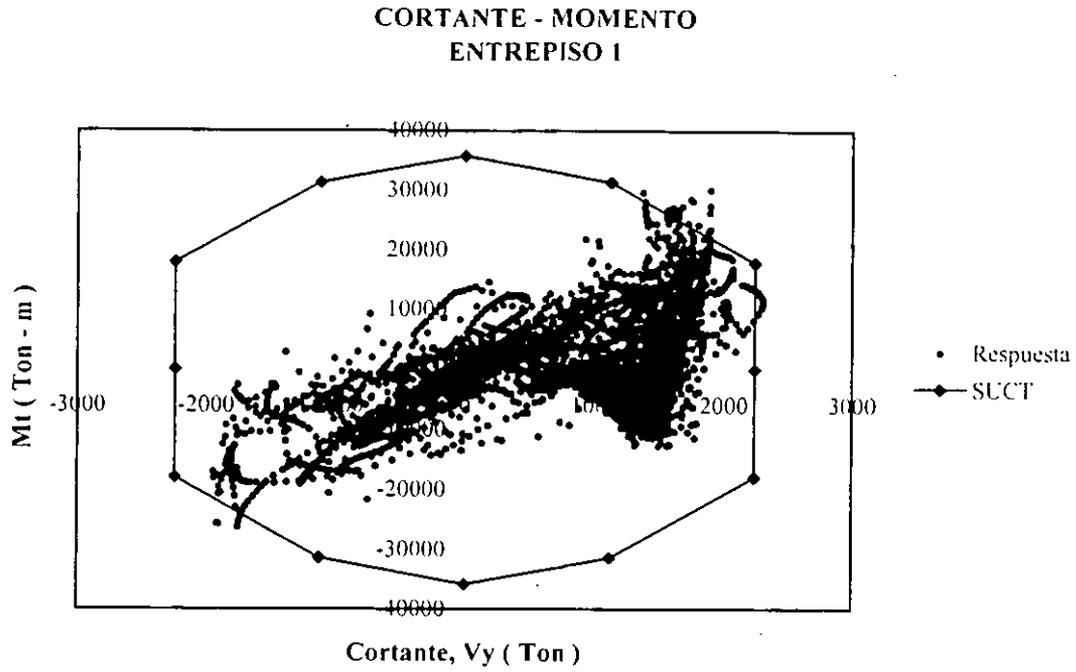


Figura 7.3.49 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo I asimétrico en rigidez.

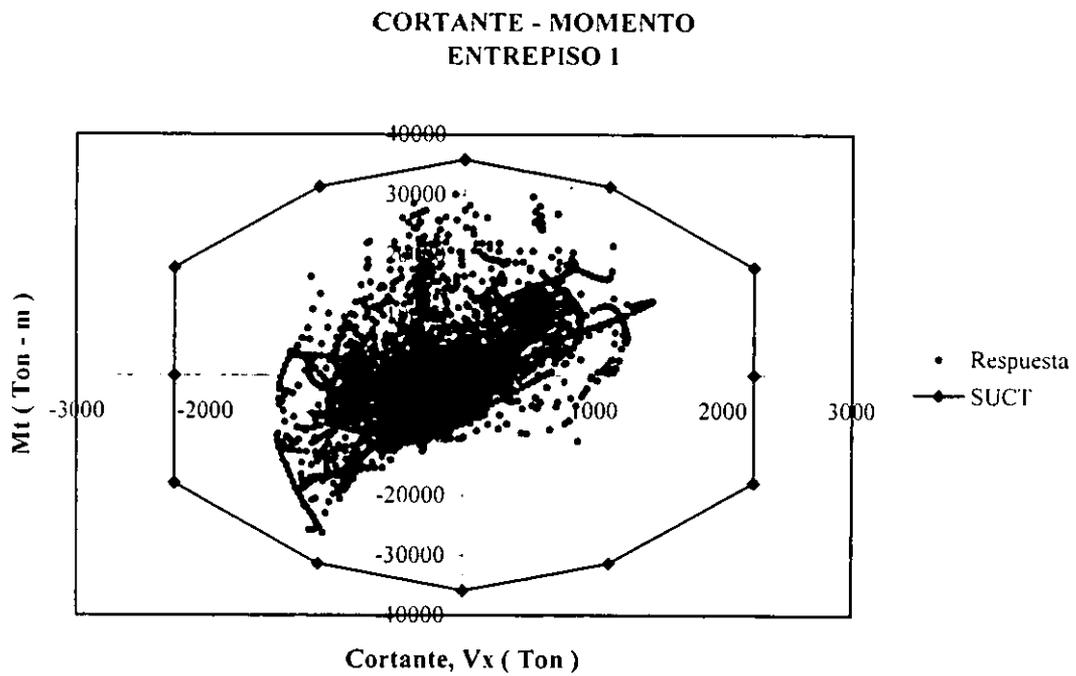


Figura 7.3.50 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo I asimétrico en rigidez.

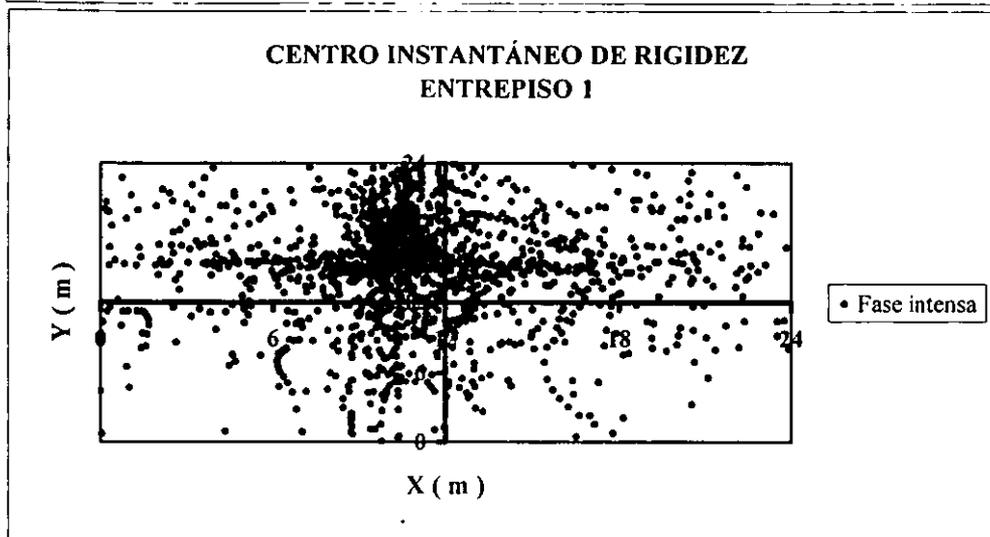
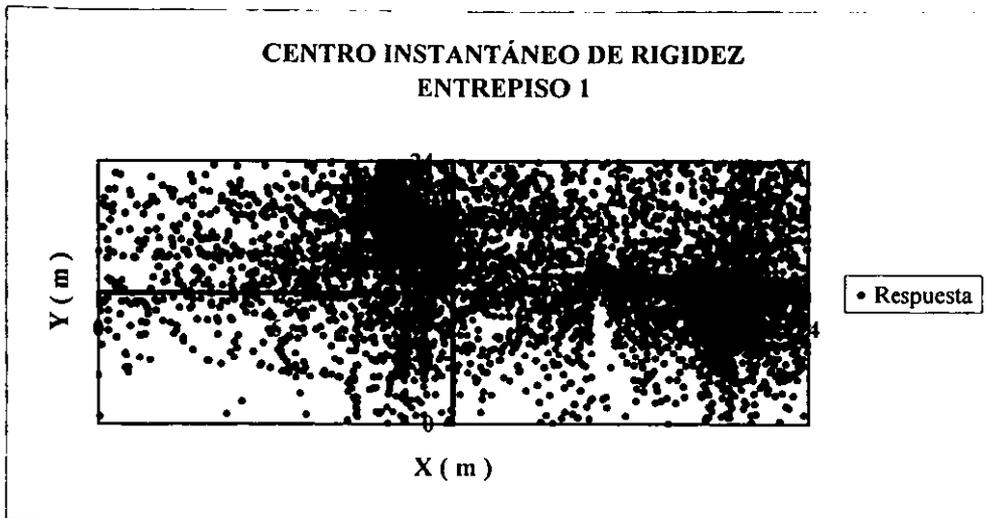


Figura 7.3.51 Historia del CIR del modelo I asimétrico en rigidez.

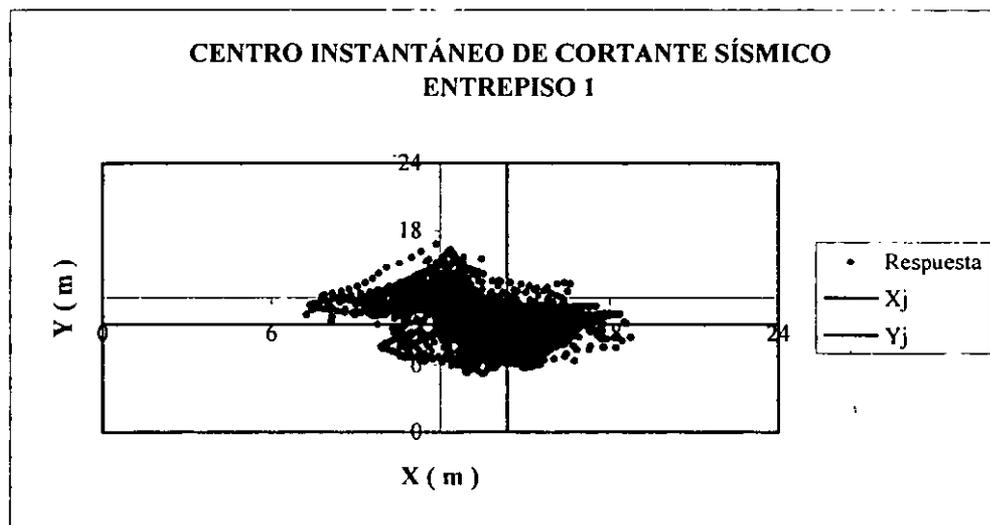


Figura 7.3.52 Historia del CICS del modelo I asimétrico en rigidez.

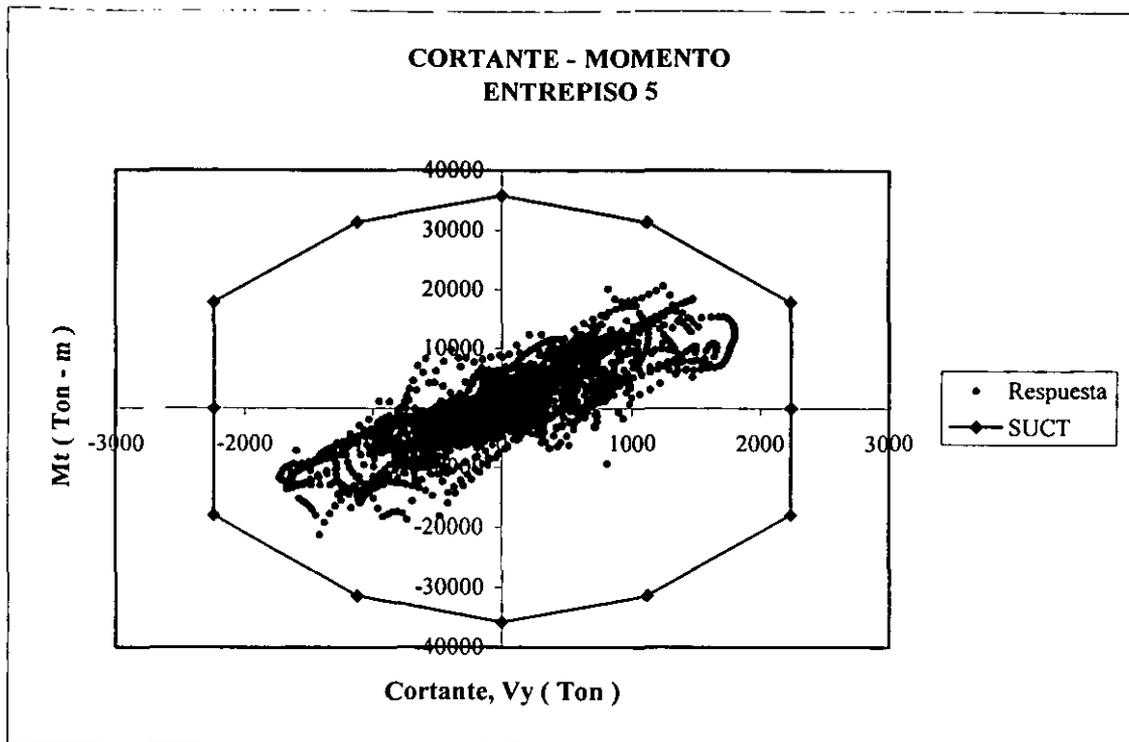


Figura 7.3.53 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo I asimétrico en rigidez.

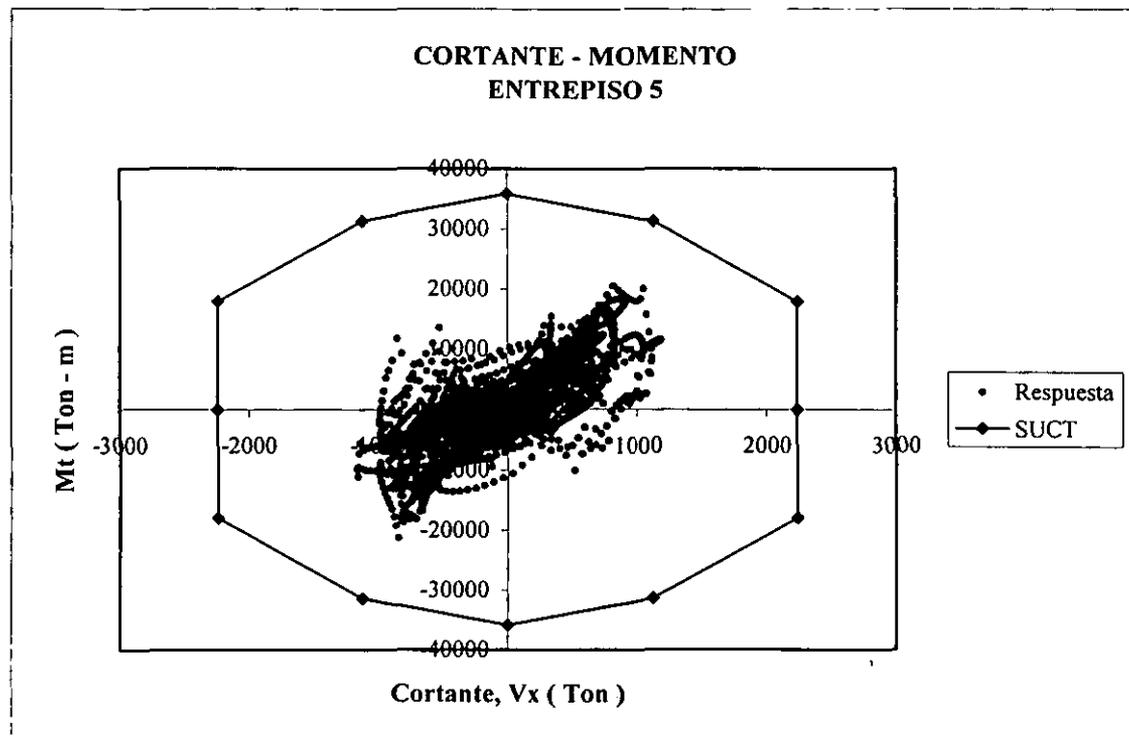


Figura 7.3.54 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo I asimétrico en rigidez.

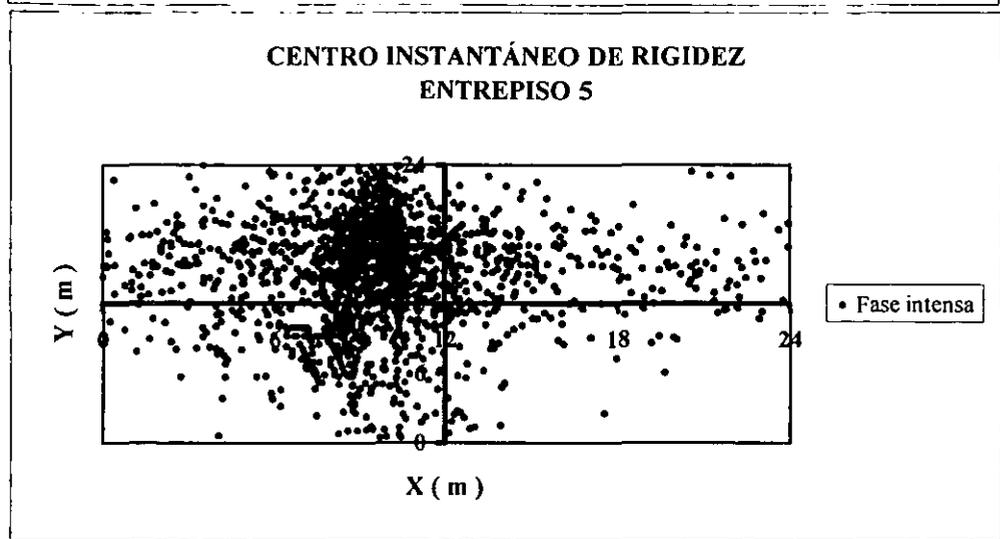
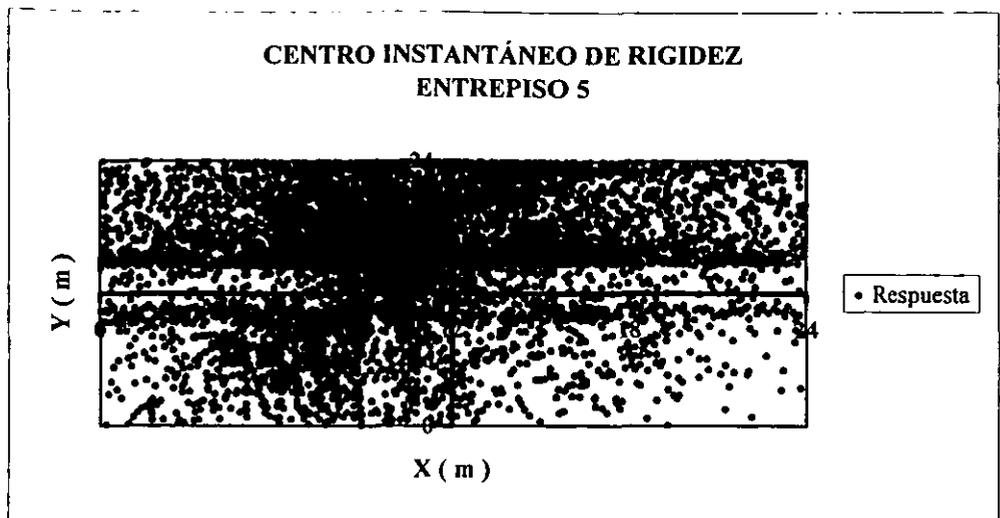


Figura 7.3.55 Historia del CIR del modelo I asimétrico en rigidez.

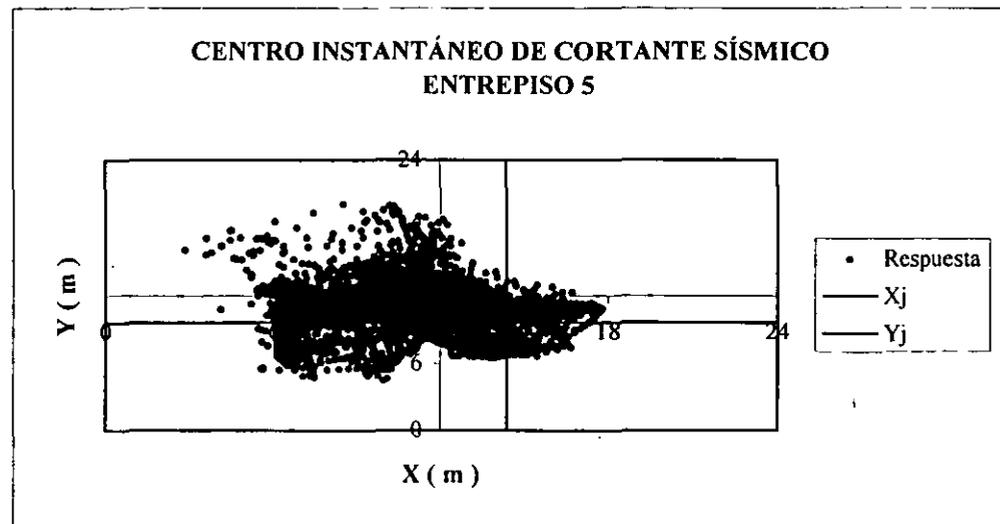


Figura 7.3.56 Historia del CICS del modelo I asimétrico en rigidez.

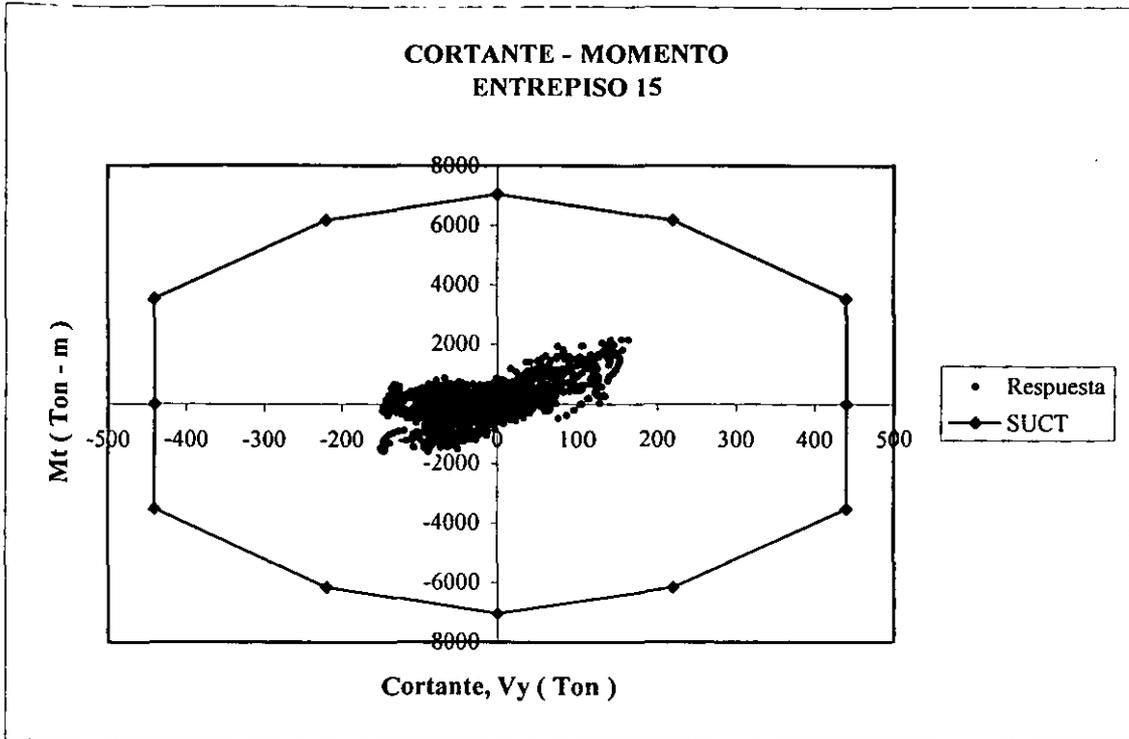


Figura 7.3.57 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo I asimétrico en rigidez.

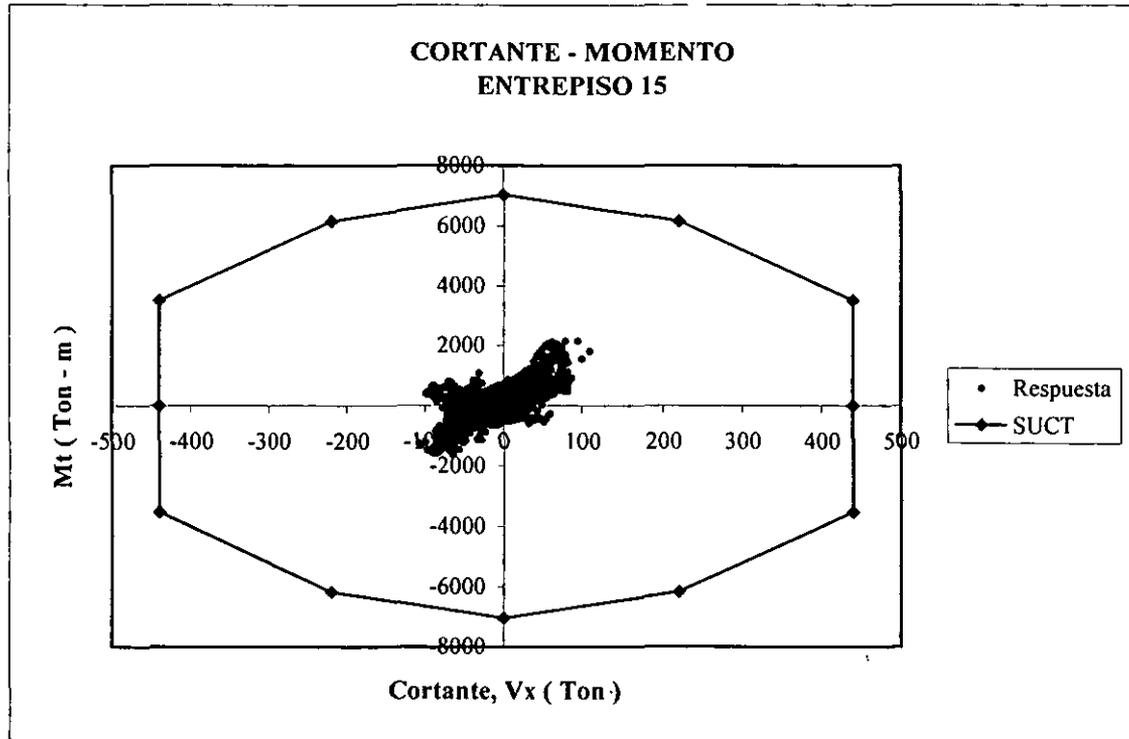


Figura 7.3.58 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo I asimétrico en rigidez.

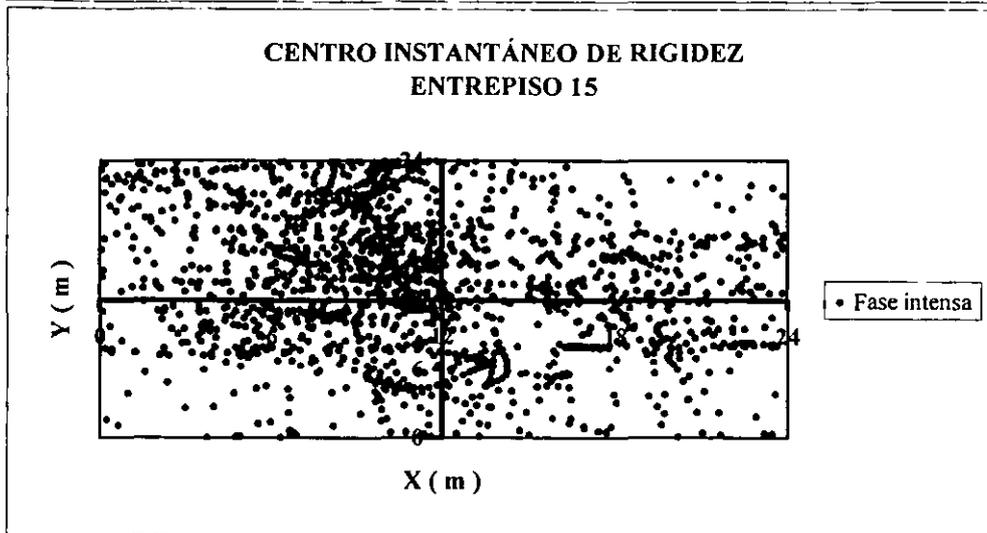
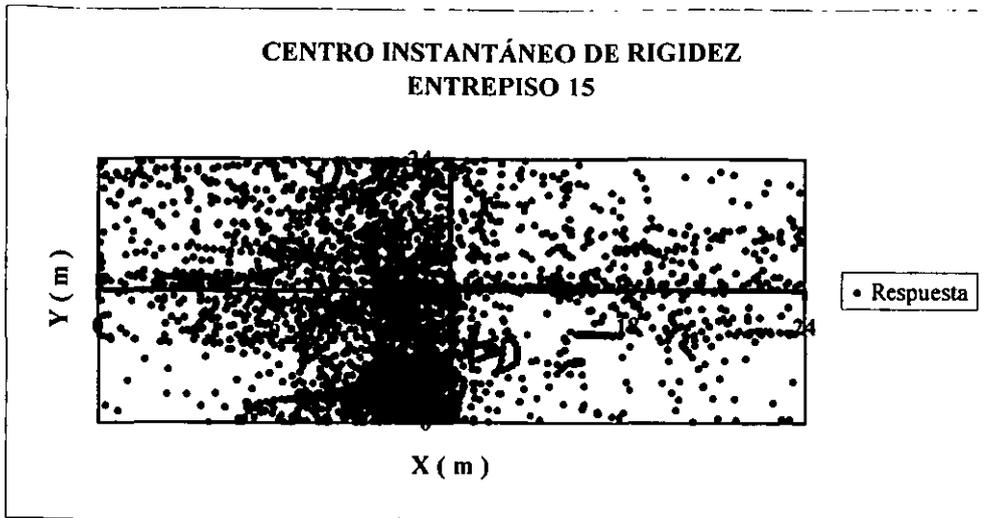


Figura 7.3.59 Historia del CIR del modelo I asimétrico en rigidez.

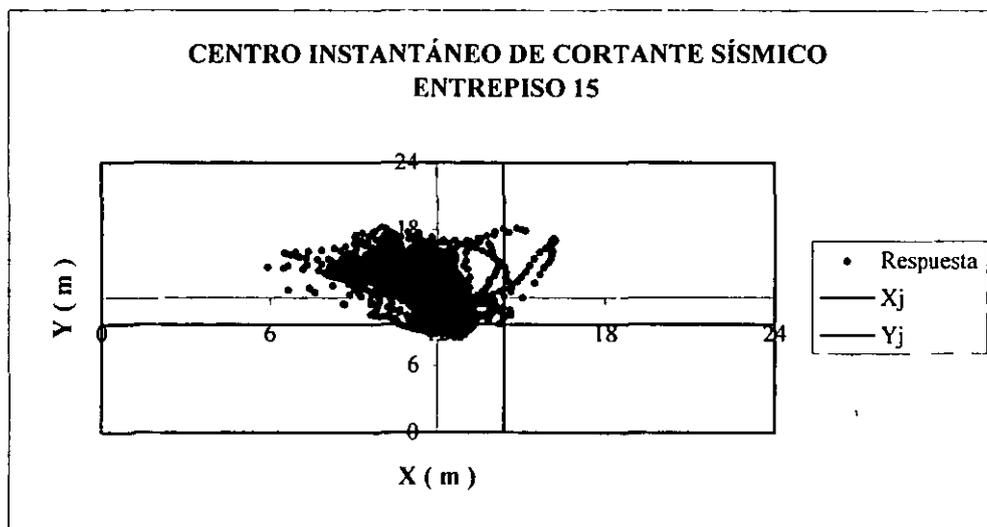


Figura 7.3.60 Historia del CICS del modelo I asimétrico en rigidez.

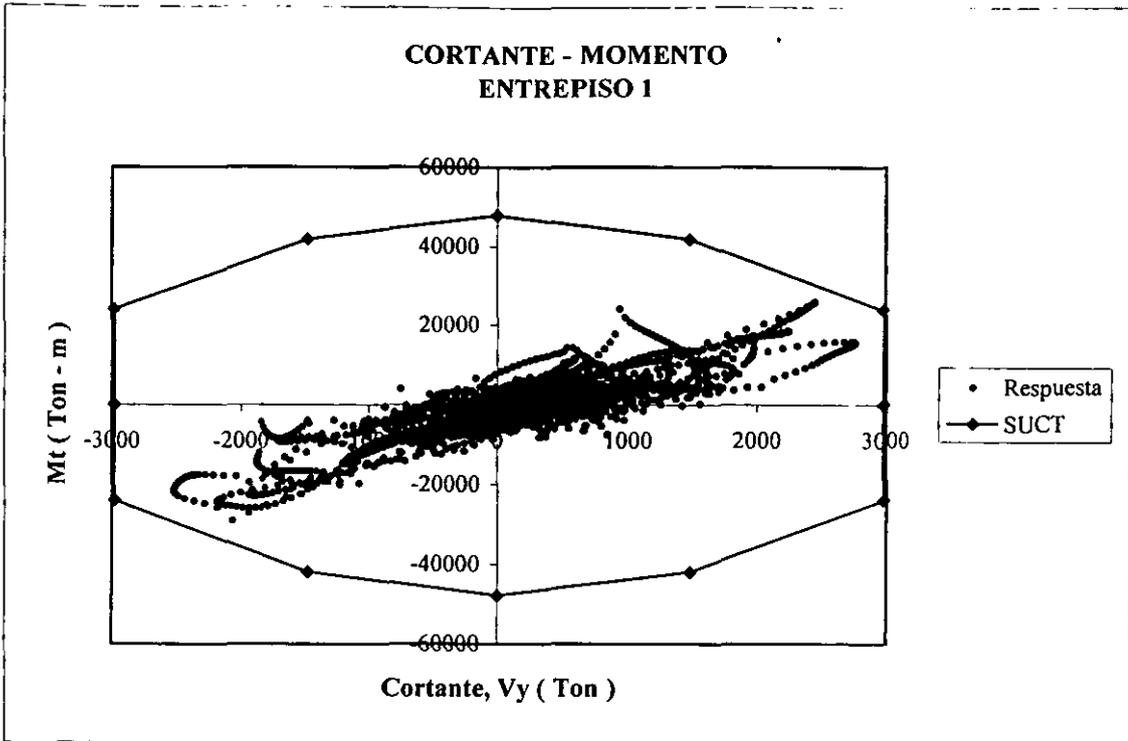


Figura 7.3.61 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo II asimétrico en rigidez.

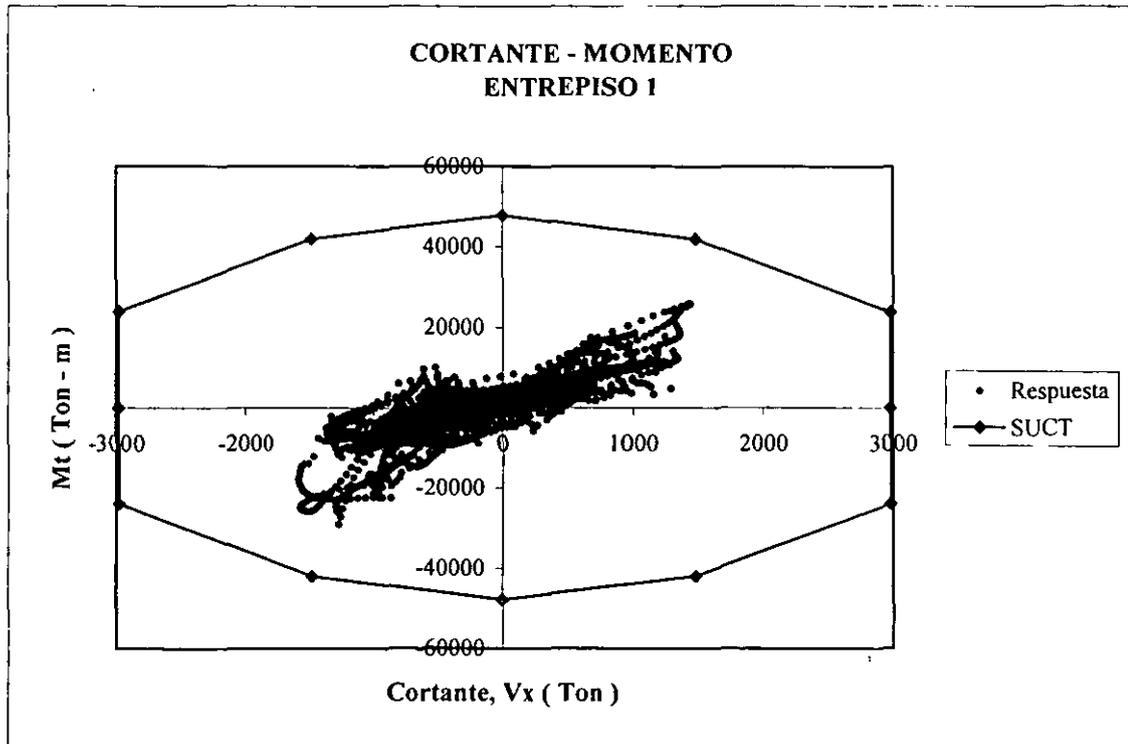


Figura 7.3.62 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo II asimétrico en rigidez.

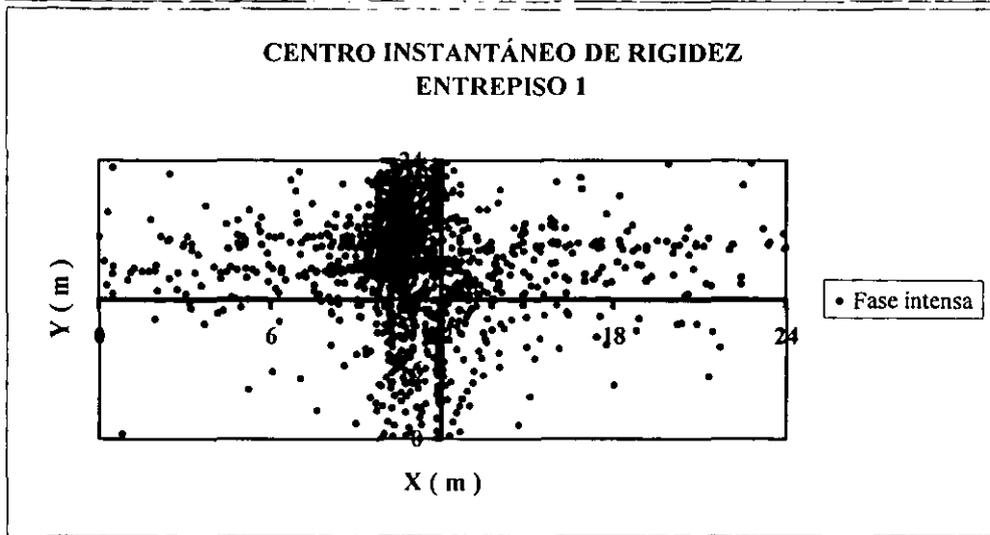
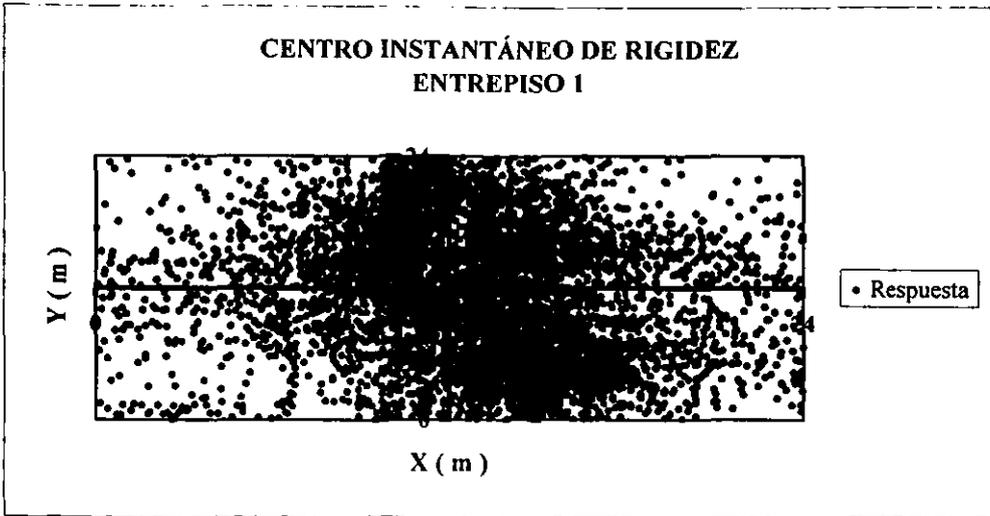


Figura 7.3.63 Historia del CIR del modelo II asimétrico en rigidez.

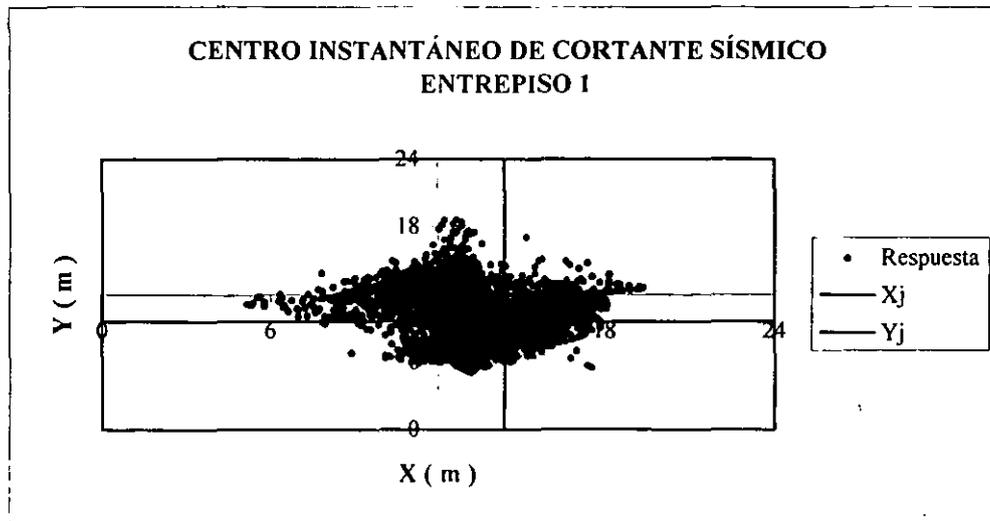


Figura 7.3.64 Historia del CICS del modelo II asimétrico en rigidez.

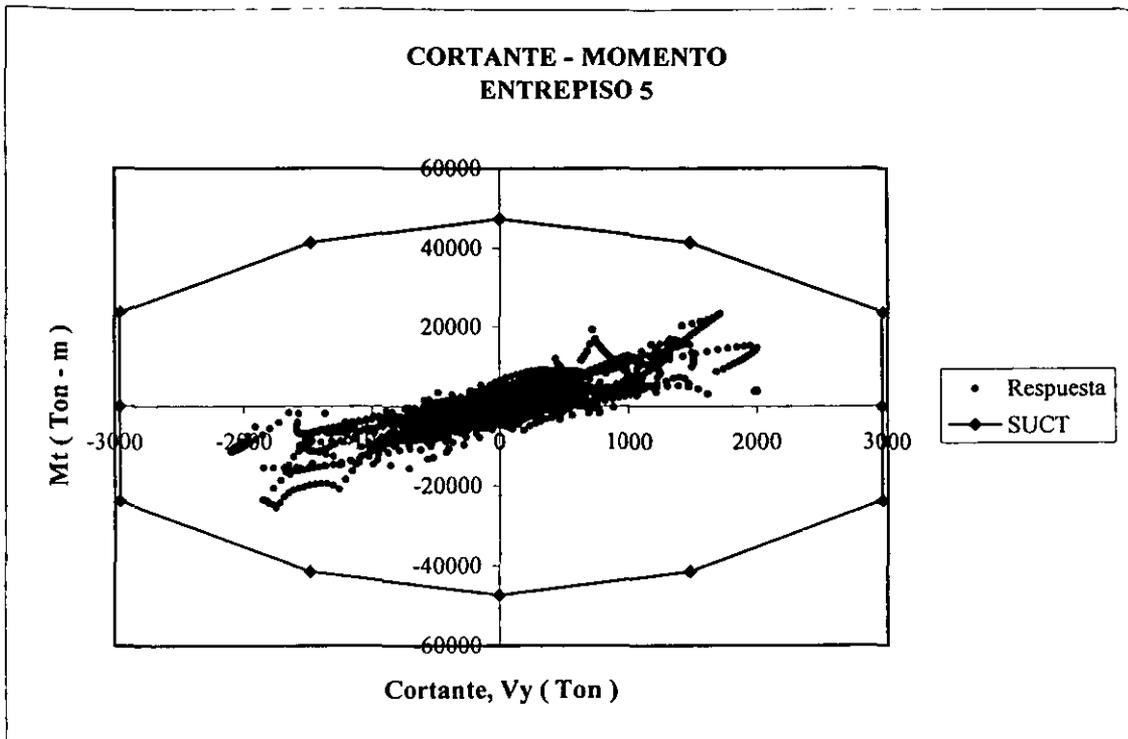


Figura 7.3.65 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo II asimétrico en rigidez.

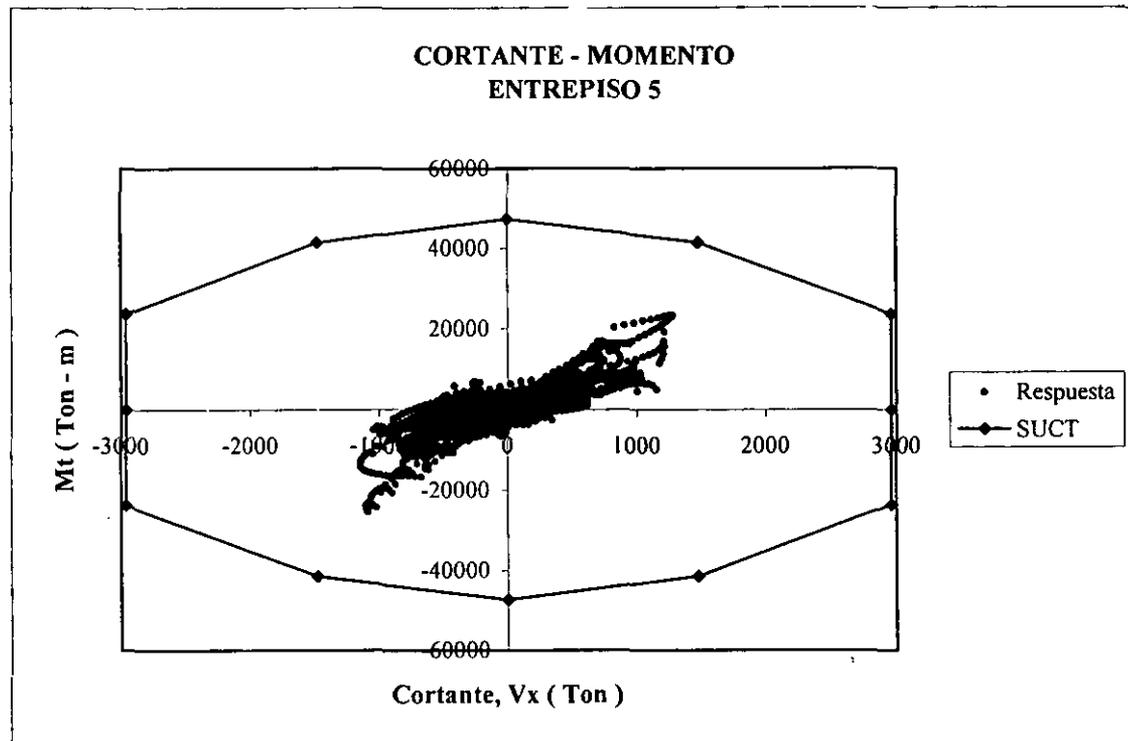


Figura 7.3.66 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo II asimétrico en rigidez.

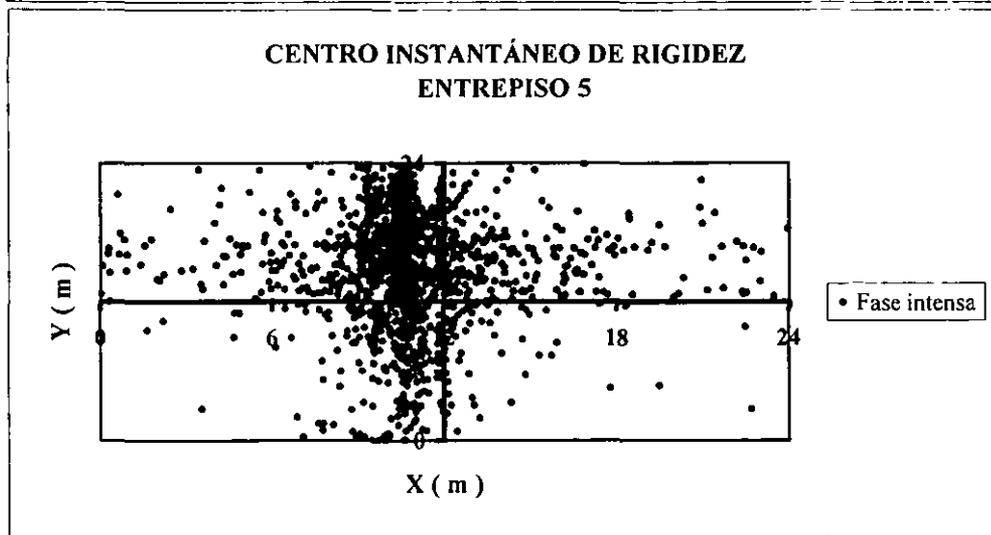
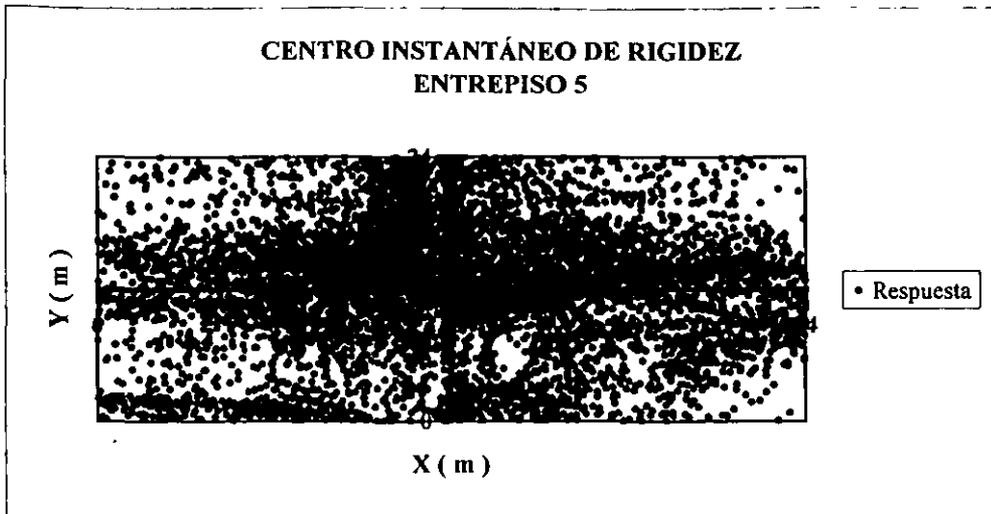


Figura 7.3.67 Historia del CIR del modelo II asimétrico en rigidez.

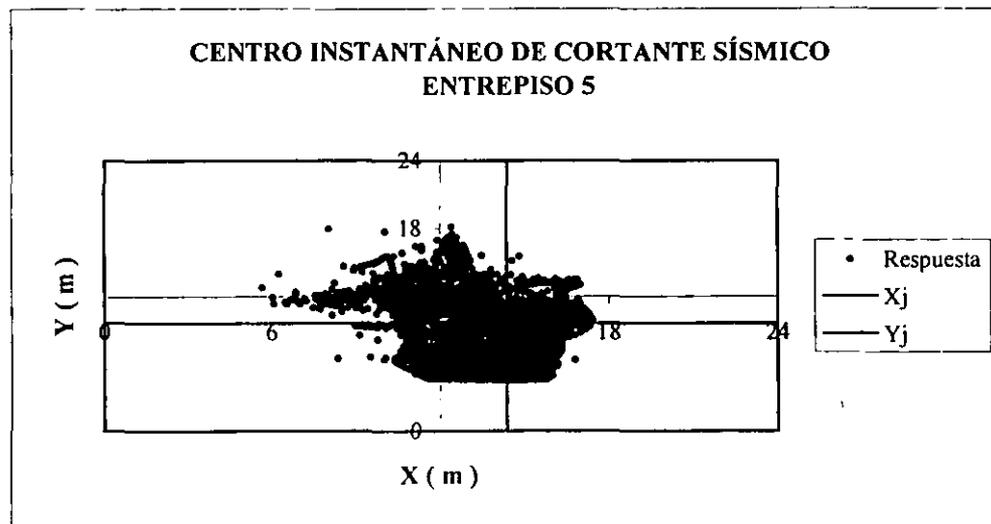


Figura 7.3.68 Historia del CICS del modelo II asimétrico en rigidez.

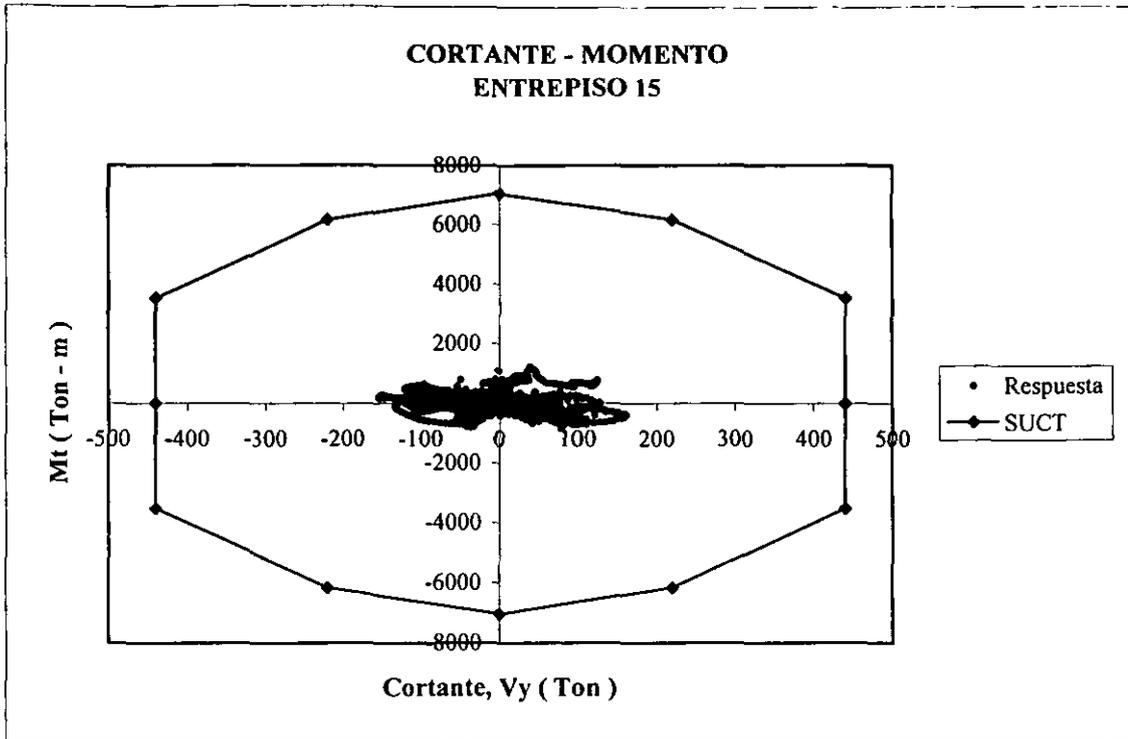


Figura 7.3.69 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo II asimétrico en rigidez.

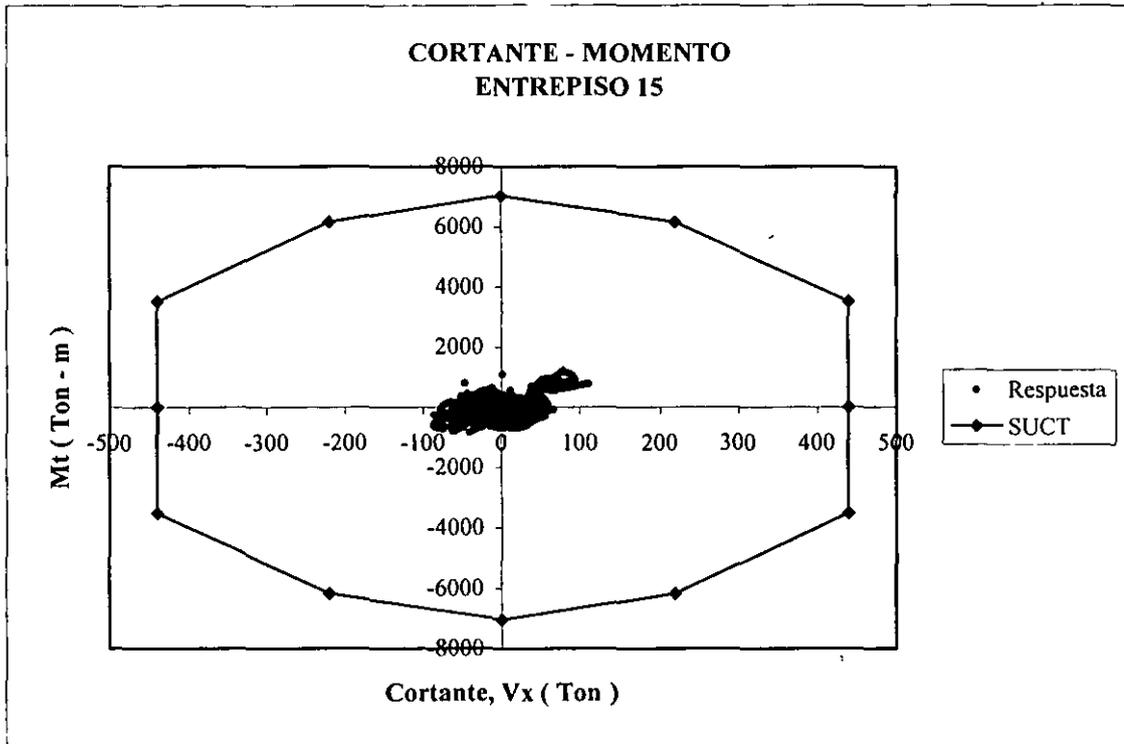


Figura 7.3.70 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo II asimétrico en rigidez.

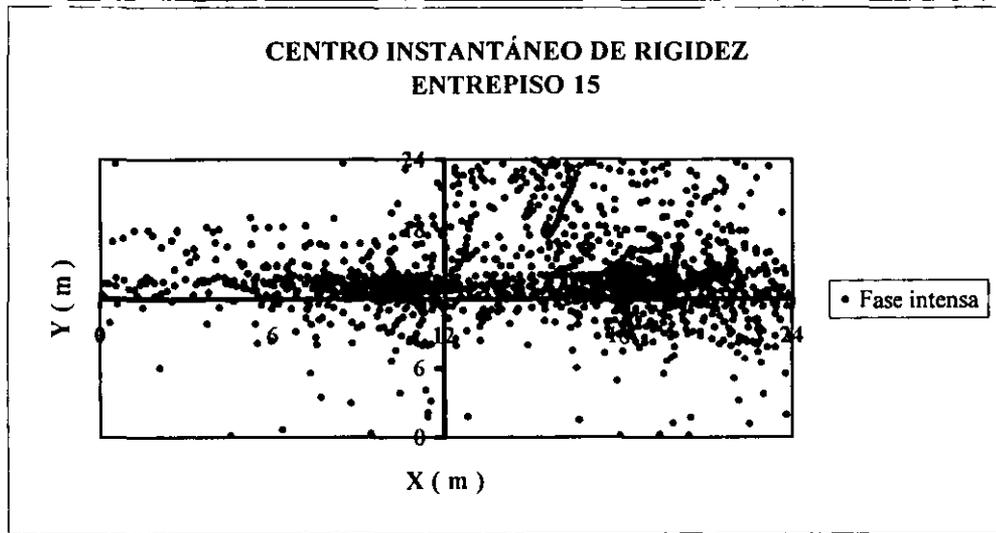
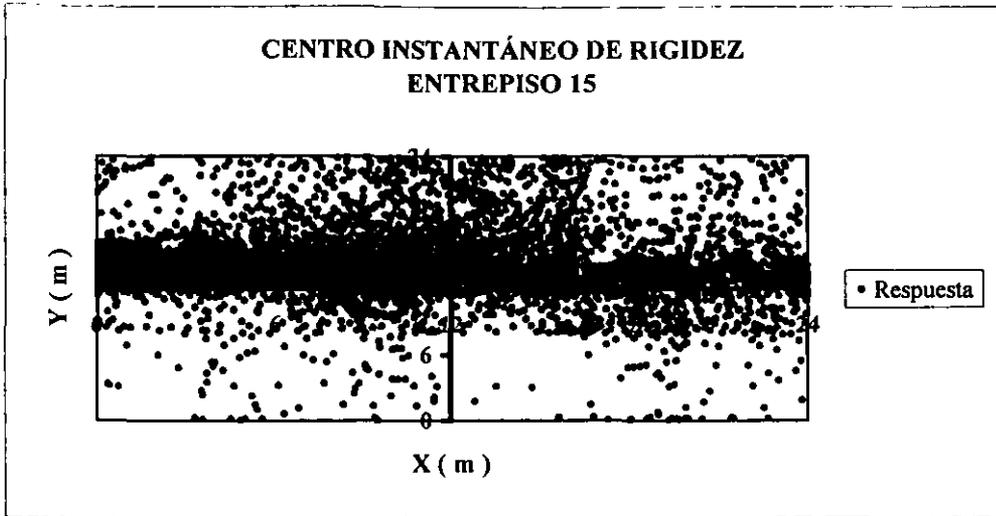


Figura 7.3.71 Historia del CIR del modelo II asimétrico en rigidez.

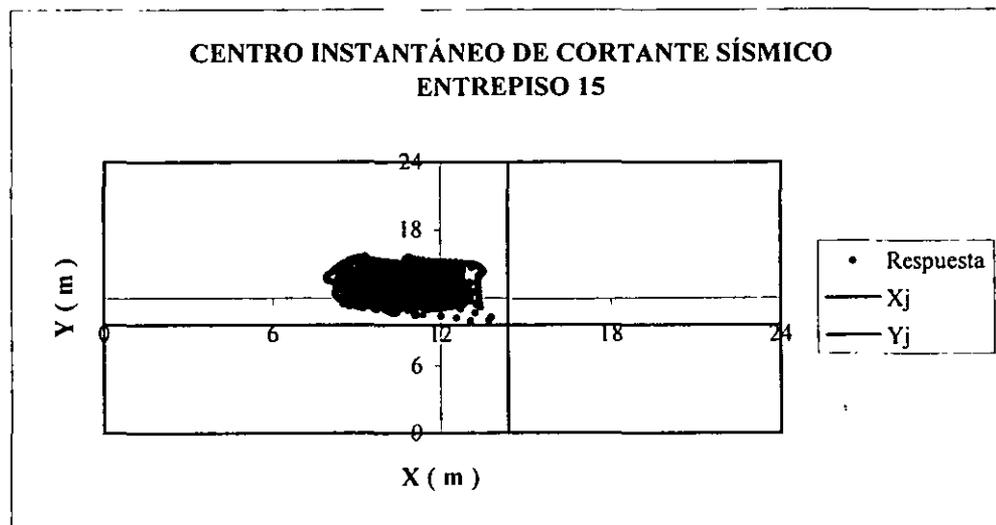


Figura 7.3.72 Historia del CICS del modelo II asimétrico en rigidez.

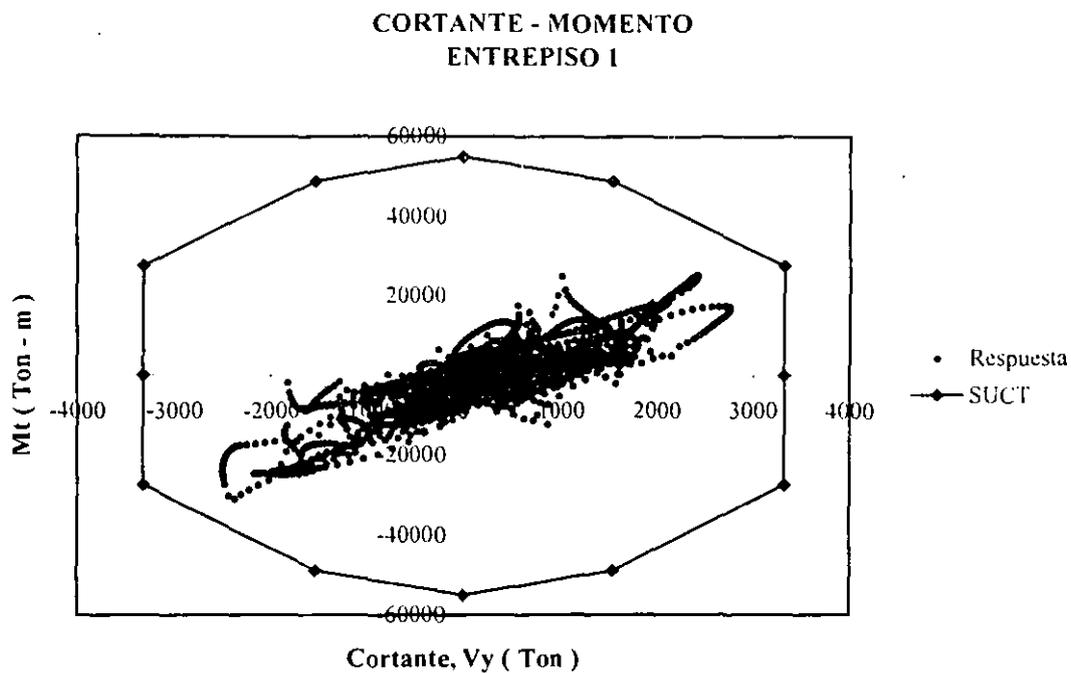


Figura 7.3.73 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo III asimétrico en rigidez.

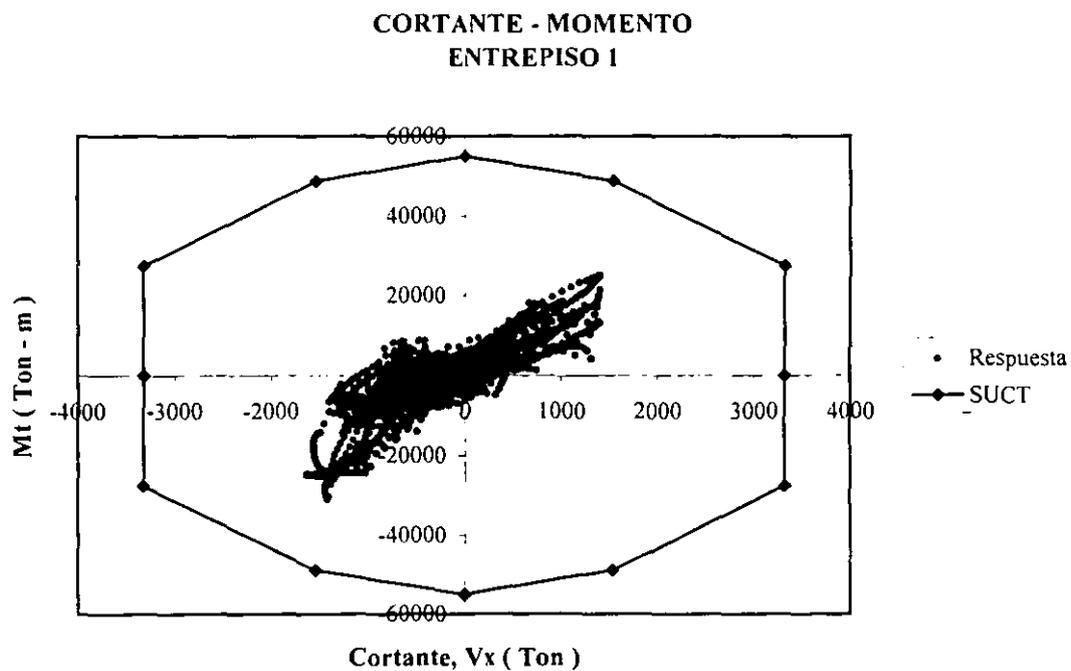


Figura 7.3.74 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo III asimétrico en rigidez.

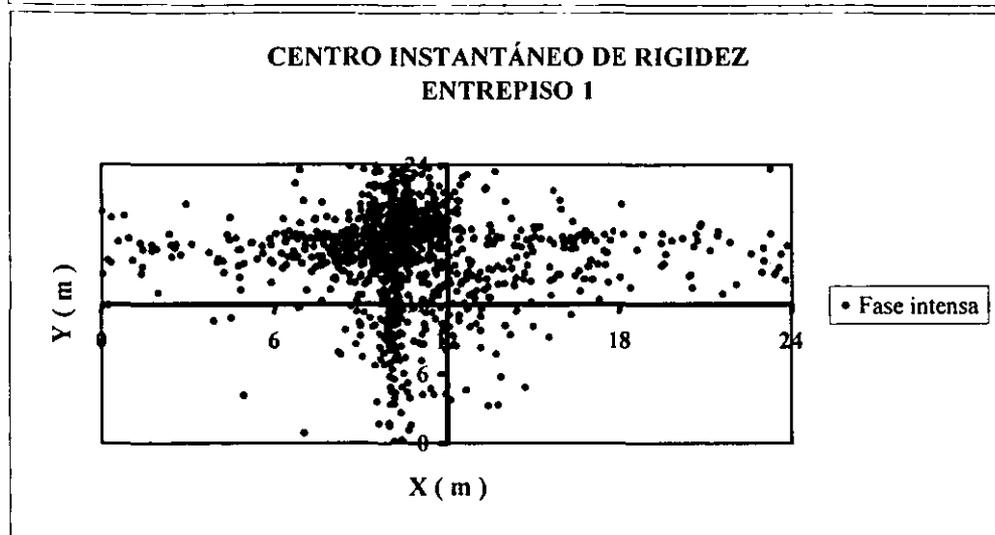
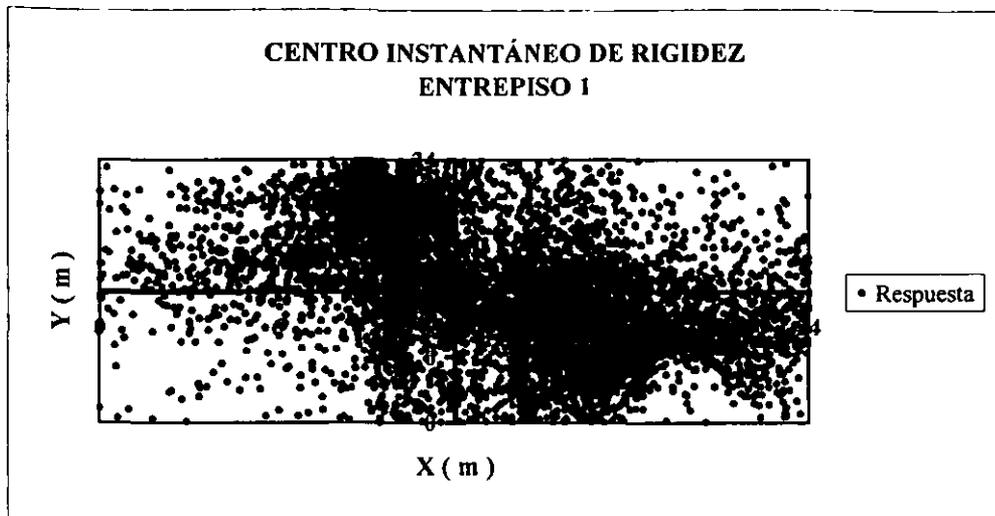


Figura 7.3.75 Historia del CIR del modelo III asimétrico en rigidez.

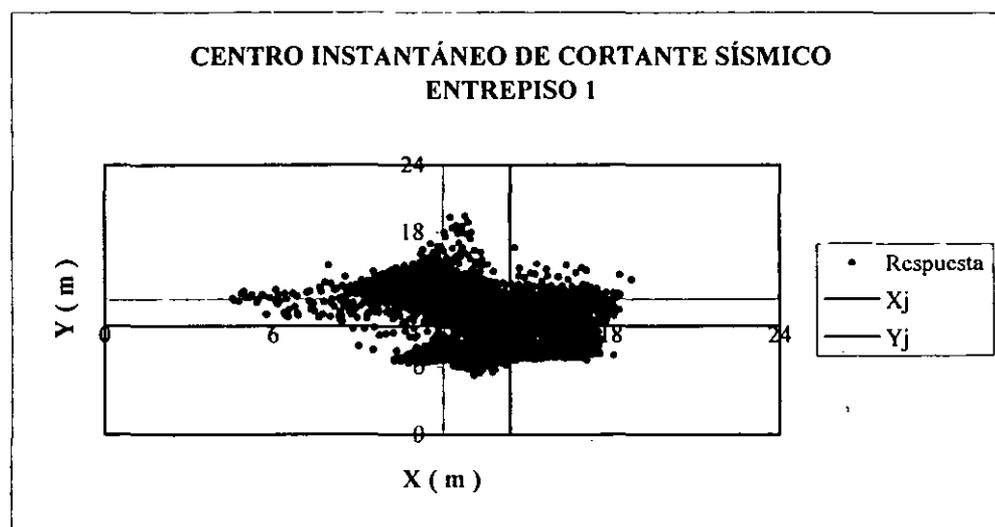


Figura 7.3.76 Historia del CICS del modelo III asimétrico en rigidez.

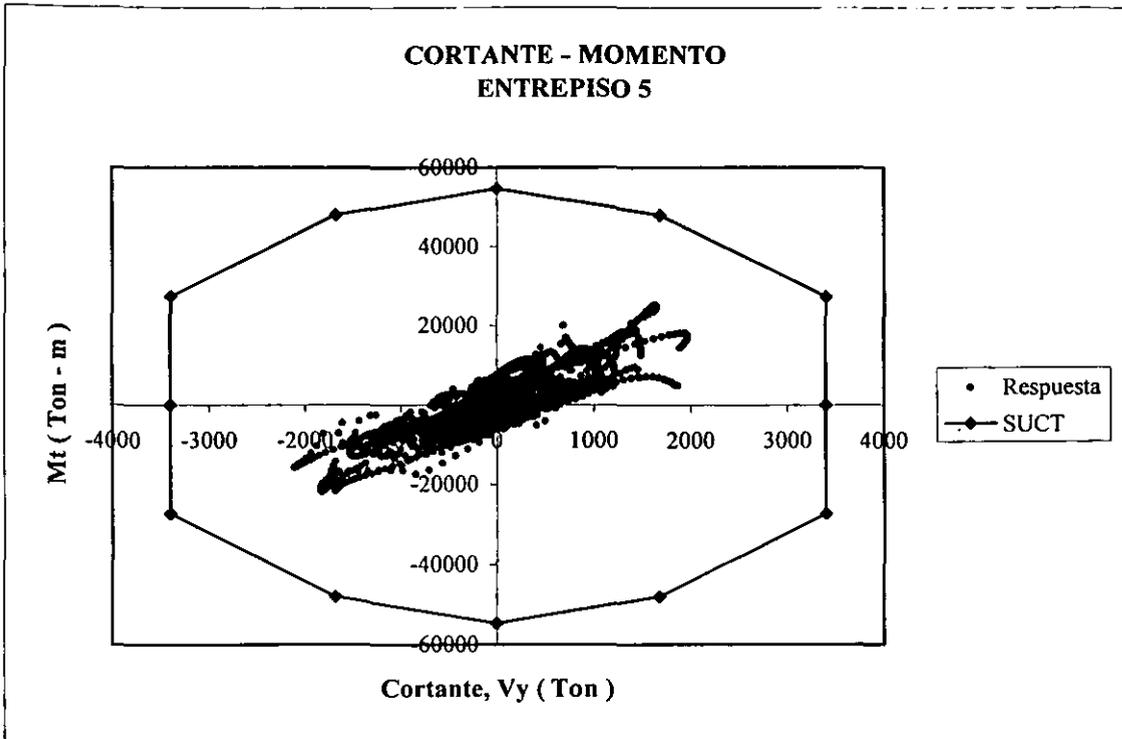


Figura 7.3.77 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo III asimétrico en rigidez.

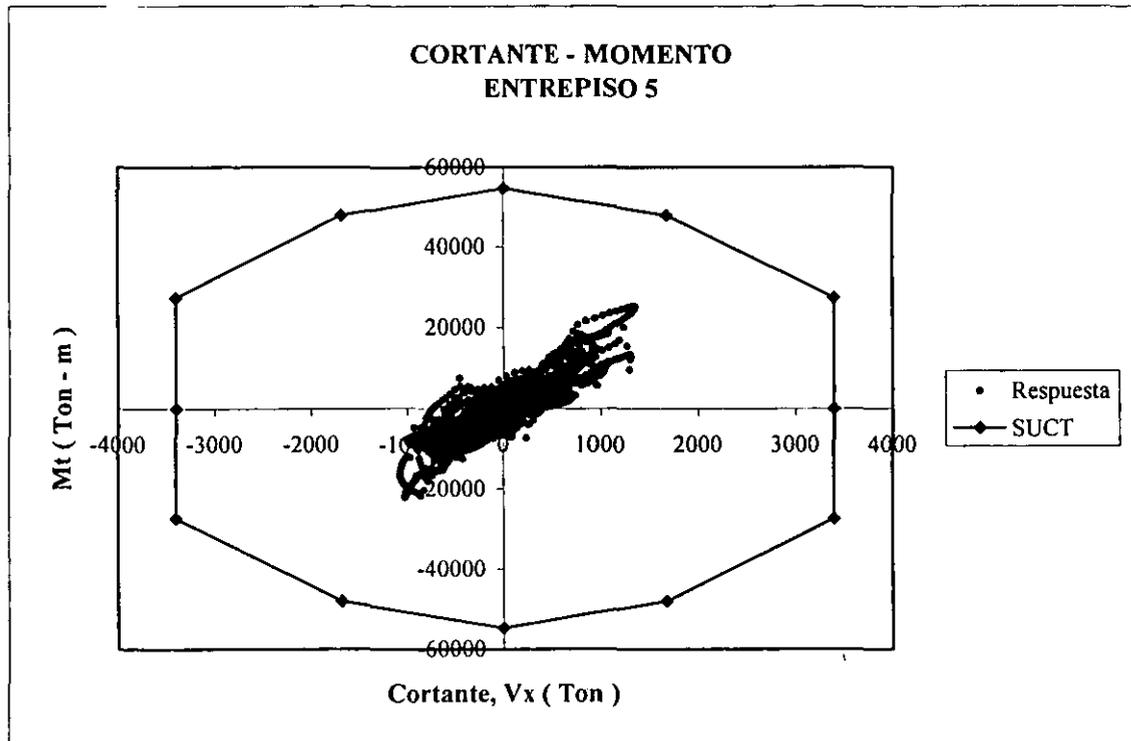


Figura 7.3.78 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo III asimétrico en rigidez.

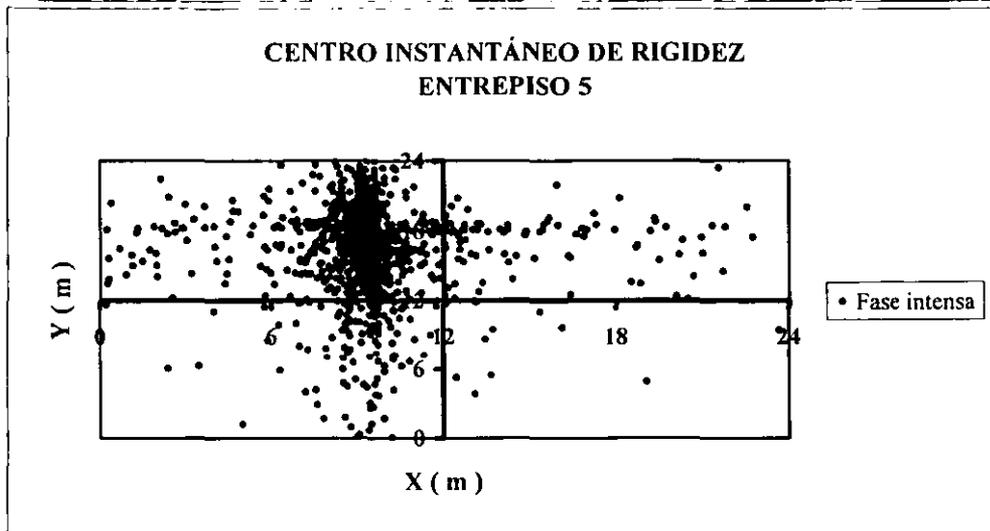
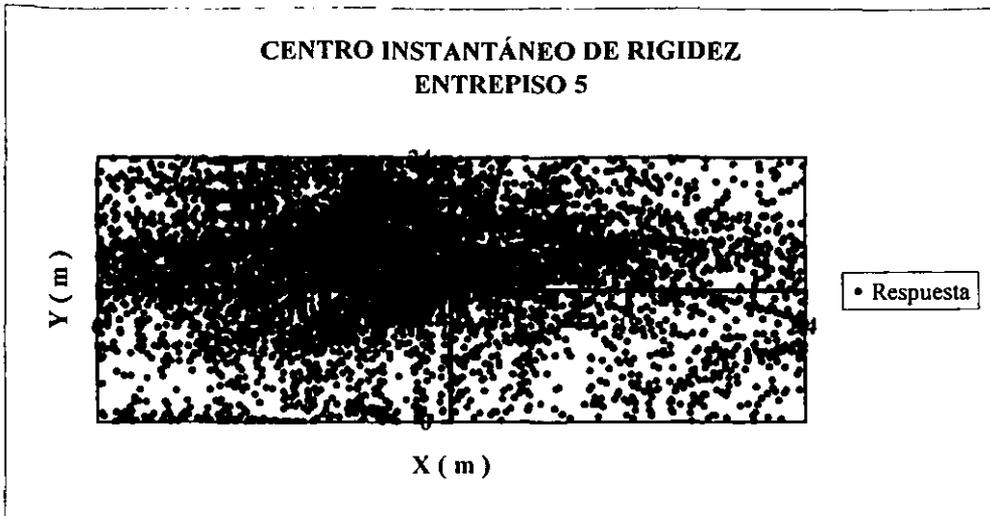


Figura 7.3.79 Historia del CIR del modelo III asimétrico en rigidez.

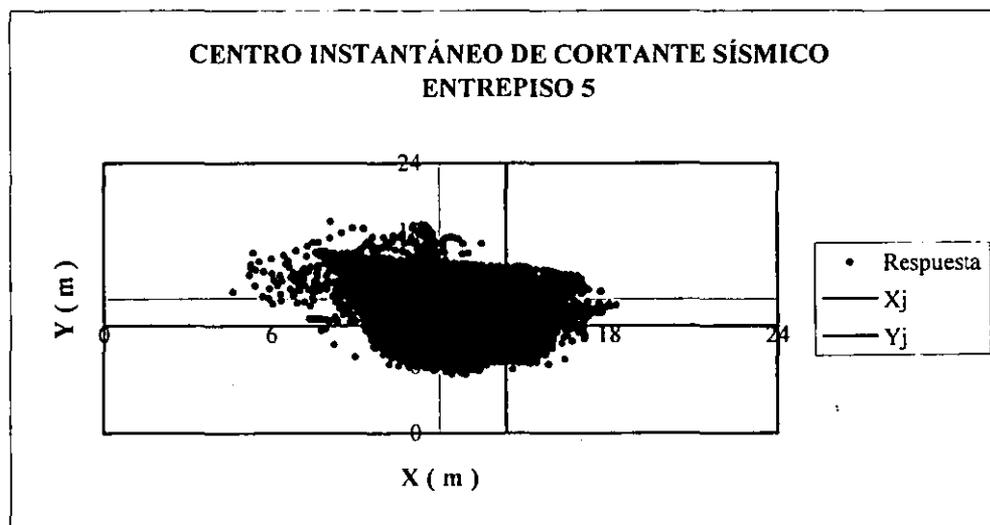


Figura 7.3.80 Historia del CICS del modelo III asimétrico en rigidez.

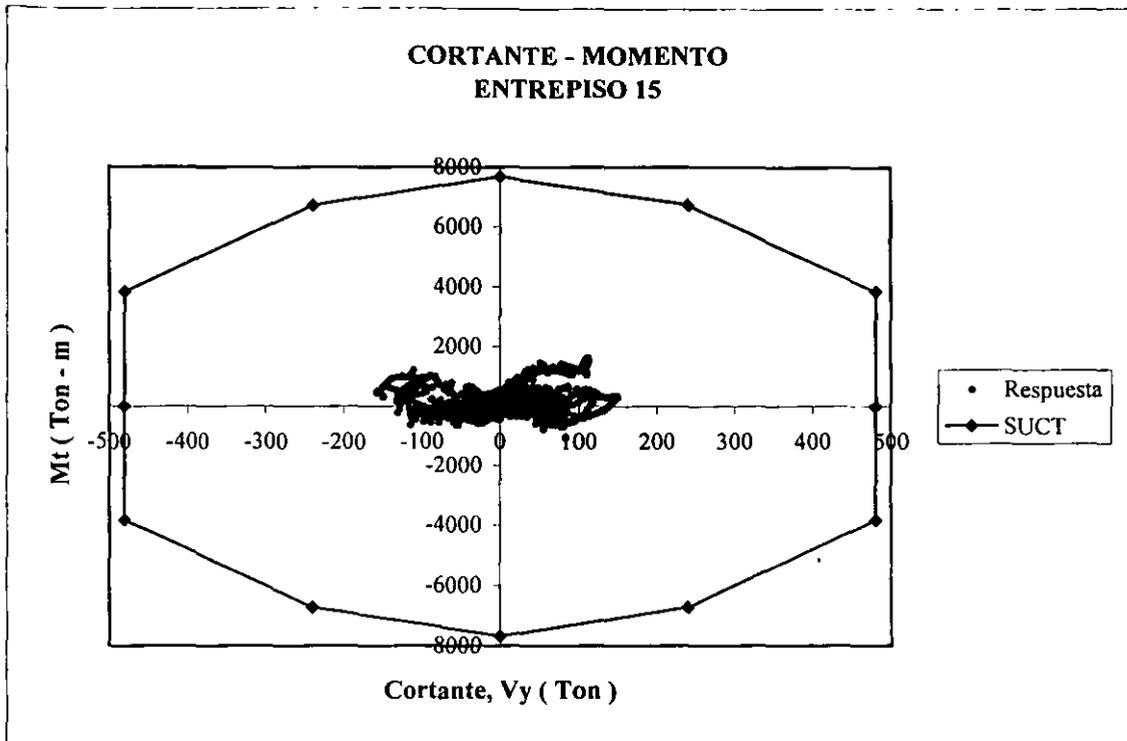


Figura 7.3.81 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo III asimétrico en rigidez.

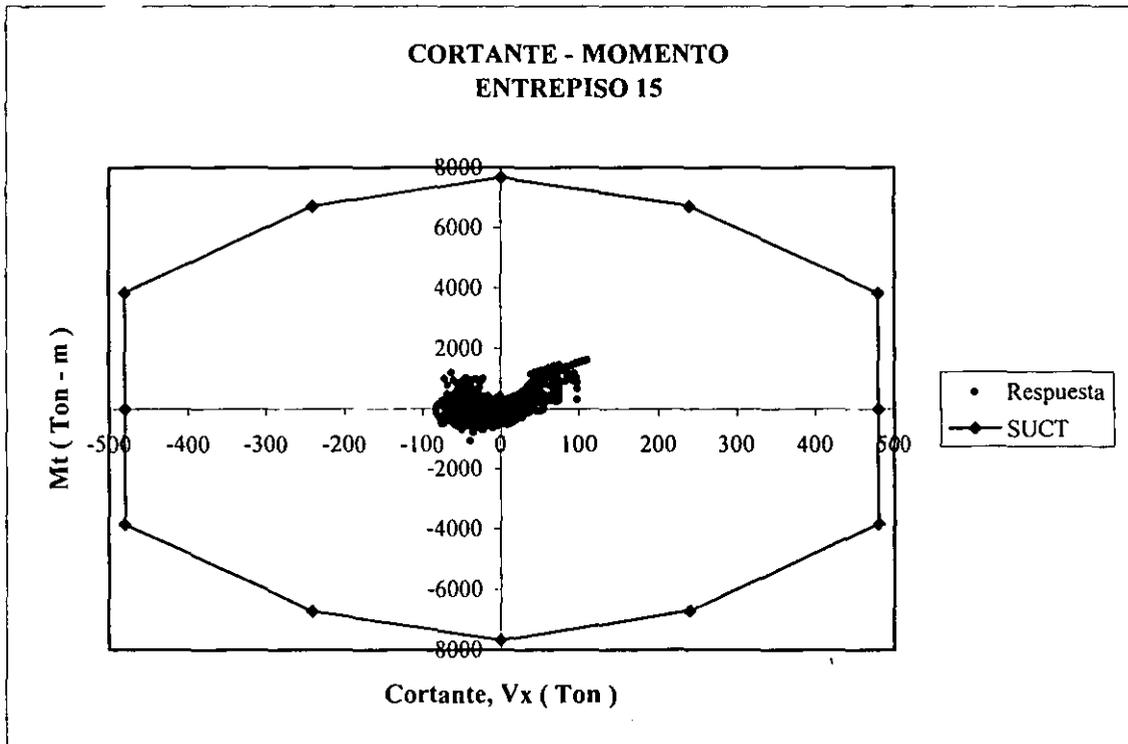


Figura 7.3.82 Historia de Cortante-Momento superpuesta sobre la SUCT del modelo III asimétrico en rigidez.

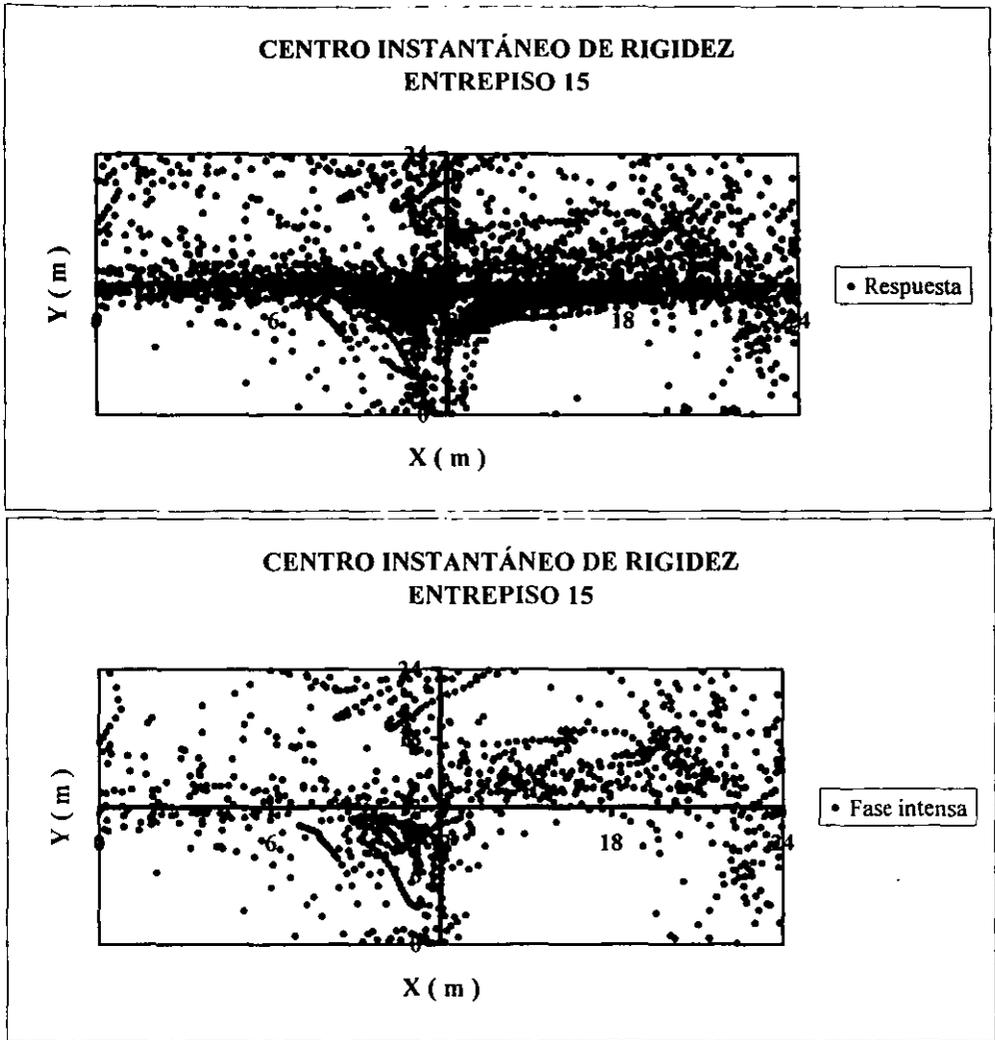


Figura 7.3.83 Historia del CIR del modelo III asimétrico en rigidez.

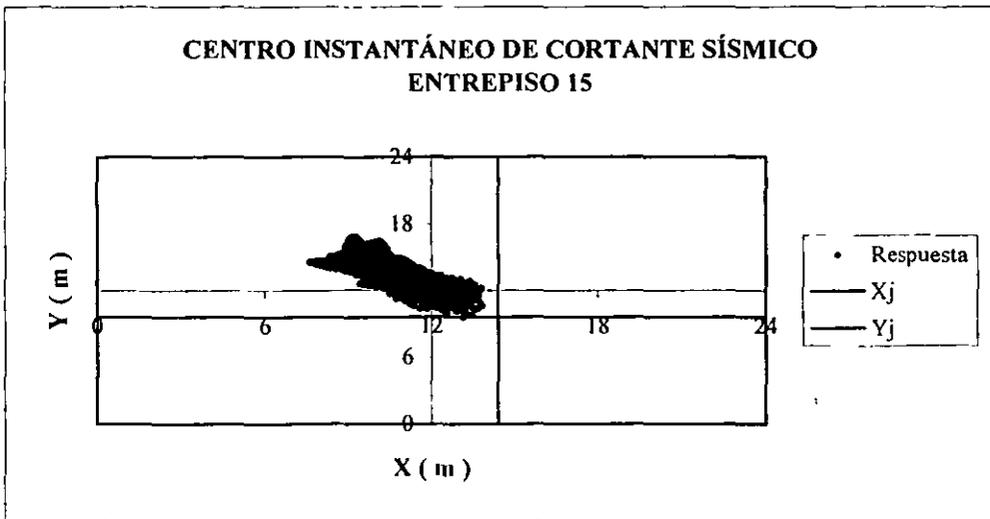


Figura 7.3.84 Historia del CICS del modelo III asimétrico en rigidez.

CAPITULO 8

CONTENIDO

8.1 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES.

8.1 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS FINALES.

Aunque aparentemente el problema de la torsión en el intervalo elástico está suficientemente claro, la mayoría de los estudios se han enfocado al análisis de modelos simplificados, siendo los más comunes los edificios de un nivel. Sin embargo, como se vió en este trabajo, el estudio de modelos de edificios que tratan de representar a estructuras reales (tridimensionales) presenta algunos aspectos poco conocidos, que de no tomarse en cuenta, pueden ocasionar errores en la aplicación de las recomendaciones que establecen los códigos de diseño, particularmente el RCDF. Con base en estos resultados se tuvo la necesidad de estudiar con detalle e identificar el comportamiento de algunos parámetros estructurales en el intervalo elástico, previo al estudio inelástico de la respuesta sísmica torsional de los modelos propuestos para este objetivo.

A continuación se discuten algunos de estos aspectos derivados de este trabajo, los cuales se consideran importantes en el análisis y diseño convencional de estructuras reales.

1.- Es importante enfatizar, que el centro de cortante en los entrepisos de un edificio implica distribución, lo cual no sólo depende de las características geométricas y/o estructurales de un edificio, sino también de la distribución de cargas laterales, aunque ya ha sido mencionado previamente (Damy y Alcocer 1987). El centro de cortante no es un “*invariante estructural*”; sin embargo, al tomar como referencia el tipo de estructuras para las que se acepta un análisis de acuerdo con el RCDF-93 (con características de regularidad), y considerar que la distribución lateral de cargas es conocida y será muy similar a la que produciría el primer modo de vibrar, el centro de cortante sólo depende de las características geométricas y/o estructurales del edificio.

2.- Cuando se efectúa un análisis estático al aplicar la reglamentación por torsión (RCDF - 93), es necesario calcular la excentricidad estática o estructural de cada entrepiso, para después evaluar las excentricidades de diseño e incluir en el sus efectos análisis. De manera rigurosa, resulta que el procedimiento involucrado puede resultar laborioso y hasta complicado, comparado con un análisis dinámico, en el cual la aplicación de la norma por torsión, se reduce a considerar el desplazamiento del CM por efecto de la torsión accidental que, según el RCDF, resulta igual a 0.1 b.

Es importante reflexionar acerca de las ventajas y/o desventajas que pudiera presentar el método sísmico estático, respecto al dinámico, para llevar a cabo el análisis de estructuras reales, ya que si bien, en el primero de ellos el cálculo de las fuerzas sísmicas es sencillo, la aplicación rigurosa de la normatividad por torsión lo hace complejo, comparado con el método dinámico calculado mediante diversos programas comerciales que existen en la actualidad.

3.- En este trabajo se mostró que el cálculo del centro de cortante tridimensional puede ser complejo según sea el sistema estructural que se tenga, aún y cuando se utilicen programas comerciales. Como se estudió en el capítulo 4, los sistemas estructurales a base de marcos y muros presentan más dificultad que los formados por marcos. Al respecto, en este trabajo se revisó la metodología para calcular el centro de cortante para sistemas estructurales formados por marcos y muros.

4.- Al analizar los diferentes criterios para obtener la posición del centro de cortante, descritos en el capítulo 4, se encontró que los procedimientos que utilizan modelos de cortante basados en el concepto de rigidez de entrepiso, presentan diferencias significativas respecto al método matricial tridimensional, considerado este último como el método exacto. Estas diferencias se deben principalmente a las hipótesis que asumen los modelos de marcos planos, como a la incompatibilidad de deformaciones, la omisión de la rigidez torsional que proporcionan los elementos perpendiculares contenidos fuera del plano, las deformaciones por corte que son muy importantes en el caso de muros, entre otras.

Del análisis de resultados obtenidos con los criterios descritos anteriormente, se pudo concluir que definitivamente en los últimos entrepisos los dos modelos de cortante arrojan resultados erróneos en la ubicación del CC, como se pudo demostrar en los análisis de los edificios estudiados en el capítulo 4.

5.- Un aspecto que llamó mucho la atención fue el cambio en la posición del CC en los últimos entrepisos de edificios altos presentados en el capítulo 4, ya que este podría alcanzar ubicaciones del lado contrario a la zona de mayor rigidez en el entrepiso. Como se observó, este comportamiento indeseable se evitó al mantener una estructuración simétrica en los últimos entrepisos del edificio.

En seguida se presentan algunas de las conclusiones que se derivan de los resultados más relevantes obtenidos del estudio de la respuesta sísmica torsional de un conjunto de edificios con diferentes niveles y tipos de asimetría estructural, representativos de aquellas estructuras que fueron más demandadas durante sismos pasados recientes, como el ocurrido en México, en 1985.

1.- Del análisis de los resultados obtenidos para el modelo nominalmente simétrico, se pudo observar la presencia de acoplamiento torsional. Este resultado ha sido comentado en varias referencias (Alcocer, 1986, De la Llera, 1998); sin embargo, no tiene una explicación. A juicio del autor de este trabajo, el problema puede tener dos orígenes: el algoritmo numérico que emplean los programas de análisis en el manejo de los modelos de histéresis, que conduce a la fluencia de algún elemento antes que otros, o bien la presencia de algún tipo de asimetría (excentricidades accidentales) existente que no es evidente y no necesariamente reside en la planta del edificio.

2.- Las excentricidades dinámicas inelástica máximas producidas en el modelo simétrico, se encuentran en un intervalo de $0.036b$ a $0.141b$. Al respecto el RCDF no establece ningún coeficiente de amplificación dinámica para un edificio simétrico.

En los modelos asimétricos en masas y para todos los entrepisos estudiados, se observó que el factor inelástico de amplificación dinámica sobrepasó de manera importante el valor propuesto por el RCDF (1.5). Para los modelos asimétricos en rigidez, este factor sólo fue rebasado en los primeros entrepisos (1 y 5), a excepción del modelo III, donde se alcanzó un valor de 1.30 .

En términos generales, para el primer entrepiso, los modelos asimétricos en rigideces presentaron valores superiores del factor inelástico de amplificación dinámica. Para los entrepisos 5 y 15 los valores superiores fueron obtenidos en los modelos asimétricos en masas.

Es importante mencionar que, los modelos I asimétricos en masa y rigidez se diseñaron como regulares, se usó un valor de $Q' = 4$. Los modelos II y III asimétricos en masa y rigidez se diseñaron como irregulares y el valor de Q' fue 3.2. Por lo tanto, existe una relación entre los mayores valores del factor de amplificación dinámica y los modelos con bajo nivel de asimetría (modelos I), diseñados con fuerzas más reducidas.

3.- El momento producido por el acoplamiento torsional (*momento dinámico*), presentó una disminución con la altura del edificio en todos los modelos estudiados, con decremento en el entrepiso 15. En todos los modelos, los máximos valores del momento dinámico se presentaron durante la fase intensa del sismo.

En términos generales, los momentos dinámicos que se obtuvieron en los modelos asimétricos en masas, fueron mayores respecto a los calculados en los modelos asimétricos en rigidez.

Otro aspecto importante que se presentó en los modelos asimétricos en rigidez fue, una disminución del momento dinámico con el incremento del nivel de asimetría, sin existir una proporción entre ambos parámetros.

El mayor impacto del momento dinámico se produjo en los modelos con poca asimetría en masas y/o rigidez (*modelos I*) en los cuales tuvo una participación cercana al 50 % del momento torsionante efectivo, en los primeros entrepisos.

4.- En todos los modelos estudiados se observó que el momento torsionante efectivo disminuyó con la altura del edificio, y alcanzó decrementos promedio de 90 % en el último entrepiso. Para los modelos asimétricos, se verificó que los máximos valores del momento torsionante se presentaron durante la fase intensa del sismo.

Para el modelo simétrico, los máximos valores del momento torsionante efectivo también se alcanzaron durante la fase intensa del sismo, pero sólo para los entrepisos 5 y 15, mientras que, para el entrepiso 1, los valores máximos de momento se alcanzaron después de la fase intensa del sismo. Este comportamiento puede atribuirse al efecto del momento dinámico en los entrepisos estudiados.

Para los modelos asimétricos en masas y rigideces el momento torsionante efectivo tuvo una tendencia a decrecer después de la fase intensa, a excepción del entrepiso 1 de los modelos I con poca asimetría en masa y rigidez (*modelos I*), en los cuales, se pudo observar que, después de la fase intensa, el momento torsionante permaneció con un valor constante en ambos modelos.

5.- Al analizar los momentos torsionantes efectivos de entrepiso, se observa que para todos los edificios estudiados, los máximos valores se presentan durante la fase intensa del sismo. Fue de interés observar también la variación del CIR durante dicha fase. En este sentido, para los

REFERENCIAS

1. - Alcocer, S. (1986), "Centro de Torsión de Edificios Obtenidos Matricialmente", Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM.
2. - Ayala, G. y Barrón, R. (1990), "Evaluación de la Respuesta Sísmica de Estructuras de Edificios Asimétricos Diseñados de Acuerdo a una Norma", Informe interno, Proyecto 9704, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
3. - Ayala, G., García, O. y Escobar, J. (1992), "Evaluation of Seismic Design Criteria for Asymmetric Buildings", Décimo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, Madrid, España.
4. - Ayala, M. (1999), "Evaluación del Comportamiento Sísmico de Estructuras de Edificios Asimétricos en 3D", Tesis de Maestría, DEPMI, UNAM.
5. - Bazán, E. y Meli, R. (1998), "Diseño Sísmico de Edificios", Editorial Limusa, Primera Edición, México, D.F., pp 69.
6. -, COMBAT (1983), "Comprehensive Building Analysis Tool", User's Manual, Computech Engineering services, Inc. Berkeley, California.
7. - Damy, J. y Alcocer, S. (1987), "Obtención del Centro de Torsión de Edificios", VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, México, pp C-60 a C-67.
8. - Damy, J. (1988), "Comentarios al inciso 8.6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México, D.F., No. 33 pp 66-99.
9. - D.D.F. (1987), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Diario Oficial, México, D.F.
- 10.- De la Llera, J. y Chopra, A. (1994), "Accidental and Natural Torsion in Earthquake Response and Design of Buildings", Report No. UCB/EERC-94/07, Earthquake Engineering Research Center; University of Berkeley, Berkeley, California.
- 11.- De la Llera, J. (1998), "Una revisión de Algunos Aspectos Fundamentales de Estructuras Torsionalmente Acopladas", XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Conferencia Magistral, Monterrey, Nuevo León.
- 12.- Escobar, J. A. y Ayala, G. (1991), "Efecto de las Propiedades Estructurales Inciertas Sobre la Respuesta Sísmica no Lineal de Modelos de Edificios Asimétricos", IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso de Ingeniería Estructural, Manzanillo, Colima, Vol I, pp 3-11 a 3-20.
- 13.- García, O. (1999), "Apuntes de la Materia de Tópicos Estructurales y Aplicación de las Computadoras al Análisis Estructural", DEPMI, UNAM.

REFERENCIAS

- 14.- Ghersi, A. y Rossi, P. (1998), "Behavior of in Plan Irregular Buildings Subjected to Bi - directional Ground Motions", 11 th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, Rotterdam, Holanda.
- 15.- Gómez, R., Ayala, G. y Jaramillo, J. D. (1987), "Respuesta Sísmica de Edificios Asimétricos", Informe interno, Instituto de Ingeniería , UNAM, México, mayo.
- 16.- Habibullah, A. (1995), "ETABS, Three Dimensional Analysis of Buildings System", User's Manual, Versión 6.0, Computer and Structures, Inc., Berkeley, California.
- 17.- Jiang, W., Chandler, A., y Hutchinson, G. (1993) "Definitions of Static Eccentricity for Design of Asymmetric Shear Buildings", Eng. Struct., Vol 15, No.3, pp 167-178.
- 18.- Kabeyasawa, T., Shiohara, H., Otani, S. y Aoyama, H. (1983), "Analysis of the Full - Scale Seven Story Reinforced Concrete Test Structure", Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokio, Tokio, Japón, Vol. XXXVII, No. 2, pp 431-478.
- 19.- Li, K. N. (1996), "CANNY-E and User's Manual, Three Dimensional Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package", Canny Consultants PTE. LTD, Singapore.
- 20.- López, O. (1990) , "Apuntes de la Materia de Estructuras de Concreto Reforzado", DEPFI, UNAM.
- 21.- Mitchell, D. y Paultre, P. (1994), "Ductility and Overstrength in Seismic Design of Reinforced Concrete Structures", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 21, pp 1049-1060.
- 22.- Ortiz, A. (2001), "Respuesta Sísmica Inelástica de Edificios Asimétricos de Varios Niveles Considerando Diferentes Relaciones de Aspecto de la Planta", Tesis de Maestría, DEPFI, UNAM.
- 23.- Otani, S. (1979), "Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis", Department of Architecture, University of Tokio, Tokio, Japón, pp 33-40.
- 24.- Park, R. y Paulay, T. (1997), "Estructuras de Concreto Reforzado", Novena reimpresión, Editorial Limusa, México.
- 25.- RCDF-93 (1993), "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", Diario Oficial de La Federación, México, D.F.
- 26.- Reyes, C. y Meli, R. (1999), "Relaciones Distorsión de Entrepiso - Daño y Velocidades y Aceleraciones de Piso con Incomodidad Personal y Daño a Objetos", Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia, Michoacán.

- 27.- Rodríguez, N. (1992), "Response Measurements of a Tall Building under Seismic Excitation", X Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Madrid, España, Vol. V, pp 2665-2671.
- 28.- Rodríguez, N. (1996), "Torsional Response of Structures Under Seismic Motion", XI Conferencia Mundial de Ingeniería Sísmica, Acapulco, México, artículo No. 68.
- 29.- Shakib, H. y Datta, T. K. (1991), "Inelastic Response of Torsionally Coupled System to an Ensemble of Nonstationary Random Ground Motion", Eng. Struct., Vol 15, No.1.
- 30.- Solar, J. (1998), "Cinemática y Dinámica Básicas para Ingenieros", Editorial Trillas, Segunda edición, México.
- 31.- Tena, A. y Pérez, M. A. (2000) "Importancia de las Deformaciones por Cortante en la Ubicación de los Centros de Torsión de Entrepiso en Edificios Estructurados con Base en Muros", XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León Gto., México.
- 32.- Tso, W. K., y Cheung, V. (1986) "Decoupling of Equations of Equilibrium in Lateral Load Analysis of Multistory Buildings", Computers and Structures, Vol. 23, No. 5, pp 679-684.
- 33.- Wilson, E. y Habibullah, A. (1990), "SAP90, Computer Program for the Static and Dynamic Finite Element Analysis of the Structures", User's Manual, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.

RECONOCIMIENTO

Se agradece al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología el apoyo económico recibido durante los estudios de Maestría del autor de este trabajo y la beca otorgada como parte de la participación en el proyecto “ Evaluación del Comportamiento Sísmico de Estructuras Asimétricas ” clave 27955-U patrocinado por este organismo.

APÉNDICE A

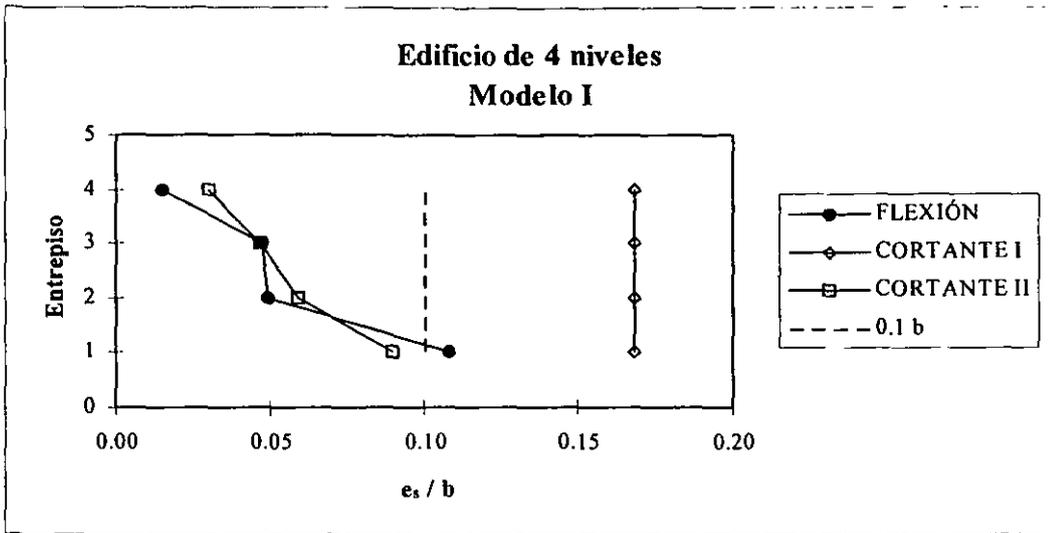


Figura A-1 Relación e_s/b para el modelo I de 4 niveles.

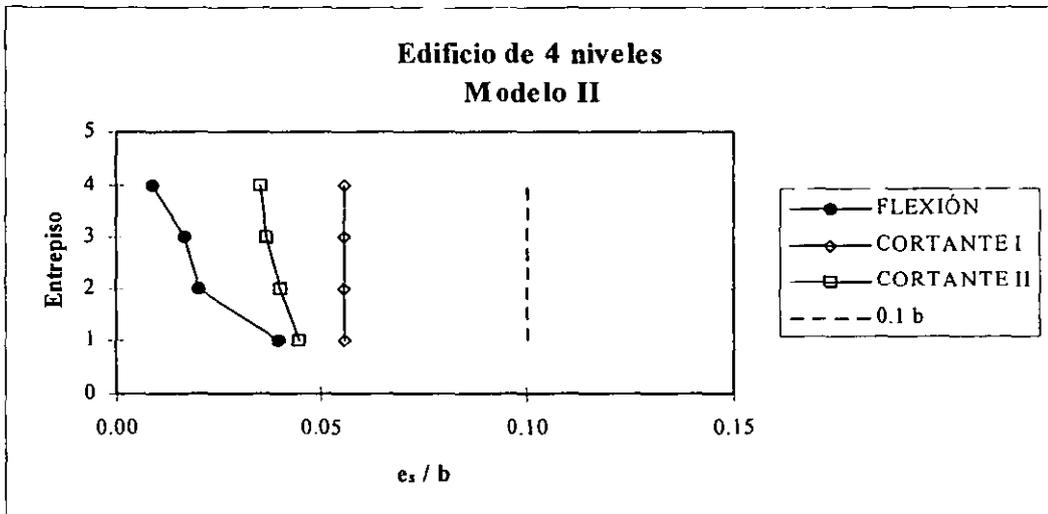


Figura A-2 Relación e_s/b para el modelo II de 4 niveles.

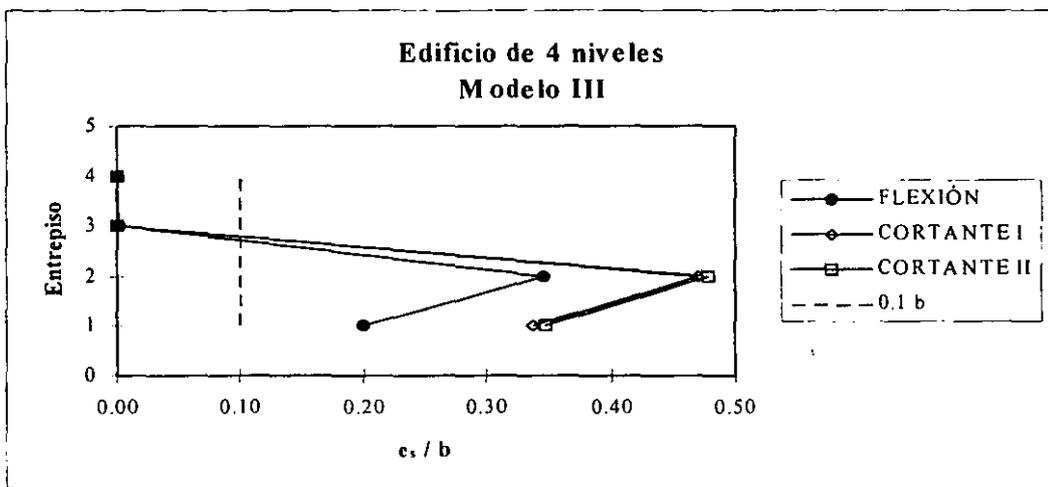


Figura A-3 Relación e_s/b para el modelo III de 4 niveles.

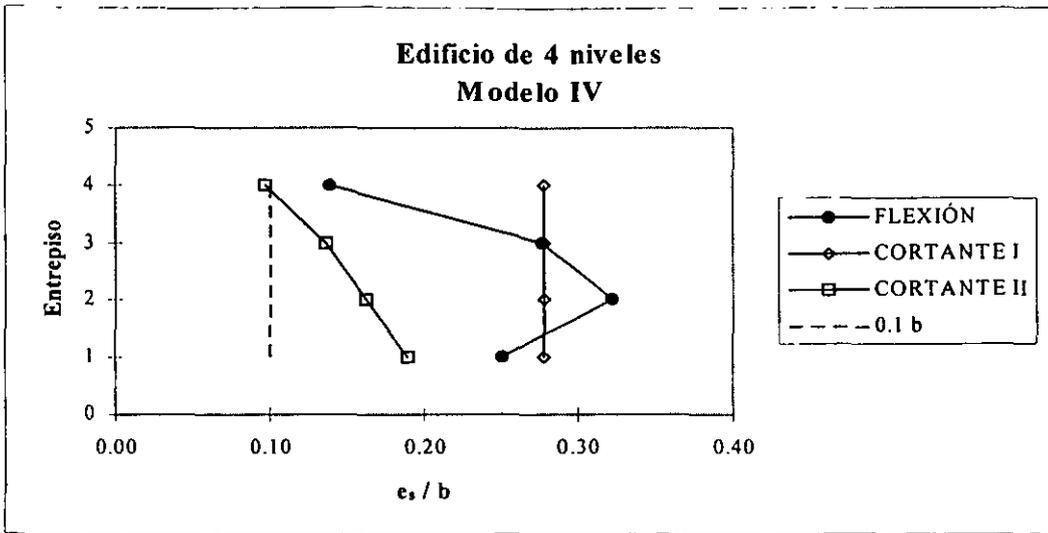


Figura A-4 Relación e_s/b para el modelo IV de 4 niveles.

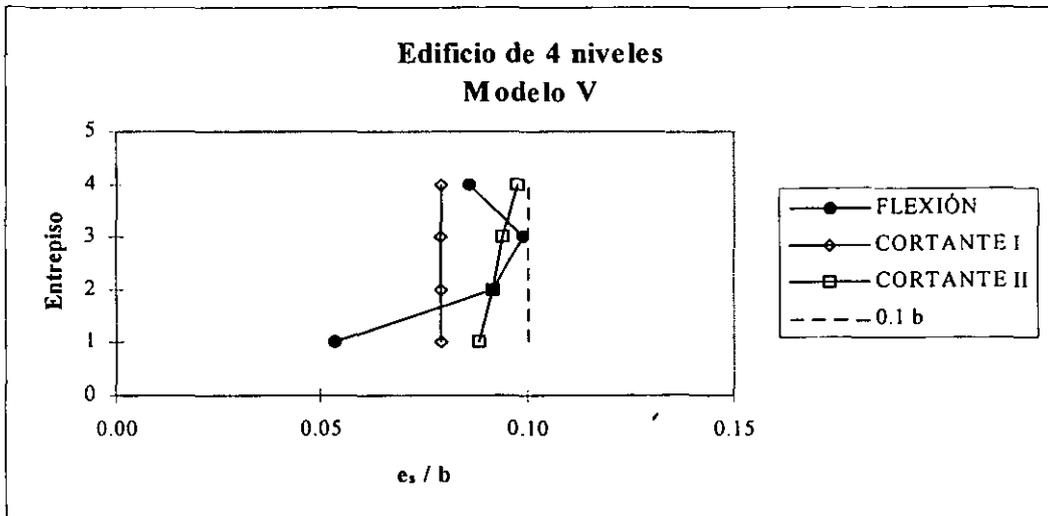


Figura A-5 Relación e_s/b para el modelo V de 4 niveles.

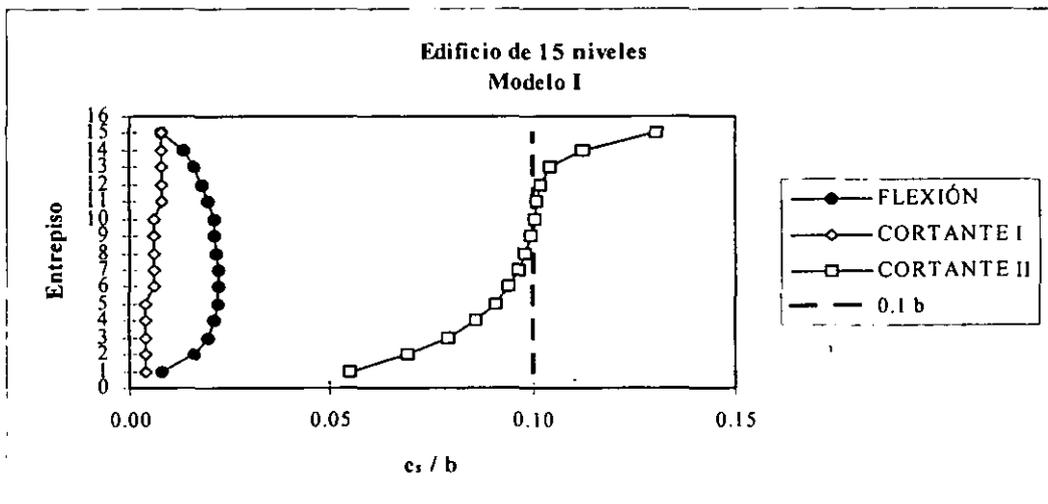


Figura A-6 Relación e_s/b para el modelo I de 15 niveles.

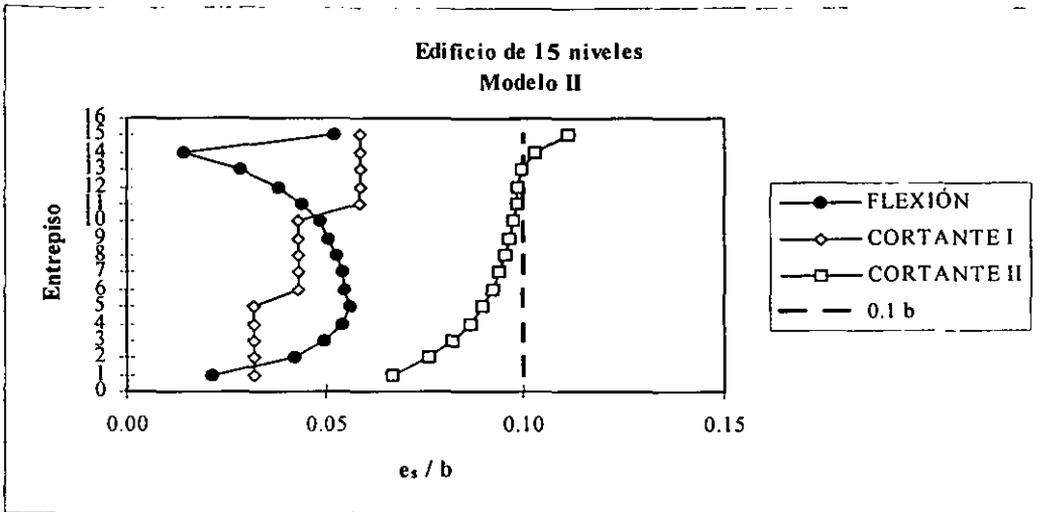


Figura A-7 Relación e_s/b para el modelo II de 15 niveles.

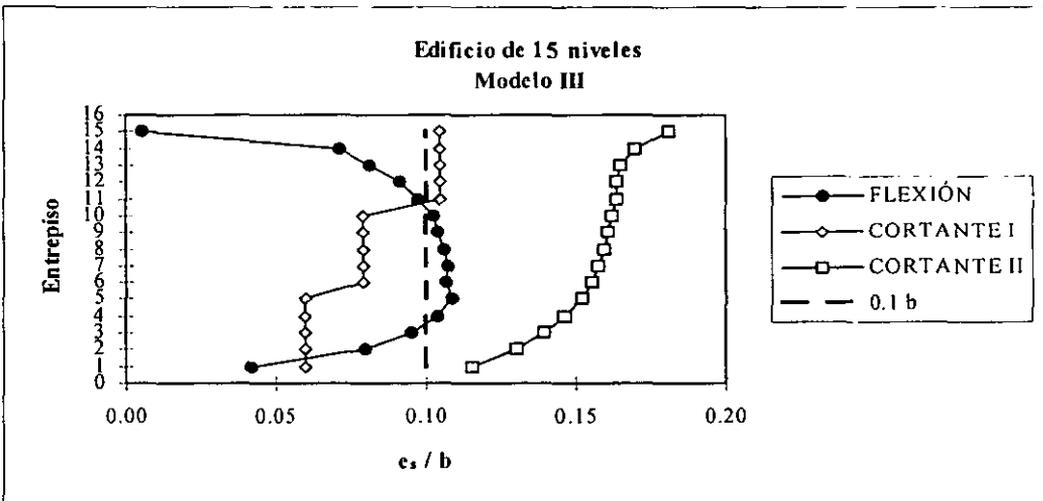


Figura A-8 Relación e_s/b para el modelo III de 15 niveles.

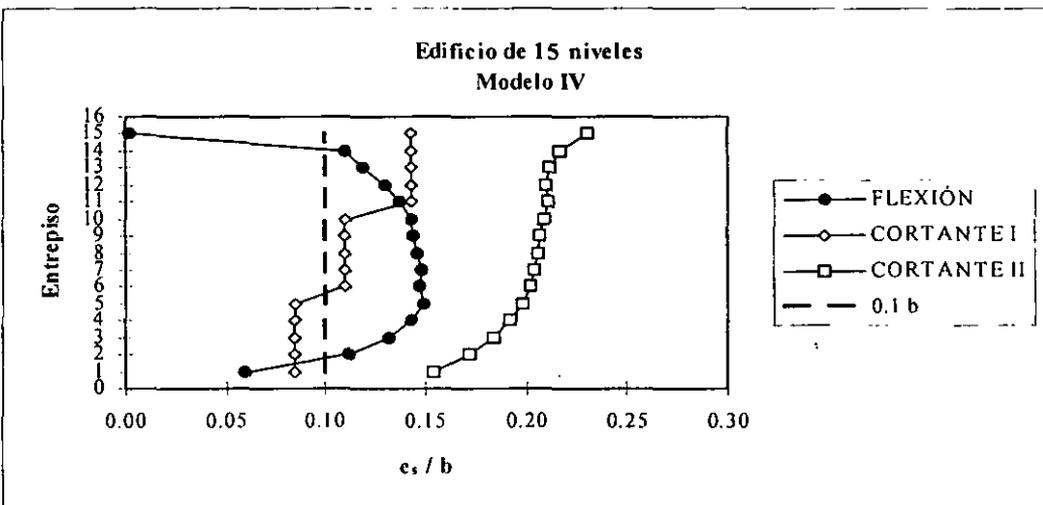


Figura A-9 Relación e_s/b para el modelo IV de 15 niveles.

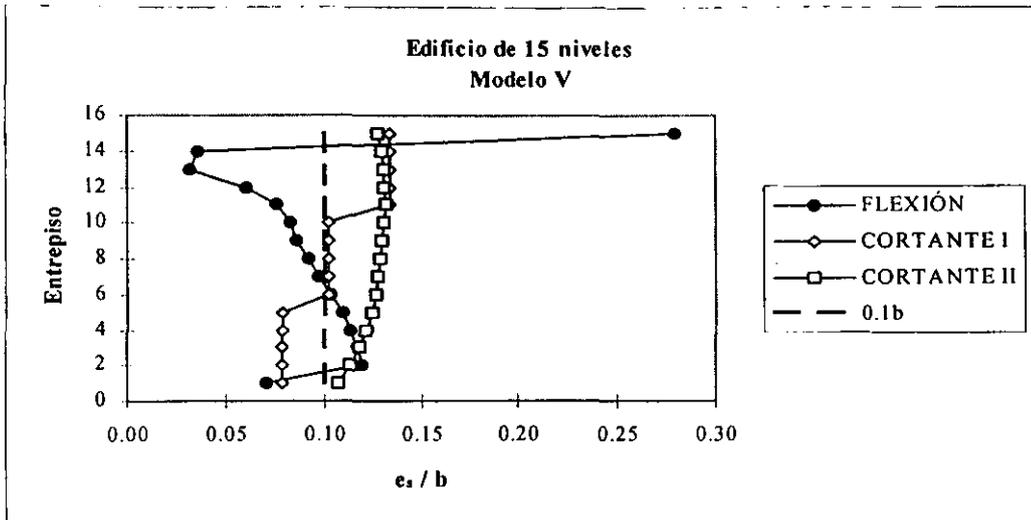


Figura A-10 Relación e_s/b para el modelo V de 15 niveles.

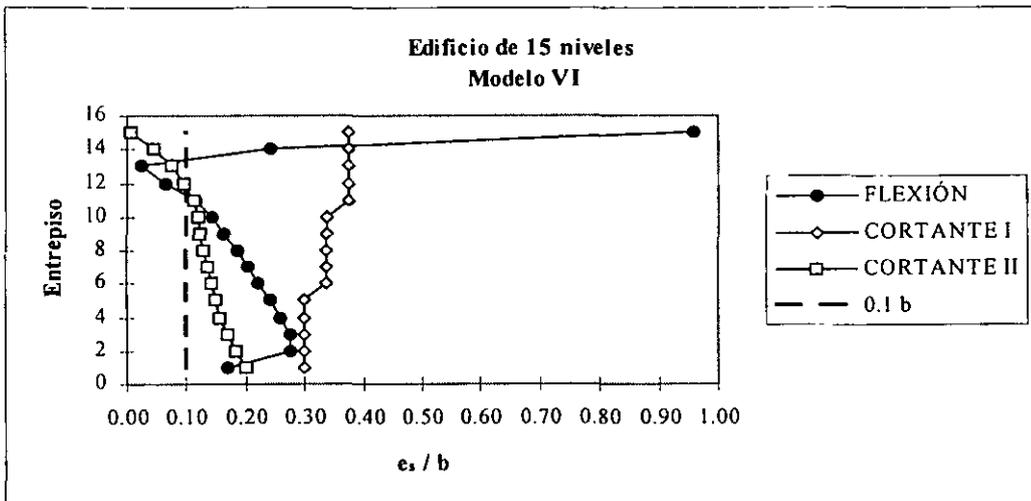


Figura A-11 Relación e_s/b para el modelo VI de 15 niveles.

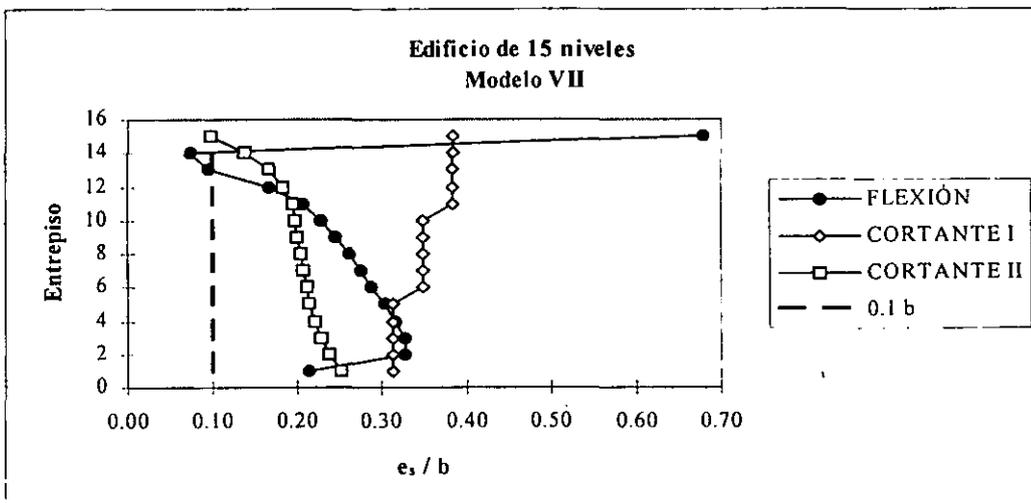


Figura A-12 Relación e_s/b para el modelo VII de 15 niveles.

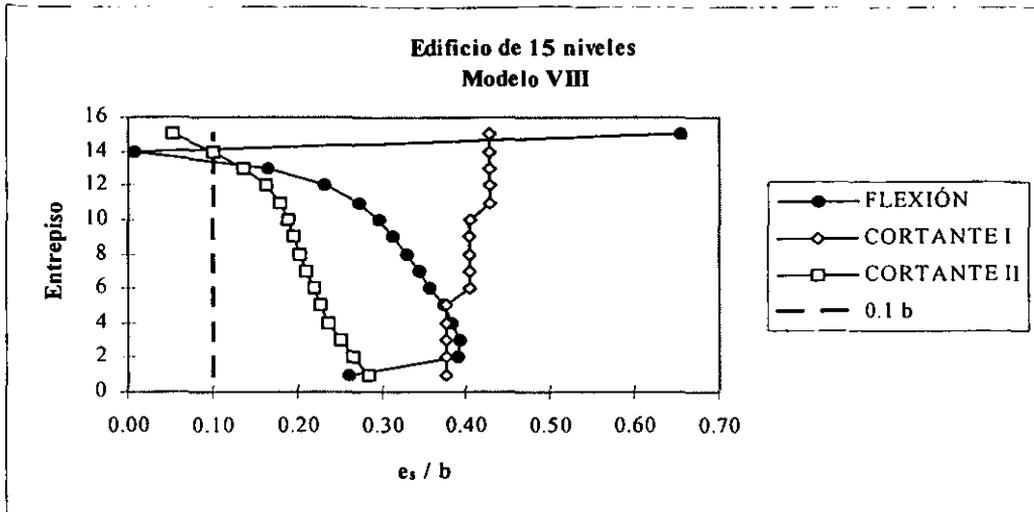


Figura A-13 Relación e_s/b para el modelo VIII de 15 niveles.

Entrepiso	Modelo I		Modelo II		Modelo III		Modelo IV	
	Cortante	Momento	Cortante	Momento	Cortante	Momento	Cortante	Momento
	Ton	Ton-m	Ton	Ton-m	Ton	Ton-m	Ton	Ton-m
1	1420.59	-267.30	1431.11	-734.17	1452.16	-1462.50	1473.05	-2106.77
2	1404.33	-544.98	1414.75	-1421.89	1435.53	-2760.87	1456.37	-3905.21
3	1376.05	-637.36	1386.24	-1657.36	1406.63	-3225.63	1427.06	-4528.51
4	1335.18	-675.70	1345.07	-1746.08	1364.88	-3408.22	1384.71	-4760.10
5	1281.71	-680.40	1291.24	-1743.48	1310.28	-3425.59	1329.34	-4768.18
6	1216.97	-636.62	1226.01	-1608.10	1244.10	-3198.68	1262.20	-4460.44
7	1141.38	-598.36	1149.86	-1495.55	1166.81	-3015.09	1183.78	-4204.89
8	1053.70	-543.56	1061.52	-1337.29	1077.16	-2743.61	1092.82	-3833.81
9	953.92	-482.63	961.00	-1163.43	975.14	-2439.21	989.30	-3419.63
10	842.05	-420.49	848.29	-987.14	860.76	-2130.50	873.24	-2997.01
11	720.36	-339.36	725.67	-763.87	736.28	-1722.42	746.91	-2450.05
12	589.29	-256.06	593.58	-541.41	602.15	-1323.85	610.74	-1905.81
13	446.57	-168.34	449.75	-304.49	456.10	-893.12	462.47	-1315.23
14	292.19	-93.90	294.17	-101.44	298.13	-510.12	302.10	-796.93
15	126.16	23.39	126.85	158.88	128.23	16.50	129.62	-6.59

Tabla A-1 Cortantes y momentos de entrepiso utilizados para calcular la posición del CC en los modelos de 15 niveles con muros de tabique.

APÉNDICE A

Entrepiso	Modelo V		Modelo VI		Modelo VII		Modelo VIII	
	Cortante	Momento	Cortante	Momento	Cortante	Momento	Cortante	Momento
	Ton	Ton-m	Ton	Ton-m	Ton	Ton-m	Ton	Ton-m
1	1426.92	-2430.48	1443.76	-5945.09	1460.63	-7471.31	1477.44	-9230.33
2	1410.60	-4065.76	1427.24	-9397.99	1443.90	-11312.64	1460.51	-13690.46
3	1382.18	-3921.94	1398.50	-9217.69	1414.83	-11128.64	1431.11	-13489.72
4	1341.13	-3643.16	1356.98	-8456.58	1372.84	-10419.32	1388.65	-12763.37
5	1287.45	-3386.81	1302.69	-7578.68	1317.93	-9617.38	1333.12	-11921.60
6	1222.41	-3020.97	1236.89	-6568.48	1251.36	-8624.62	1265.79	-10801.63
7	1146.48	-2688.88	1160.06	-5701.86	1173.62	-7765.65	1187.15	-9824.62
8	1058.40	-2334.61	1070.93	-4766.37	1083.43	-6782.25	1095.92	-8686.85
9	958.18	-1983.78	969.50	-3825.44	980.81	-5751.71	992.11	-7465.64
10	845.81	-1682.15	855.79	-2903.32	865.76	-4730.08	875.72	-6202.98
11	723.56	-1317.69	732.05	-2008.94	740.54	-3657.68	749.01	-4883.73
12	591.88	-851.09	598.74	-940.45	605.59	-2416.62	612.44	-3421.80
13	448.49	-347.08	453.58	277.34	458.65	-1053.74	463.73	-1826.30
14	293.38	249.44	296.55	1724.19	299.72	525.44	302.88	-44.52
15	126.58	848.92	127.68	2938.44	128.79	2095.37	129.89	2038.53

Tabla A-2 Cortantes y momentos de entrepiso utilizados para calcular la posición del CC en los modelos de 15 niveles con muros de concreto.

Entrepiso	Variante 1		Variante 2	
	Cortante	Momento	Cortante	Momento
	Ton	Ton-m	Ton	Ton-m
1	1443.74	-5939.96	1443.74	-5937.52
2	1427.22	-9384.78	1427.22	-9379.42
3	1398.48	-9205.25	1398.48	-9188.43
4	1356.96	-8415.73	1356.96	-8415.00
5	1302.67	-7682.46	1302.67	-7523.19
6	1236.87	-6425.89	1236.87	-6501.63
7	1160.04	-5610.26	1160.04	-5632.86
8	1070.91	-4712.54	1070.91	-4736.39
9	969.49	-3878.89	969.49	-3927.68
10	855.78	-2638.40	855.78	-2661.72
11	732.04	389.93	732.04	75.16
12	598.73	331.23	598.73	231.55
13	453.57	283.40	453.57	235.26
14	296.55	206.11	296.55	208.68
15	127.68	82.67	127.68	378.21

Tabla A-3 Cortantes y momentos de entrepiso utilizados para calcular la posición del CC de las variantes 1 y 2 de los modelos de 15 niveles.

APÉNDICE B

APÉNDICE B

Entrepiso	Cortante de Diseño en Columnas y Muro del Marco I entre A y G					Cortante Total	% del Cortante Total que resiste el Marco
	Col. 1-G	Col. 1-E	Col. 1-C	Col. 1-A	Muro A-B		
	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton)	
1	32.288	41.126	51.600	59.659	134.148	318.82	57.92
2	13.593	35.505	63.516	65.744	151.976	330.33	53.99
3	16.030	39.452	70.816	53.572	136.477	316.35	56.86
4	15.129	40.762	74.505	50.567	125.975	306.94	58.96
5	12.614	41.033	77.391	45.954	119.408	296.40	59.71
6	15.484	41.750	73.115	43.604	100.637	274.59	63.35
7	12.174	39.980	71.225	40.969	97.682	262.03	62.72
8	10.852	38.058	66.995	37.742	89.597	243.24	63.17
9	9.463	35.652	61.906	34.197	80.613	221.83	63.66
10	6.136	32.943	57.838	30.994	71.945	199.86	64.00
11	5.732	28.275	47.414	24.733	66.165	172.32	61.60
12	3.157	25.489	42.798	20.229	51.840	143.51	63.88
13	0.931	21.882	36.056	15.662	39.000	113.53	65.65
14	-0.028	17.643	28.386	10.883	24.598	81.54	69.83
15	-6.732	17.752	29.408	-0.484	2.476	56.85	95.65

Tabla B-1 Modelo I asimétrico en rigidez.

Entrepiso	Cortante de Diseño en Columnas y Muro del Marco I entre A y G					Cortante Total	% del Cortante Total que resiste el Marco
	Col. 1-G	Col. 1-E	Col. 1-C	Col. 1-A	Muro A-B		
	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton)	
1	38.672	48.015	47.471	65.396	170.425	369.98	53.94
2	19.885	44.717	43.920	63.899	161.649	334.07	51.61
3	22.043	45.671	45.575	46.447	148.687	308.42	51.79
4	23.658	56.500	55.434	49.894	136.451	321.94	57.62
5	18.597	50.886	52.450	39.723	98.176	259.83	62.22
6	21.651	51.599	54.430	39.386	79.159	246.22	67.85
7	19.033	51.698	55.076	36.468	64.323	226.60	71.61
8	18.021	50.281	54.672	33.738	49.249	205.96	76.09
9	16.689	47.937	53.213	31.082	35.939	184.86	80.56
10	13.474	45.519	52.056	27.899	23.259	162.21	85.66
11	12.290	39.341	45.948	23.587	19.866	141.03	85.91
12	9.478	36.328	44.086	19.407	1.843	111.14	98.34
13	5.667	31.249	39.896	15.607	-9.877	102.30	90.34
14	10.033	32.459	40.441	18.786	-8.656	110.38	92.16
15	1.022	30.911	44.827	6.850	-71.171	154.78	54.02

Tabla B-2 Modelo II asimétrico en rigidez.

APÉNDICE B

Entrepiso	Cortante de Diseño en Columnas y Muro del Marco I entre A y G					Cortante Total (Ton)	% del Cortante Total que resiste el Marco
	Col. 1-G	Col. 1-E	Col. 1-C	Col. 1-A	Muro A-C		
	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton)		
1	29.096	36.453	59.359	58.965	234.373	418.25	43.96
2	126.163	23.509	64.031	60.901	295.031	569.64	48.21
3	7.659	25.597	47.014	42.418	299.377	422.07	29.07
4	5.692	27.856	48.942	42.249	283.683	408.42	30.54
5	4.684	30.068	47.421	38.564	272.023	392.76	30.74
6	9.666	34.509	46.595	37.424	226.779	354.97	36.11
7	7.093	34.511	44.703	34.150	214.574	335.03	35.95
8	6.749	34.641	42.057	31.082	192.739	307.27	37.27
9	6.301	34.135	39.007	27.926	168.992	276.36	38.85
10	4.552	34.006	36.040	24.549	142.844	241.99	40.97
11	4.463	30.205	28.365	19.215	124.136	206.38	39.85
12	0.682	27.402	24.483	15.305	101.705	169.58	40.02
13	5.142	31.957	29.696	20.706	114.360	201.86	43.35
14	2.361	25.815	21.738	13.928	69.794	133.64	47.77
15	-2.935	30.624	13.323	1.250	-5.781	53.91	89.28

Tabla B-3 Modelo III asimétrico en rigidez.

APÉNDICE C

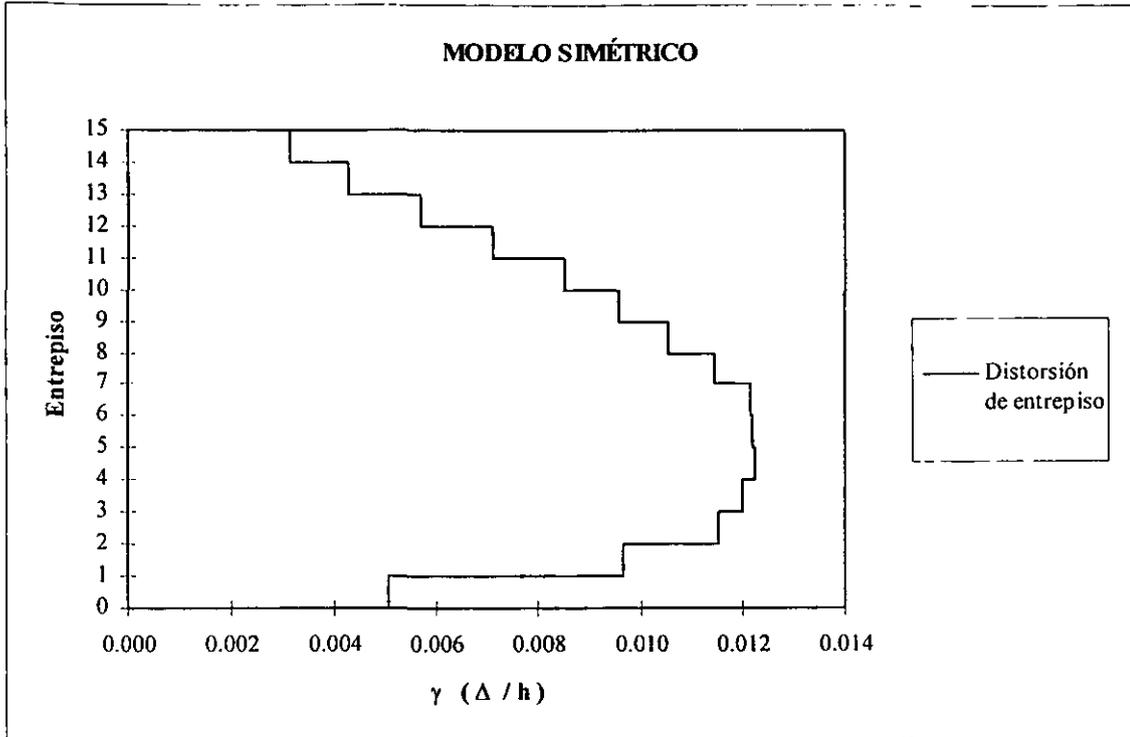


Figura C-1 Perfil de distorsión elástica de entrepiso elástica del modelo simétrico.

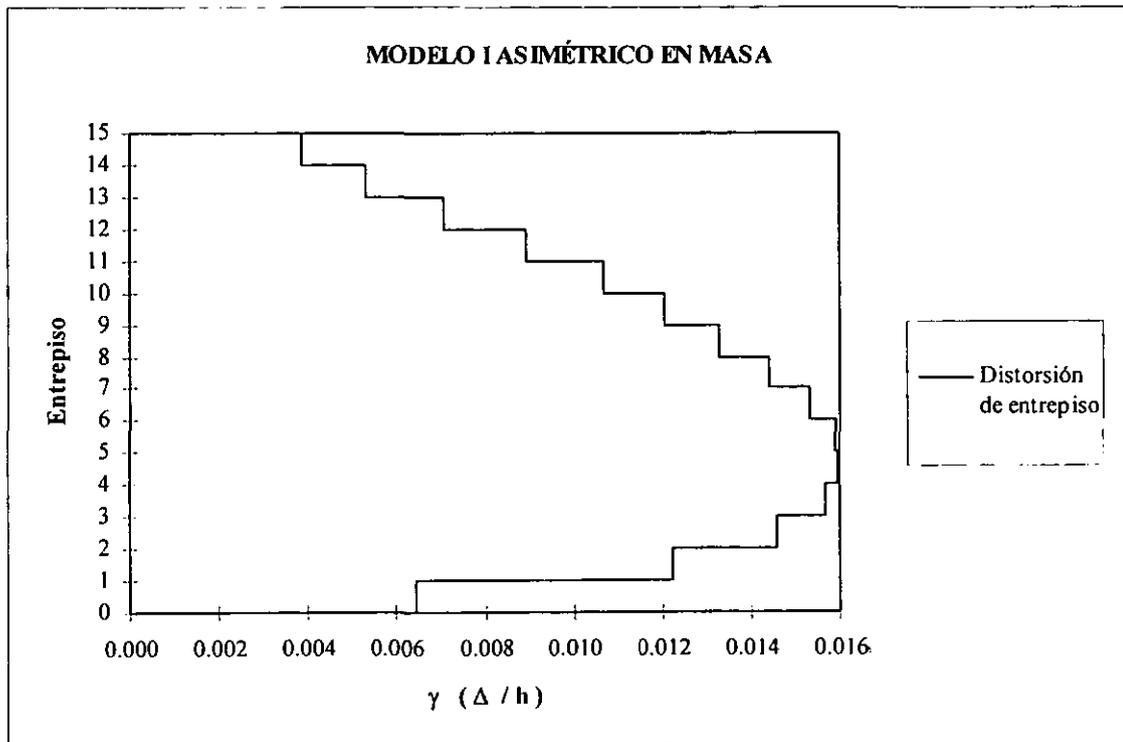


Figura C-2 Perfil de distorsión elástica de entrepiso del modelo I asimétrico en masa.

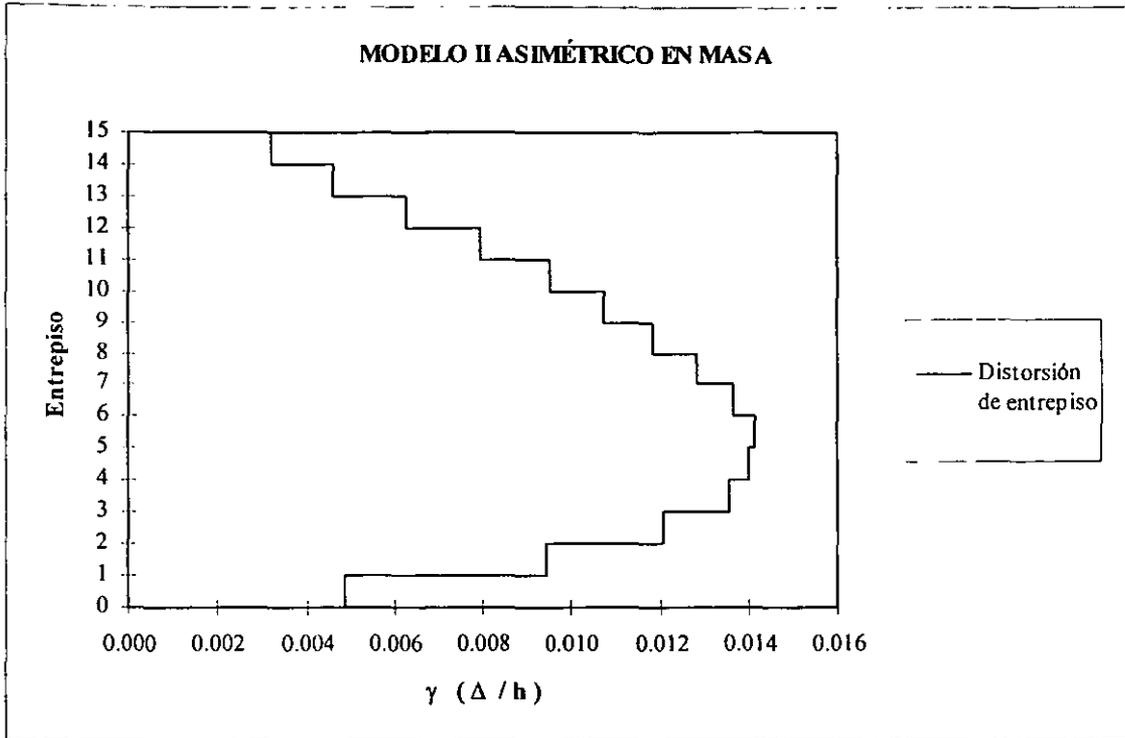


Figura C-3 Perfil de distorsión elástica de entrepiso del modelo II asimétrico en masa.

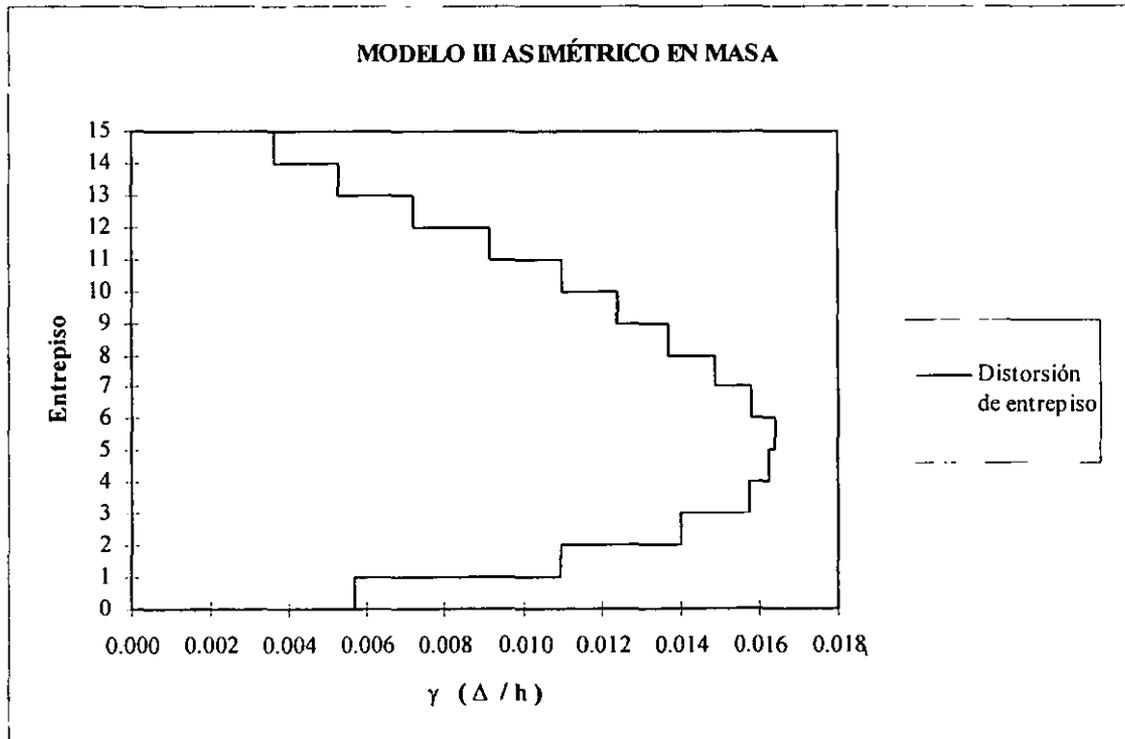


Figura C-4 Perfil de distorsión elástica de entrepiso del modelo III asimétrico en masa.

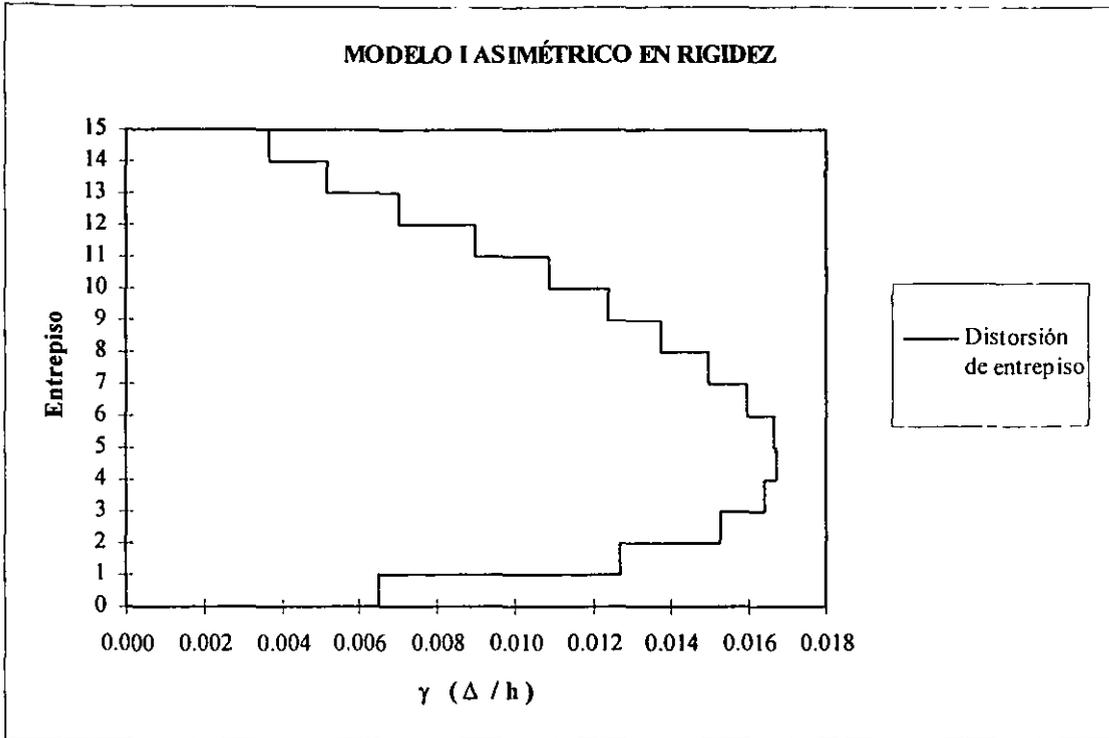


Figura C-5 Perfil de distorsión elástica de entrepiso del modelo I asimétrico en rigidez.

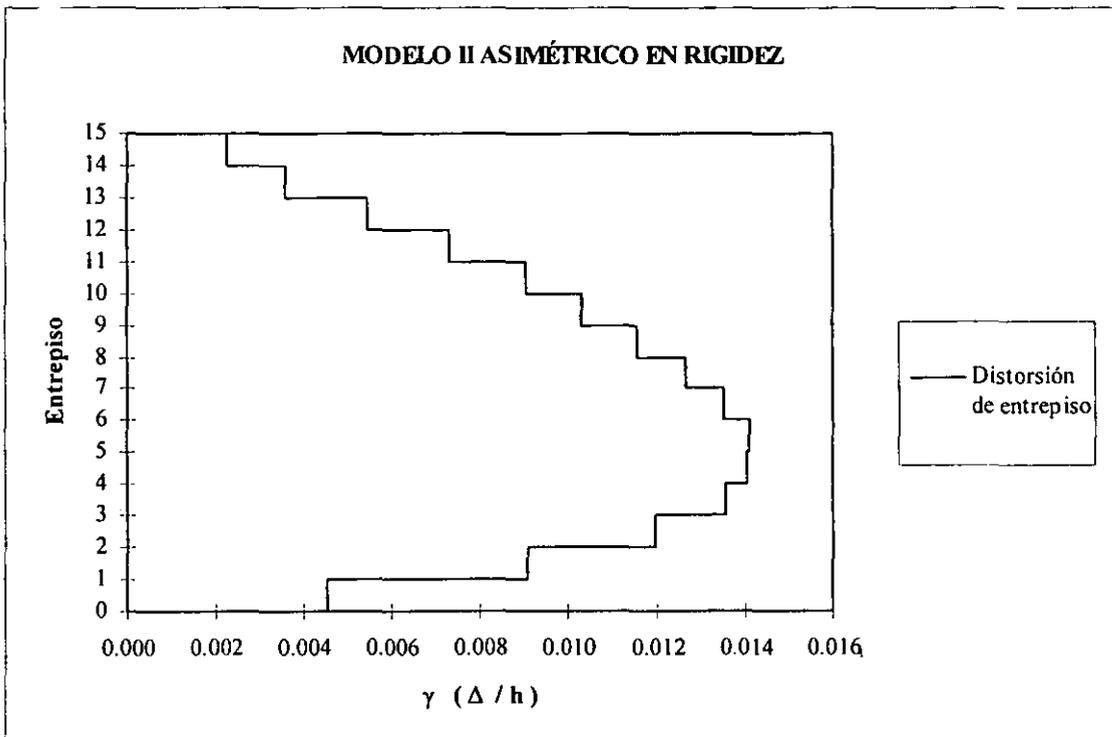


Figura C-6 Perfil de distorsión elástica de entrepiso del modelo II asimétrico en rigidez.

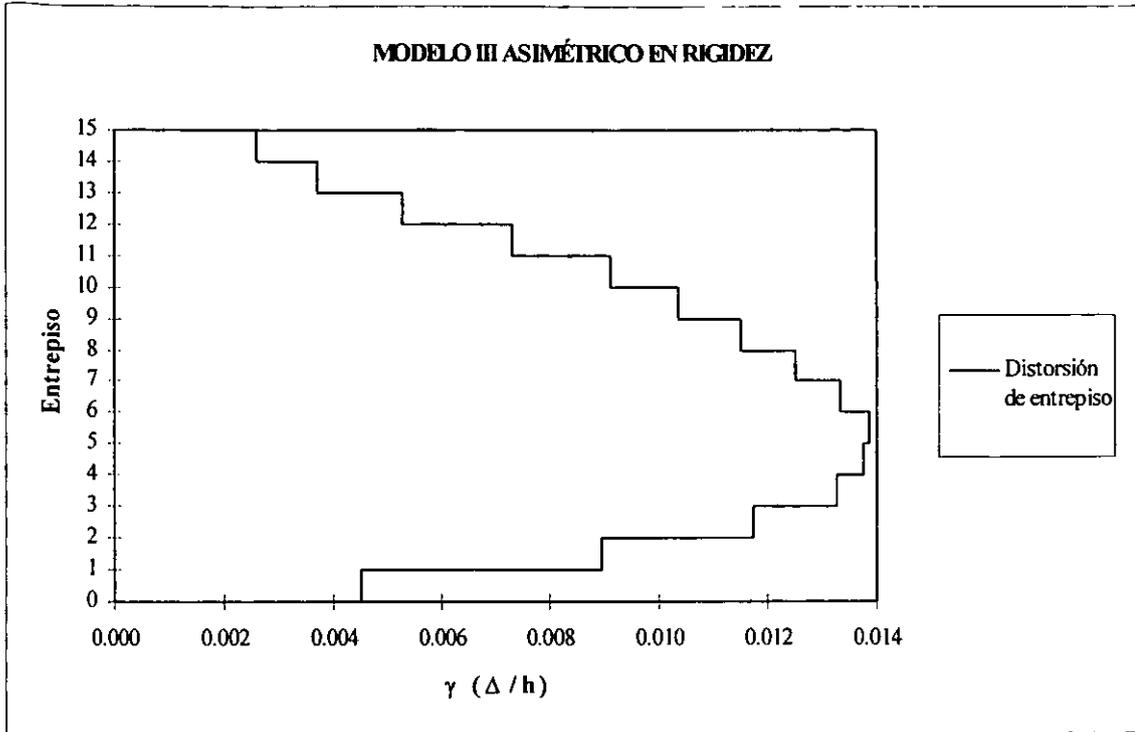


Figura C-7 Perfil de distorsión elástica de entrepiso del modelo III asimétrico en rigidez.

APÉNDICE D

APÉNDICE D

MODO	X-DIR	Y-DIR	Z-DIR
1	0.000	77.041	0.000
2	77.041	0.000	0.000
3	0.000	10.942	0.000
4	10.932	0.000	0.000
5	0.000	4.370	0.000
6	5.593	0.000	0.000
7	0.000	3.850	0.000
8	0.000	0.000	69.933
9	0.000	0.000	10.534
10	0.000	0.000	10.613

Tabla D-1 Modelo simétrico, participación de las masas (en porcentaje).

MODO	X-DIR	Y-DIR	Z-DIR
1	37.260	37.260	0.000
2	38.521	38.521	0.000
3	1.253	1.253	0.000
4	5.288	5.288	0.000
5	5.466	5.466	0.000
6	2.942	2.942	0.000
7	2.797	2.797	0.000
8	0.000	0.000	69.933
9	0.000	0.000	10.534
10	0.000	0.000	10.613

Tabla D-2 Modelo I asimétrico en masas, participación de las masas (en porcentaje).

MODO	X-DIR	Y-DIR	Z-DIR
1	35.108	35.108	0.000
2	37.628	37.628	0.000
3	2.496	2.496	0.000
4	5.269	5.269	0.000
5	5.631	5.631	0.000
6	3.300	3.300	0.000
7	3.051	3.051	0.000
8	0.000	0.000	69.040
9	0.000	0.000	8.080
10	0.000	0.000	11.248

Tabla D-3 Modelo II asimétrico en masas, participación de las masas (en porcentaje).

APÉNDICE D

MODO	X-DIR	Y-DIR	Z-DIR
1	33.675	33.675	0.000
2	37.628	37.628	0.000
3	3.910	3.910	0.000
4	5.074	5.074	0.000
5	5.631	5.631	0.000
6	3.375	3.375	0.000
7	3.051	3.051	0.000
8	0.000	0.000	69.040
9	0.000	0.000	8.080
10	0.000	0.000	11.248

Tabla D-4 Modelo III asimétrico en masas, participación de las masas (en porcentaje).

MODO	X-DIR	Y-DIR	Z-DIR
1	30.720	30.720	14.750
2	37.640	37.640	0.000
3	6.950	6.950	60.660
4	4.570	4.570	2.040
5	6.020	6.020	0.000
6	1.410	1.410	10.030
7	1.800	1.800	0.950
8	2.390	2.390	0.000
9	0.520	0.520	4.070
10	1.130	1.130	0.490

Tabla D-5 Modelo I asimétrico en rigidez, participación de las masas (en porcentaje).

MODO	X-DIR	Y-DIR	Z-DIR
1	32.140	32.140	9.230
2	36.010	36.010	0.000
3	3.890	3.890	61.800
4	4.840	4.840	1.920
5	6.360	6.360	0.000
6	1.620	1.620	11.800
7	1.980	1.980	1.070
8	2.880	2.880	0.000
9	0.270	0.270	3.320
10	1.740	1.740	2.480

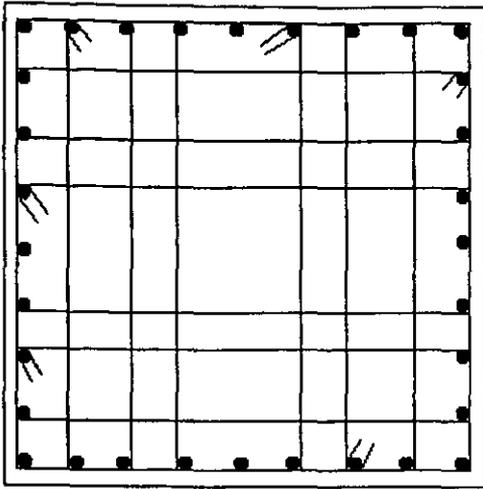
Tabla D-6 Modelo II asimétrico en rigidez, participación de las masas (en porcentaje).

APÉNDICE D

MODO	X-DIR	Y-DIR	Z-DIR
1	26.830	26.830	20.180
2	34.890	34.890	0.000
3	8.680	8.680	51.160
4	4.730	4.730	2.170
5	7.790	7.790	0.000
6	1.430	1.430	2.220
7	3.250	3.250	12.200
8	3.090	3.090	0.000
9	0.940	0.940	1.240
10	1.500	1.500	0.000

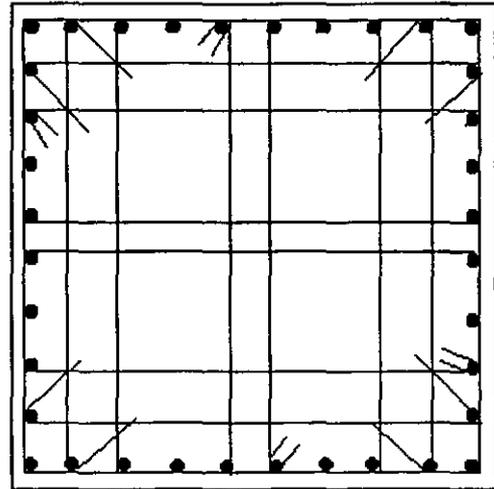
Tabla D-7 Modelo III asimétrico en rigidez, participación de las masas (en porcentaje).

APÉNDICE E



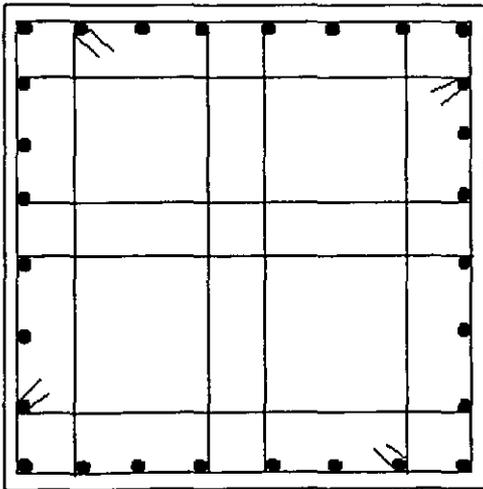
Entrepiso 1
Sección: 130 x 130 cm
32 # 10

Figura E-1 Croquis de armado, modelo simétrico.



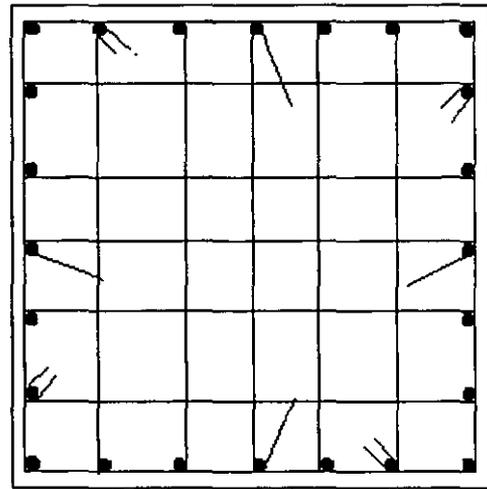
Entrepiso 2 al 5
Sección: 130 x 130 cm
36 # 8

Figura E-2 Croquis de armado, modelo simétrico.



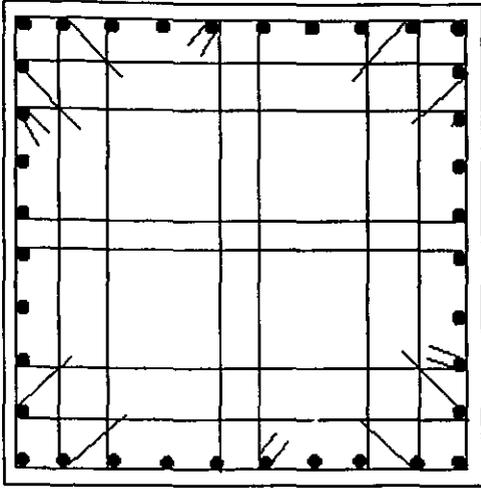
Entrepiso 6 al 10
Sección: 120 x 120 cm
28 # 8

Figura E-3 Croquis de armado, modelo simétrico.



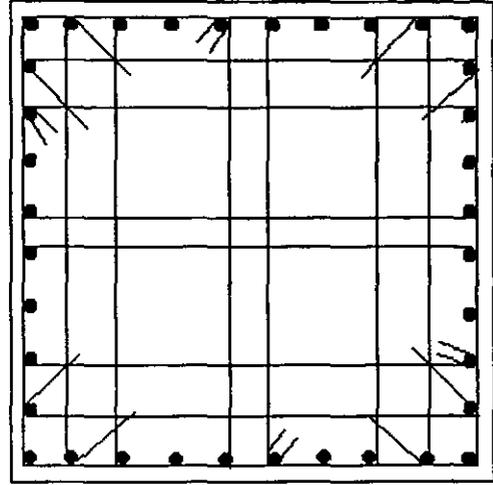
Entrepiso 11 al 15
Sección: 110 x 110 cm
24 # 8

Figura E-4 Croquis de armado, modelo simétrico.



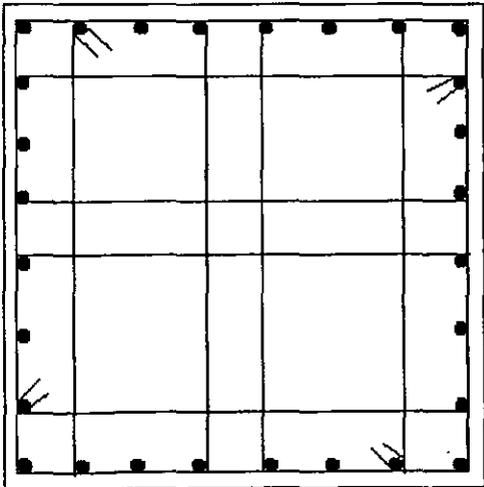
Entrepiso 1
Sección: 130 x 130 cm
36 # 12

Figura E-5 Croquis de armado, modelo I asimétrico en masa.



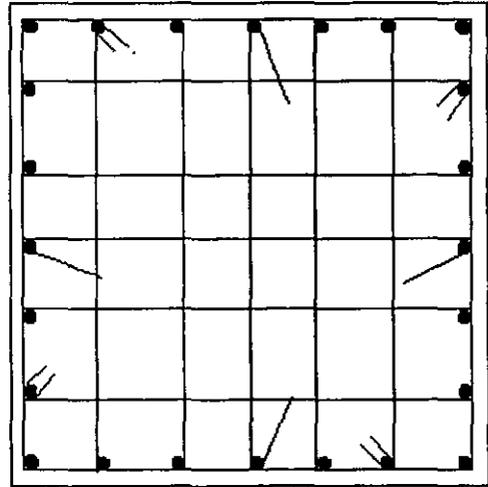
Entrepiso 2 al 5
Sección: 130 x 130 cm
36 # 8

Figura E-6 Croquis de armado, modelo I asimétrico en masa.



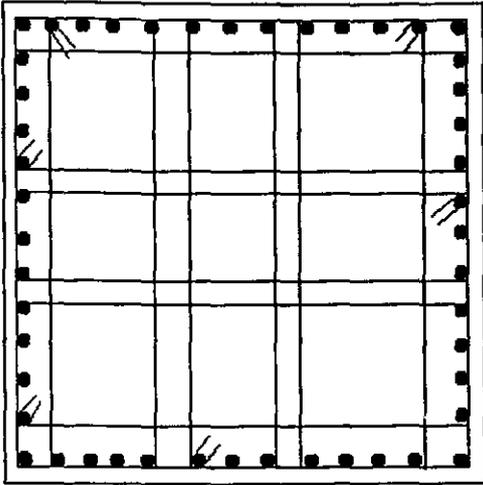
Entrepiso 6 al 10
Sección: 120 x 120 cm
28 # 8

Figura E-7 Croquis de armado, modelo I asimétrico en masa.



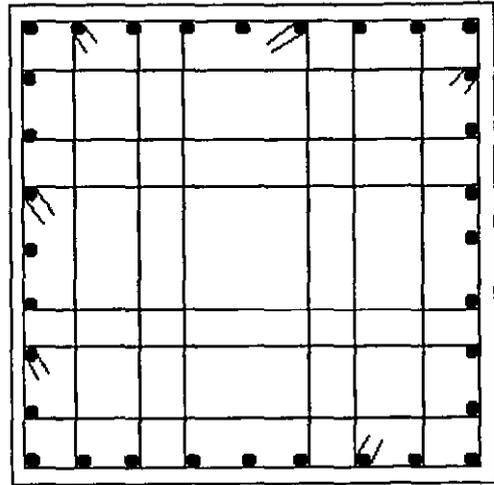
Entrepiso 11 al 15
Sección: 110 x 110 cm
24 # 8

Figura E-8 Croquis de armado, modelo I asimétrico en masa.



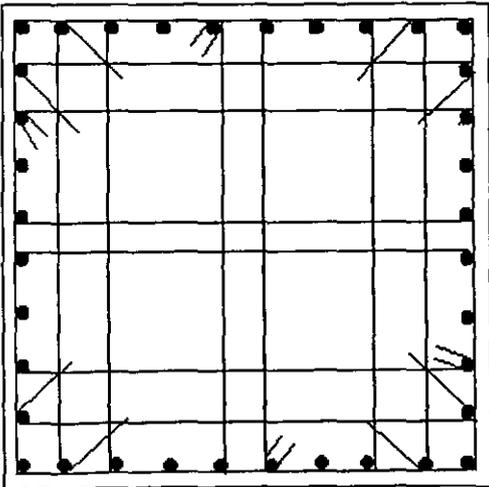
Entrepiso 1
Sección: 150 x 150 cm
48 # 12

Figura E-9 Croquis de armado, modelo II
asimétrico en masa.



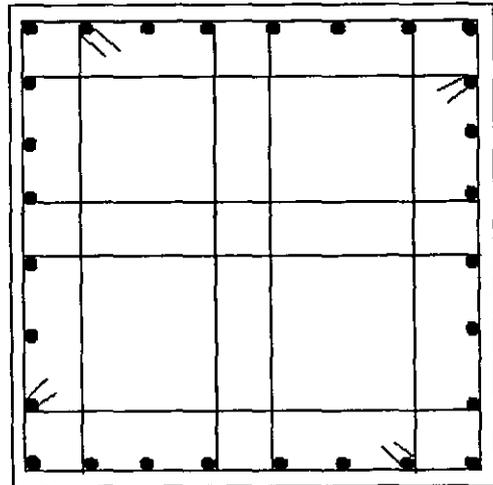
Entrepiso 2
Sección: 150 x 150 cm
32 # 10

Figura E-10 Croquis de armado, modelo II
asimétrico en masa.



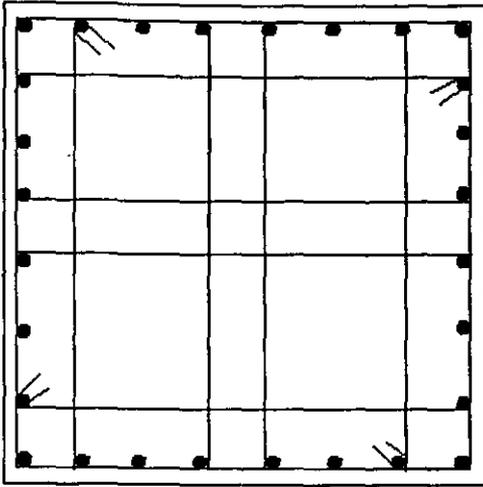
Entrepiso 3 al 5
Sección: 130 x 130 cm
36 # 8

Figura E-11 Croquis de armado, modelo II
asimétrico en masa.



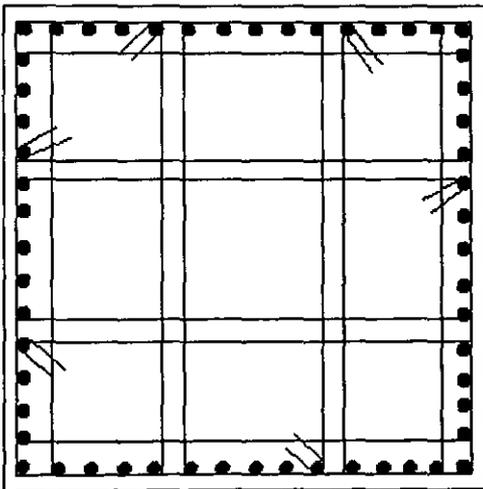
Entrepiso 6 al 10
Sección: 120 x 120 cm
28 # 10

Figura E-12 Croquis de armado, modelo II
asimétrico en masa.



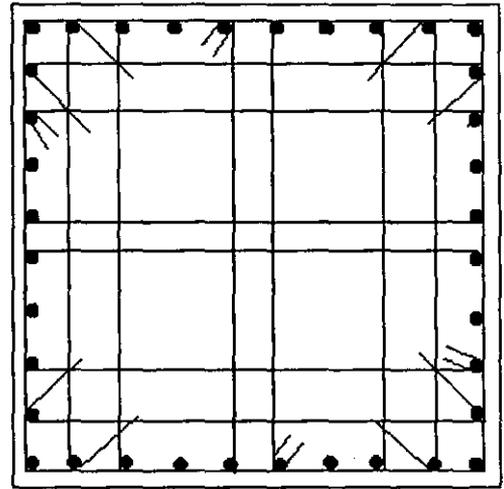
Entrepiso 11 al 15
Sección: 110 x 110 cm
28 # 8

Figura E-13 Croquis de armado, modelo II
asimétrico en masa.



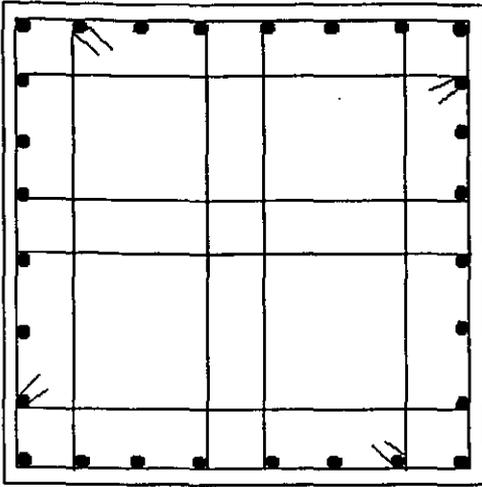
Entrepiso 1
Sección: 150 x 150 cm
56 # 12

Figura E-14 Croquis de armado, modelo III
asimétrico en masa.



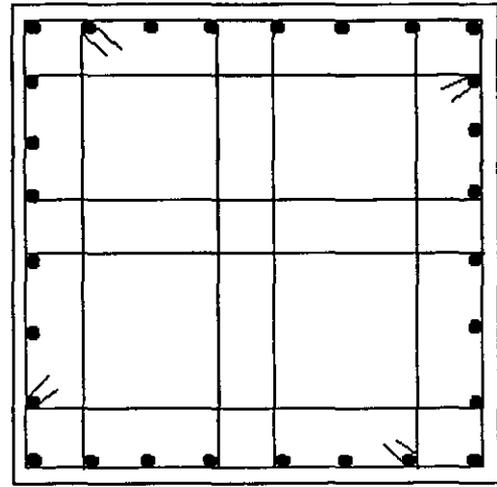
Entrepiso 2
Sección: 150 x 150 cm
36 # 10

Figura E-15 Croquis de armado, modelo III
asimétrico en masa.



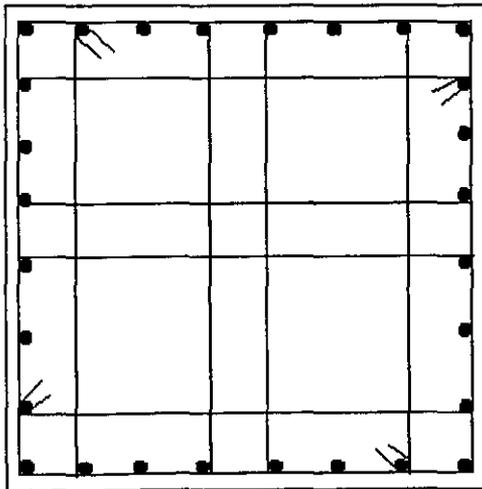
Entrepiso 3 al 5
Sección: 130 x 130 cm
28 # 10

Figura E-16 Croquis de armado, modelo III
asimétrico en masa.



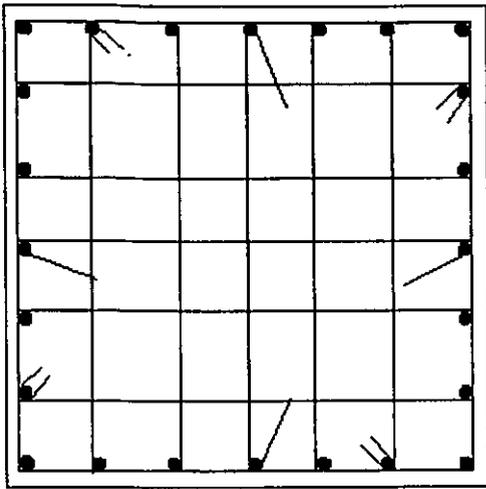
Entrepiso 6 al 10
Sección: 120 x 120 cm
28 # 10

Figura E-17 Croquis de armado, modelo III
asimétrico en masa.



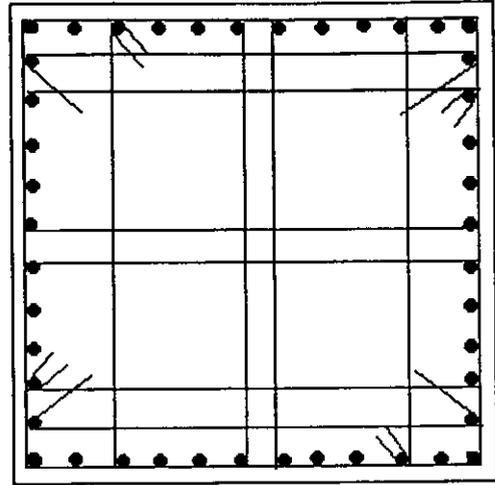
Entrepiso 11 al 15
Sección: 110 x 110 cm
28 # 8

Figura E-18 Croquis de armado, modelo III
asimétrico en masa.



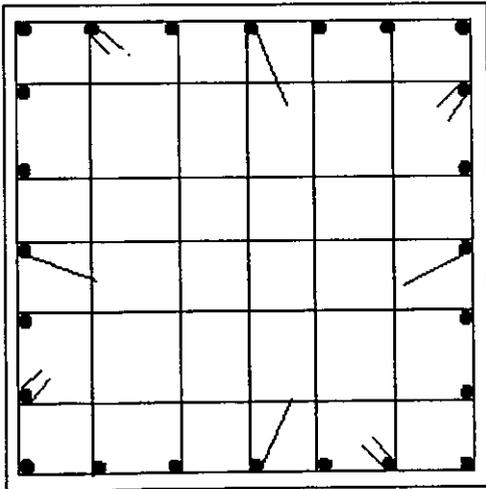
Entrepiso 1
Sección: 130 x 130 cm
24 # 12

Figura E-19 Croquis de armado, modelo I asimétrico en rigidez.



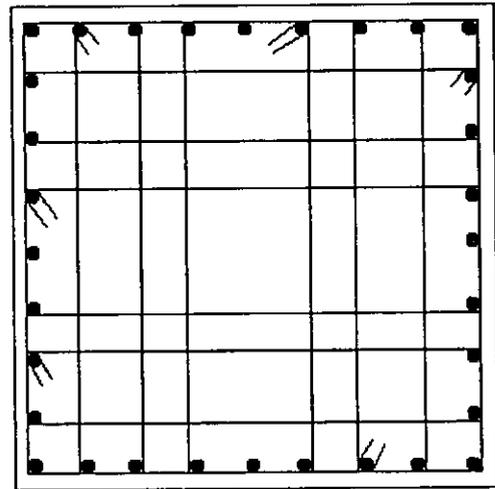
Entrepiso 1, Col. A-1
Sección: 130 x 130 cm
44 # 12

Figura E-20 Croquis de armado, modelo I asimétrico en rigidez.



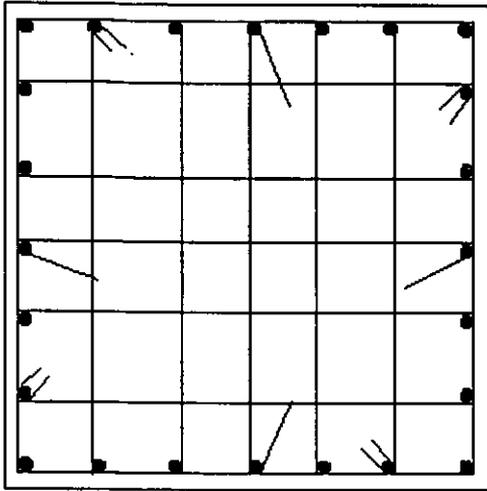
Entrepiso 2
Sección: 130 x 130 cm
24 # 10

Figura E-21 Croquis de armado, modelo I asimétrico en rigidez.



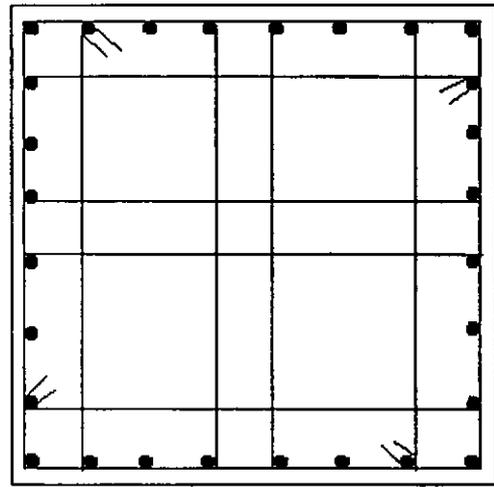
Entrepiso 2, Col. A-1
Sección: 130 x 130 cm
32 # 12

Figura E-22 Croquis de armado, modelo I asimétrico en rigidez.



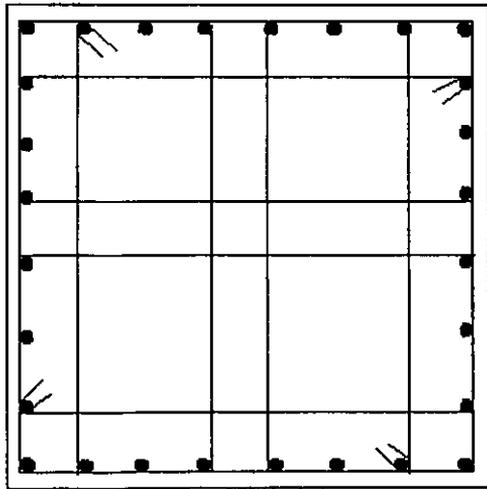
Entrepiso 3 al 5
Sección: 130 x 130 cm
24 # 10

Figura E-23 Croquis de armado, modelo I asimétrico en rigidez.



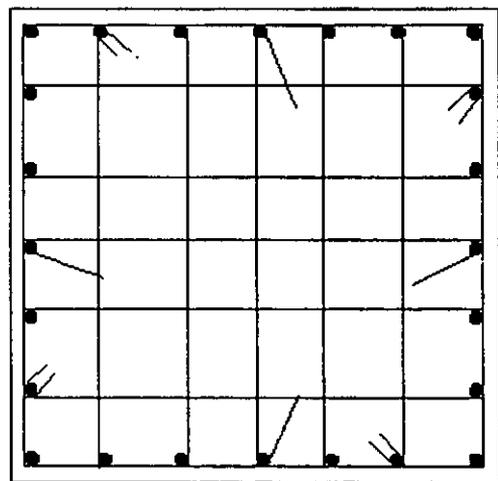
Entrepiso 3 al 5, Col. A-1
Sección: 130 x 130 cm
28 # 10

Figura E-24 Croquis de armado, modelo I asimétrico en rigidez.



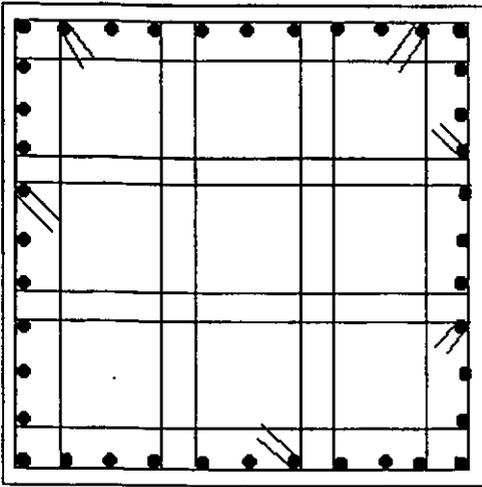
Entrepiso 6 al 10
Sección: 120 x 120 cm
28 # 8

Figura E-25 Croquis de armado, modelo I asimétrico en rigidez.



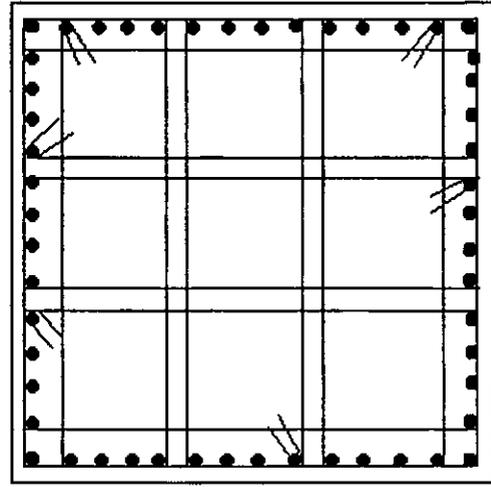
Entrepiso 11 al 15
Sección: 110 x 110 cm
24 # 8

Figura E-26 Croquis de armado, modelo I asimétrico en rigidez.



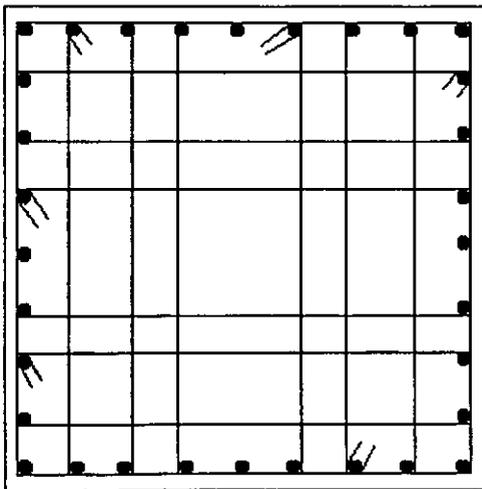
Entrepiso 1
Sección: 150 x 150 cm
40 # 12

Figura E-27 Croquis de armado, modelo I I asimétrico en rigidez.



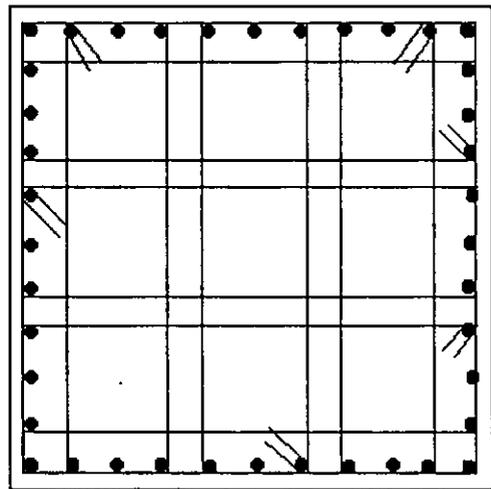
Entrepiso 1, Col. A-1
Sección: 150 x 150 cm
52 # 12

Figura E-28 Croquis de armado, modelo II asimétrico en rigidez.



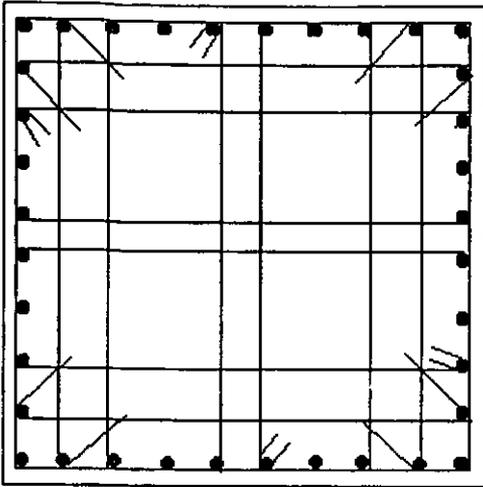
Entrepiso 2
Sección: 150 x 150 cm
32 # 10

Figura E-29 Croquis de armado, modelo II asimétrico en rigidez.



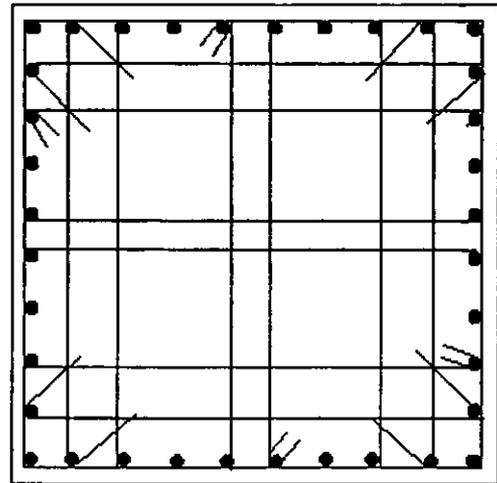
Entrepiso 2, Col. A-1
Sección: 150 x 150 cm
40 # 12

Figura E-30 Croquis de armado, modelo II asimétrico en rigidez.



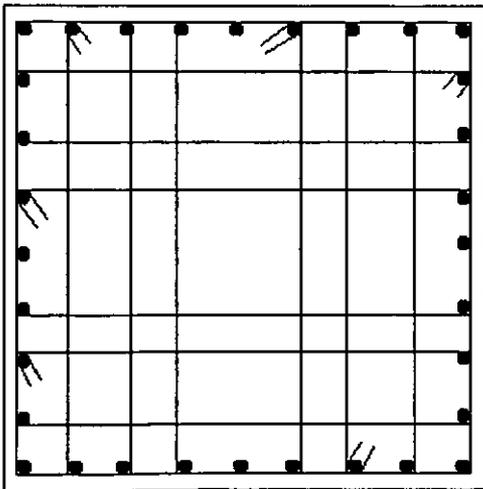
Entrepiso 3 al 5
Sección: 130 x 130 cm
36 # 8

Figura E-31 Croquis de armado, modelo II
asimétrico en rigidez.



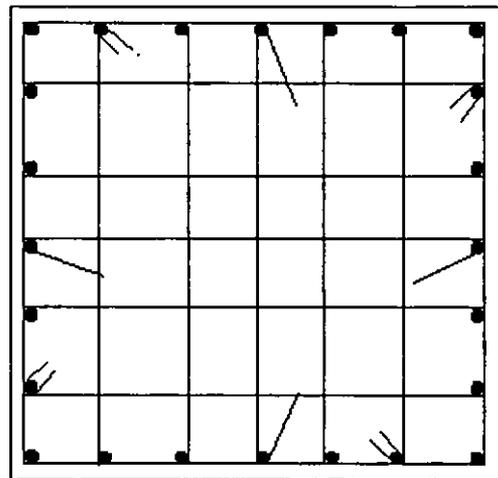
Entrepiso 3 al 5, Col. A-1
Sección: 130 x 130 cm
36 # 10

Figura E-32 Croquis de armado, modelo II
asimétrico en rigidez.



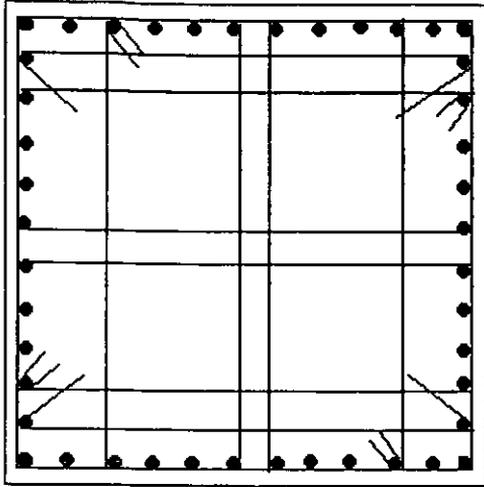
Entrepiso 6 al 10
Sección: 120 x 120 cm
32 # 8

Figura E-33 Croquis de armado, modelo II
asimétrico en rigidez.



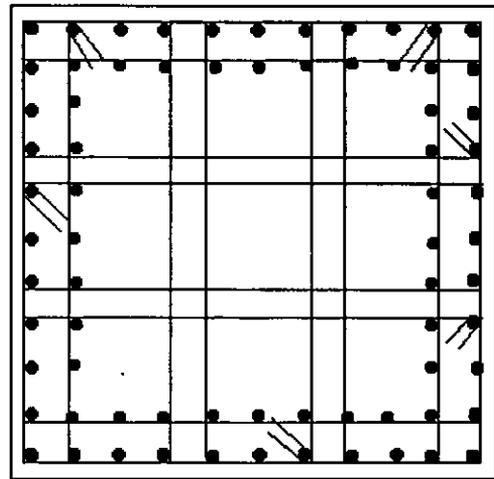
Entrepiso 11 al 15
Sección: 110 x 110 cm
24 # 8

Figura E-34 Croquis de armado, modelo II
asimétrico en rigidez.



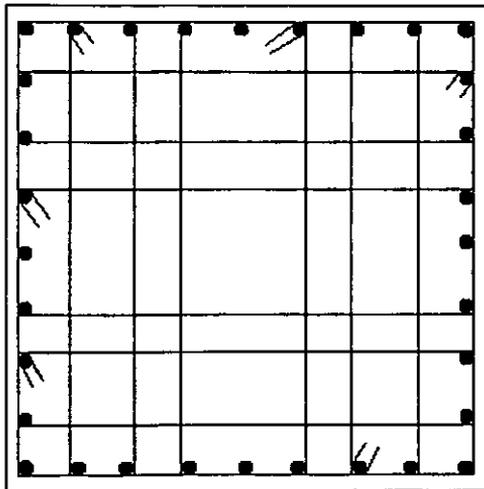
Entrepiso 1
Sección: 150 x 150 cm
44 # 12

Figura E-35 Croquis de armado, modelo III
asimétrico en rigidez.



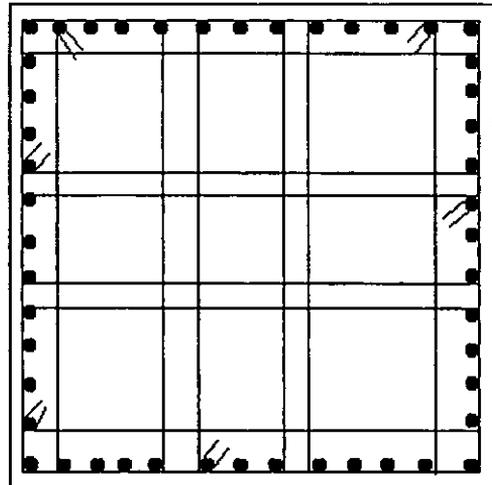
Entrepiso 1, Col. A-1
Sección: 150 x 150 cm
72 # 12

Figura E-36 Croquis de armado, modelo III
asimétrico en rigidez.



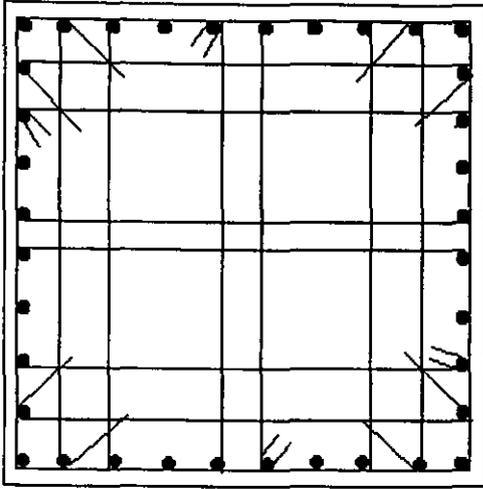
Entrepiso 2
Sección: 150 x 150 cm
32 # 10

Figura E-37 Croquis de armado, modelo III
asimétrico en rigidez.



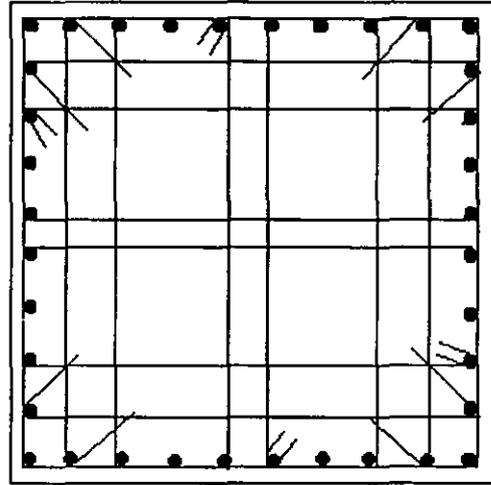
Entrepiso 2, Col. A-1
Sección: 150 x 150 cm
48 # 12

Figura E-38 Croquis de armado, modelo III
asimétrico en rigidez.



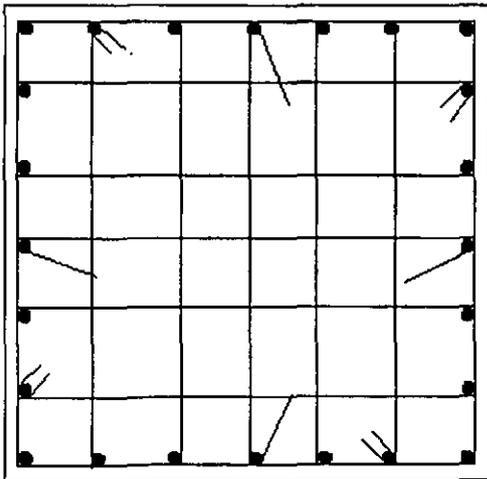
Entrepiso 3 al 5
Sección: 130 x 130 cm
36 # 10

Figura E-39 Croquis de armado, modelo III
asimétrico en rigidez.



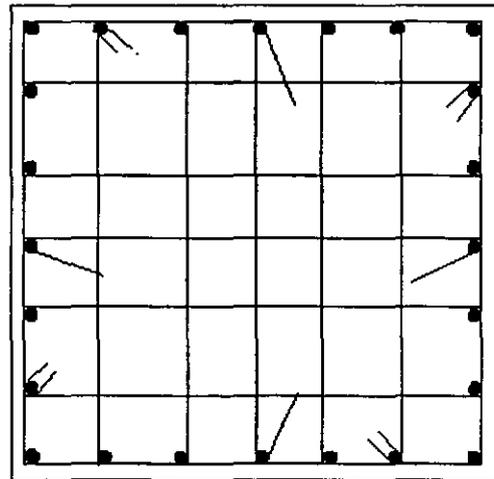
Entrepiso 3 al 5, Col. A-1
Sección: 130 x 130 cm
36 # 12

Figura E-40 Croquis de armado, modelo III
asimétrico en rigidez.



Entrepiso 6 al 10
Sección: 120 x 120 cm
24 # 10

Figura E-41 Croquis de armado, modelo III
asimétrico en rigidez.



Entrepiso 11 al 15
Sección: 110 x 110 cm
24 # 8

Figura E-42 Croquis de armado, modelo III
asimétrico en rigidez.