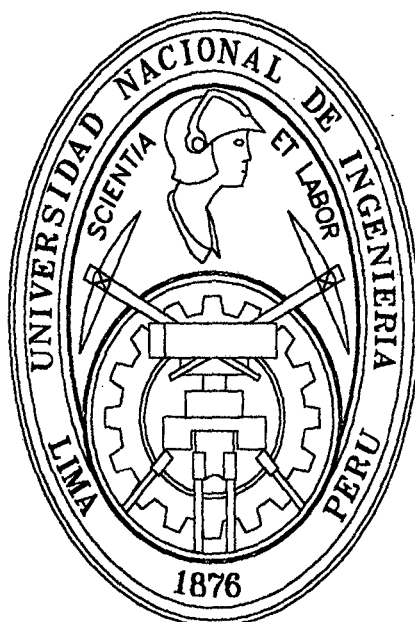


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



SEGURIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS INTEGRALES

TESIS

Para Optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

José Luis Cordero Gómez

**LIMA-PERÚ
2005**

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

Agradezco a:

Al Dr. Ing. Javier Piqué del Pozo, que estimuló y facilitó con interés y entusiasmo la elaboración de la presente tesis. Su consejo y orientación fueron un apoyo fundamental que aprecio con especial gratitud.

Al Ing. Leonardo Flores, Por su amabilidad, confianza, cooperación y todas las atenciones que ha tenido conmigo, su ayuda fue de gran utilidad en el desarrollo de la presente tesis.

Y de una manera muy especial al Ing. Adolfo Gálvez por facilitarme la información que me ayudó a entender el comportamiento de edificios con muros de concreto armado.

Sin la colaboración de todos ellos, la elaboración de la presente tesis no habría sido posible.

Dedico a:

A Dios, que me ha dado la oportunidad de seguir adelante y darle las gracias por estar siempre conmigo.

A mi madre Celia Gómez Eguavil, quien con su esfuerzo y mucho amor pudo darme el sueño que siempre deseé, a la vez agradecerle por toda la confianza que depositó en mí.

A mi padre Rosendo Cordero Espinosa por haber entregado todo su amor y sacrificio para que yo pueda cumplir mi sueño, que aunque en este momento ya no está conmigo, yo sé que está feliz en el cielo, con la dicha de haber cumplido su objetivo.

A mi hermana Ketty Karin, por todo el apoyo y cariño que he recibido de ti, gracias por estar ahí para ayudarme.

Índice

Resumen	1
Capítulo I	2
1.0 Introducción	2
1.1 Antecedentes	2
1.2 Objetivo	3
1.3 Justificación	4
Capítulo II	5
2.0 Estado Actual de las Investigaciones de Edificios de Concreto Armado con Muros de Corte	5
2.1 Desempeño de Edificios de Concreto Armado Durante el Sismo Chileno de 1985	6
2.1.1 Los Edificios en Viña del Mar	7
2.1.2 Características Estructurales	8
2.1.3 Detalles del Refuerzo en los Muros	11
2.1.4 El Daño Observado	12
2.1.5 Interpretación de la Respuesta Estructural	14
2.1.6 La Demanda de Desplazamiento en Edificios de Muros Concreto Armado	14
2.2 Respuesta Sísmica del Edificio Miramar en Viña del Mar–Chile	15
2.2.1 Características del Edificio	17
2.2.2 Instrumentación Temporal	18
2.3 Comparación de la Respuesta de Cinco Sistemas Estructurales	21
2.3.1 Características de las Estructuras	22

2.3.2	Diseño de las Estructuras	22
2.3.3	Desplazamientos Laterales	23
2.3.4	Evaluación del Daño	25
2.4	Estimación Aproximada del Período Natural para Edificios Multifamiliares con un Sistema Dominante de Muros de corte	27
2.4.1	Características de las Edificaciones	28
2.4.2	Comparación de los Periodos Prescritos en los Códigos	30
2.4.3	Fórmula Empírica para Edificios Multifamiliares	31
2.5	Estudio Experimental de Muros de Concreto Armado Bajo Falla por Corte	33
2.5.1	Programa Experimental y Resultados de los Ensayos	33
2.6	Comportamiento de Muros de Concreto de Baja Resistencia Expuesto a una Carga Lateral Cíclica	38
2.6.1	Metodología de Ensayo	38
2.6.2	Resultados	39
2.7	Comportamiento Sísmico de Placas de Concreto Reforzado con Mallas Electrosoldadas	41
2.7.1	Comportamiento Cualitativo	42
2.8	Comportamiento de Muros de Concreto Reforzado con Mallas Electrosoldadas	44
2.8.1	Ensayos en Muros de Concreto Pobre-AGV	44
2.8.2	Ensayos en Muros y Modulo-AGV-Banco de Materiales	45
2.8.3	Ensayo en Módulo de un Piso	46
2.8.4	Ensayo en un Modulo de dos Pisos	46
2.8.5	Ensayos UNICON-FORSA-PRODAC	47

Capítulo III	49
3.0 Características Estructurales del Edificio Multifamiliar	
"Los Jardines de San Juan"	49
3.1 Descripción	49
3.2 Dimensiones	50
3.3 Densidad de Muros	52
3.4 Refuerzo en los Muros	52
3.4.1 Generalidades	52
3.4.2 Detalles del Refuerzo	53
3.5 Parámetros Sismorresistente	55
3.6 Especificaciones Generales	56
Capítulo IV	57
4.0 Análisis Dinámico de Edificios	57
4.1 Introducción	57
4.2 Análisis Modal-Espectral	58
4.3 Análisis Inelástico	62
4.3.1 Características de los Materiales	63
4.3.1.1 Concreto sin Confinar	63
4.3.1.2 Acero de Refuerzo	65
4.3.2 Ductilidad	66
4.3.2.1 Factor de Ductilidad por Desplazamientos	67
4.3.2.2 Factor de Ductilidad por curvatura	67
4.3.3 Resorte de Flexión	67
4.3.3.1 Modelo de Fibras	68
4.3.3.2 Comportamiento de Muros de Baja Resistencia	69
4.3.3.3 Programa CURVATURA MODIFICADO	70
4.3.3.3.1 Aplicación del Programa a la Estructura en Estudio	73

4.3.4	Resorte de Corte	76
4.3.5	Macro-modelo	81
4.3.6	Formulación de la Rigidez	82
4.3.7	Modelo de Plasticidad Extendida	85
4.3.8	Modelo de Propagación de la Fluencia	89
4.3.9	Análisis Incremental	90
4.3.10	Análisis Estático-Inelástico con Cargas Laterales	91
4.3.10.1	Método Modal Adaptativo	92
Capítulo V		94
5.0	Análisis Elástico-Lineal del Edificio Multifamiliar "Los Jardines de San Juan"	94
5.1	Introducción	94
5.2	Análisis Dinámico-Elástico	95
5.2.1	Consideraciones para el Análisis	96
5.2.2	Resultados del Análisis Modal-Espectral	99
5.2.2.1	Periodos	99
5.2.2.2	Formas de Modo	100
5.2.2.3	Desplazamiento Laterales	101
5.2.2.4	Fuerza Cortante en Cada Nivel	101
5.2.2.5	Procedimiento Para el Diseño de un Muro de Corte	103
5.2.2.6	Verificación del Diseño Sísmico de los Muros de Corte	106
5.2.2.6.1	Diseño Del Muro Del Eje 1 (G1) Para R = 7.5	106
5.2.2.6.2	Diseño del Muro del Eje 1 (G1) Para R = 4	112
5.2.2.6.3	Cuadros de Resumen de Verificación del Diseño Sísmico de los Muros de Corte	118
5.2.3	Resultados del Análisis Estático	127
5.2.3.1	Cortante Estático en la Base	127
5.2.3.2	Resumen de las Fuerzas Cortante en la Base	129

Capítulo VI	130
6.0 Análisis Estático-Inelástico del Edificio Multifamiliar "Los Jardines de San Juan"	130
6.1 Introducción	130
6.2 Hipótesis del Modelo Utilizado para el Análisis	131
6.3 Preparación de Datos	133
6.4 Características Inelásticas de los Muros	135
6.5 Comportamiento Local de los Elementos	137
6.5.1 Factor Requerido de Ductilidad por Curvatura y Requerimiento por Corte	145
6.6 Curvas de Capacidad	145
6.6.1 Formas de Modo y Distribución de Fuerzas en Altura	156
6.6.2 Secuencia de los Desplazamientos de Entrepiso	161
6.7 Curvas de Capacidad Global de la Estructura	164
6.8 Mecanismo de Falla	174
 Capítulo VII	 177
7.0 Conclusiones y Recomendaciones	177
7.1 Conclusiones	177
7.2 Recomendaciones	180
 Bibliografía	 182
 Anexo 1: Modelo de Fibras	 185
Anexo 2: Programa Curvatura Modificado	189
Anexo 3: Propiedades Inelásticas	193
Anexo 4: Programa Parada	206
Anexo 5: Gráficos de Requerimientos	208
Anexo 6: Planos	251

Resumen

El 3 de marzo de 1985 se produjo un sismo de gran magnitud ($M_s=7.8$) al sur de la ciudad de Viña del Mar-Chile, que causó extensos daños en diversas estructuras, excepto en los edificios que tenían una alta densidad de muros entre 2% y 4%. En los últimos años en el país la práctica de construir edificios con una alta densidad de muros de concreto armado es bastante común, pues este sistema es relativamente más económico comparado con sistemas convencionales, pero a pesar del buen desempeño mostrado por este tipo de edificación durante el sismo en mención, los espesores de los muros de los edificios chilenos eran mayores a 20 cm y contaban con dos mallas de refuerzo y acero en sus extremos, pero los muros de los edificios que vienen siendo construidos en el país son de 10cm de espesor y reforzados con una sola malla electrosoldada al medio del muro y acero vertical convencional concentrado en sus extremos, entonces es necesario preguntarse si estamos diseñando los muros de una manera adecuada, una eficiente manera para aclarar las dudas sobre el comportamiento inelástico de este tipo de edificios es desarrollar un modelo analítico, en el presente trabajo se entrega un modelo analítico para predecir el comportamiento inelástico de edificios integrales, incluyendo falla por flexión y corte, las propiedades de los elementos son calculados por un modelo matemático desarrollado para el presente estudio.

Finalmente, se ha evaluado el comportamiento sísmico de un edificio multifamiliar que fue construido a base de muros de concreto armado y losas delgadas, sin columnas ni vigas, para lo cual se generó un modelo elástico y un modelo inelástico. Se usó el programa ETABS para generar el modelo elástico-lineal, el cual sirve para verificar que la estructura cumpla con todas las exigencias de la norma EMDL y la norma E030, y calibrar el modelo inelástico. Para el modelo inelástico se realizó un análisis estático-inelástico incremental en dos dimensiones, incorporando el modelo analítico presentado en este trabajo en el programa IDARC.

Capítulo I

1.0 Introducción

Edificios integrales, se tratan de edificios multifamiliares construidos a base de muros y losas delgadas de concreto armado sin columnas ni vigas, reforzados con una malla, por lo general, electrosoldada al medio del muro y acero convencional en sus extremos, este tipo de edificación es muy rígida debido a su alta densidad de muros, y se han difundido mucho en los últimos años en nuestro país, como sistema estructural alternativo a los muros de ladrillo en los programas de edificios financiados con el Fondo Mivivienda.

En el presente trabajo se entrega un modelo analítico para predecir el comportamiento inelástico de edificios integrales, incluyendo falla por flexión y corte, este modelo utiliza macro elementos para capturar el comportamiento global de la estructura, las características inelásticas del macro elemento utilizadas para modelar la estructura están basadas en un modelo de plasticidad extendida y curvas histeréticas para representar la degradación del elemento a lo largo de todo el análisis, las propiedades de los elementos son calculados por un modelo matemático desarrollado para el presente estudio.

1.1 Antecedentes

La lección aprendida del comportamiento sísmico de edificios de muros de concreto armado en Viña del Mar-Chile durante el sismo del 3 de

marzo de 1985, muestra que se puede lograr un buen desempeño sísmico durante un sismo severo y que los requerimientos de los elementos especiales de borde pueden ser reducidos si se proporciona una densidad de muros entre 2 a 4% en cada dirección del sistema resistente del edificio, debe señalarse que el mínimo espesor de muros de estos edificios fue 20 cm. En este evento, la fluencia por flexión del refuerzo concentrado en los extremos de los muros y los esfuerzos por corte en el muro se mantuvieron en un nivel moderado, los daños no-estructurales fueron controlados debido a la alta rigidez lateral del edificio.

La mayoría de los edificios existentes durante el sismo del 3 de marzo 1985, tenían una alta densidad de muros y los criterios de diseño sísmico empleados, como dotarlos de ductilidad, eran menos estrictos que las exigencias del código ACI-318 contenidos en el capítulo 21 del mismo. El sismo tuvo una gran capacidad destructiva en ciertas zonas y sobre todo en ciertos tipos de estructuras. Sin embargo, los edificios construidos con muros de concreto armado en Santiago, Valparaíso y Viña del Mar, respondieron prácticamente sin daños estructurales.

1.2 Objetivo

La tesis tiene como propósito evaluar el estado límite del edificio multifamiliar "Los Jardines De San Juan" en un sismo severo, este edificio fue construido con muros y losas delgadas de concreto armado sin columnas ni vigas, además contribuir a un mejor entendimiento de edificios de muros de ductilidad limitada. Para lograr estos objetivo se van emplear dos programas para evaluar su comportamiento lineal-elástico y estático-inelástico, incorporando el modelo presentado en el cuarto capítulo de la presente tesis.

1.3 Justificación

La necesidad de este estudio ha sido originada por el limitado conocimiento sobre el comportamiento sísmico de edificios de mediana altura construidos con muros de concreto armado de 10 cm de espesor, reforzados con una malla electrosoldada y acero vertical convencional en sus extremos, y losas delgadas sin columnas ni vigas, principalmente en el rango inelástico. Además, que en la actualidad se vienen construyendo numerosos edificios de este tipo, debido a que este sistema es relativamente más económico comparado con sistemas convencionales como pórticos o duales.

Asimismo, los muros con los que son construidos estos edificios no cuentan con los elementos especiales de borde ni con los detalles de refuerzo que exige el actual código ACI 318-99 o el Reglamento Nacional de Construcciones para garantizar una respuesta dúctil de los edificios durante largos ciclos de carga y descarga.

Capítulo II

2.0 Estado Actual de las Investigaciones de Edificios de Concreto Armado con Muros de Corte.

En esta etapa del estudio se hará una revisión de algunas investigaciones realizadas y lecciones aprendidas del comportamiento sísmico de edificios chilenos que han mostrado un desempeño satisfactorio durante eventos sísmicos severos. Para entender el comportamiento de las estructuras construidas con muros de concreto armado y losas delgadas sin columnas y vigas durante un sismo, debido a la complejidad que este tipo estructuras, a menudo, las investigaciones se han enfocado en entender el comportamiento de un elemento a través ensayos de elementos individuales. Luego, los criterios y modelos derivados de estos estudios son integrados para evaluar el desempeño sísmico de toda la estructura.

2.1 Desempeño de Edificios de Concreto Armado Durante el Sismo Chileno de 1985, Wood 1991 [35]

El sismo de 1985 que se produjo al sur de la ciudad de Viña del Mar, Chile, proporcionó una oportunidad para estudiar la respuesta sísmica de edificios con muros de concreto armado. Mas de 230 edificios de concreto armado de mediana altura estaban localizados en la ciudad costera del Viña del Mar durante el sismo que se produjo en 1985. La mayoría de esos edificios cuenta con muros de concreto armado para resistir cargas las laterales de sismo y verticales de gravedad. Sin embargo, los muros no cuentan con los detalles de refuerzo que exige el actual código U.S (UBC1988, ACI 1989) para garantizar una respuesta dúctil*. En un estudio realizado después del sismo, revelo que la gran mayoría de estos edificios no sufrieron daños estructurales. El análisis de estos edificios indica que los muros de concreto armado proporcionan suficiente rigidez para controlar los desplazamientos y los daños ante un evento sísmico. El excelente desempeño de los edificios de concreto armado en Viña del Mar durante el sismo de 1985 sugiere que los requerimientos de elementos especiales de borde pueden ser reducidos si se proporciona suficiente densidad de muros.

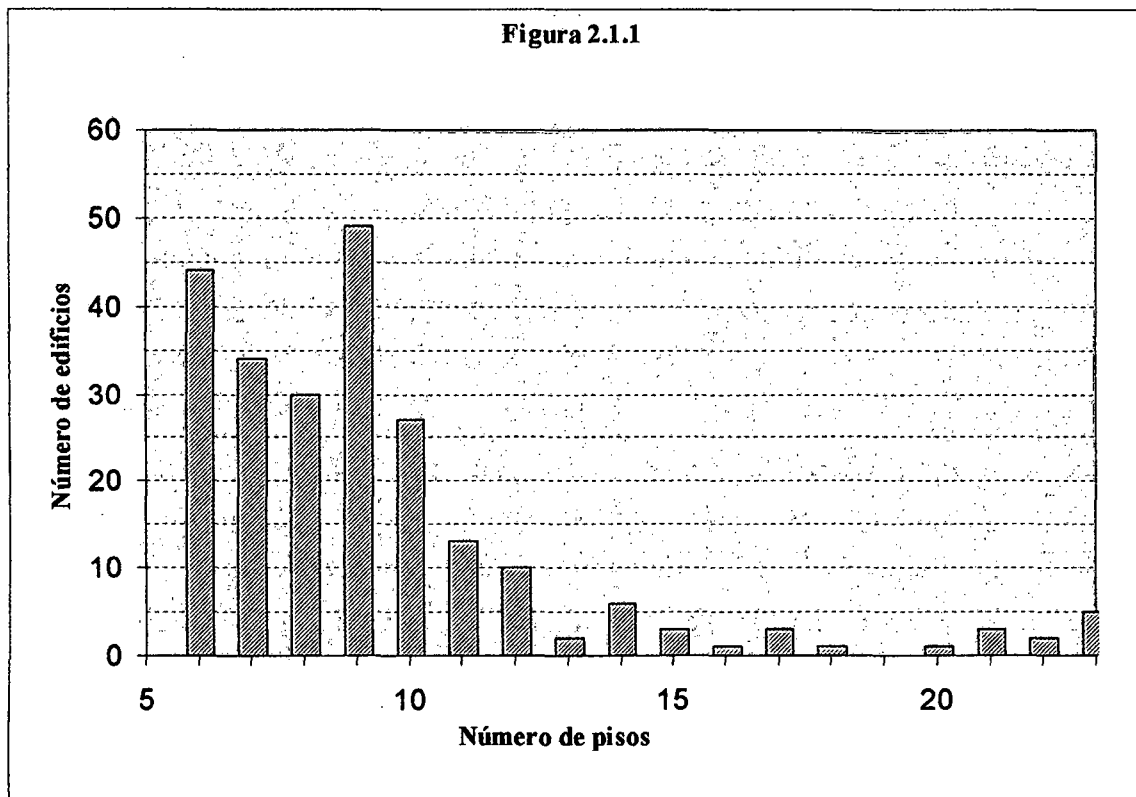
Los ingenieros chilenos desarrollaron una filosofía de diseño estructural que es diferente a las de U.S.A, Japón, o de otras regiones de alta sismicidad. La mayoría de edificios residenciales en Chile cuentan con muros de concreto armado para resistir cargas laterales y de gravedad y los detalles de refuerzos son conservadores para los estándares Americanos (UBC 1988,ACI 1989).

* Aunque sus espesores son mayores a 20 cm y tienen dos mallas de refuerzo

2.1.1 Los Edificios en Viña del Mar

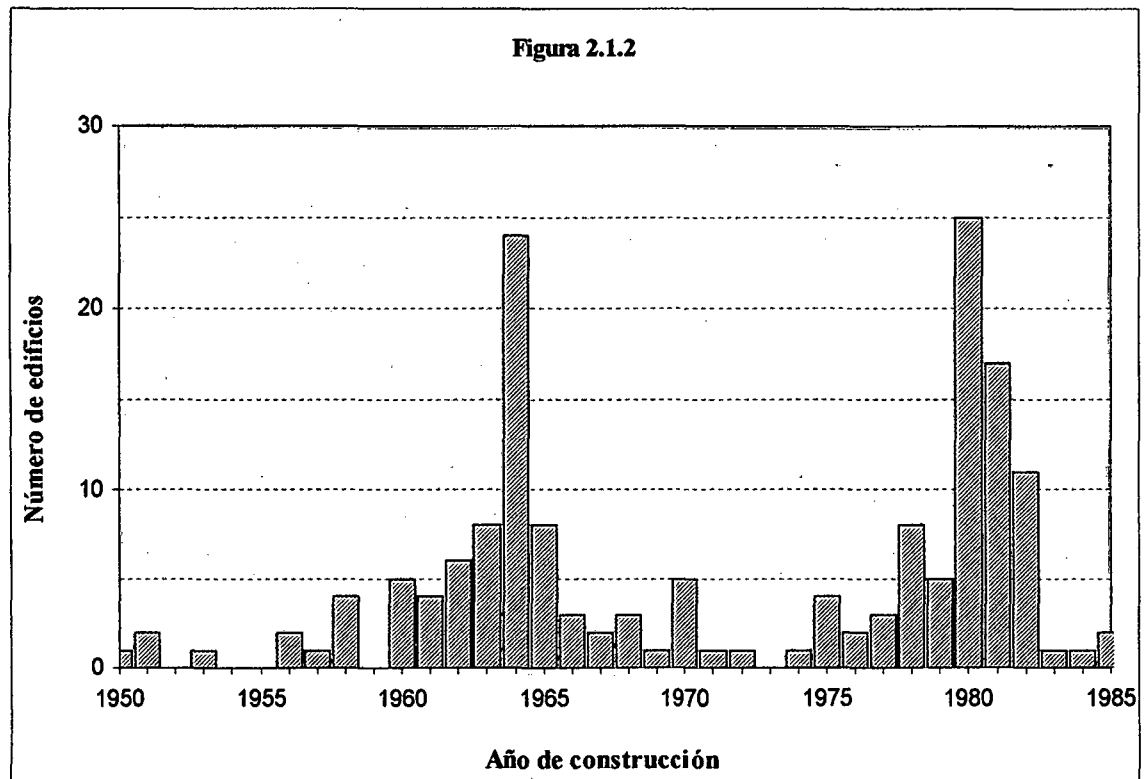
Doscientos treinta y cuatro edificios, con un rango de 6 a 23 pisos. Todos los edificios en este rango de alturas fueron construidos de concreto armado. La distribución de los edificios de Viña del Mar con respecto a la altura es mostrada en la Fig. 2.1.1. Los edificios de 6 a 10 pisos representan mas del 75% del total, mientras que edificios de 15 a 23 pisos comprenden aproximadamente el 8%.

La distribución del año de construcción de los edificios es mostrada en Fig. 2.1.2. Mas del 70% de los edificios en Viña del Mar fueron construidos durante dos periodos de cinco años cada uno.



2.1.2 Características Estructurales

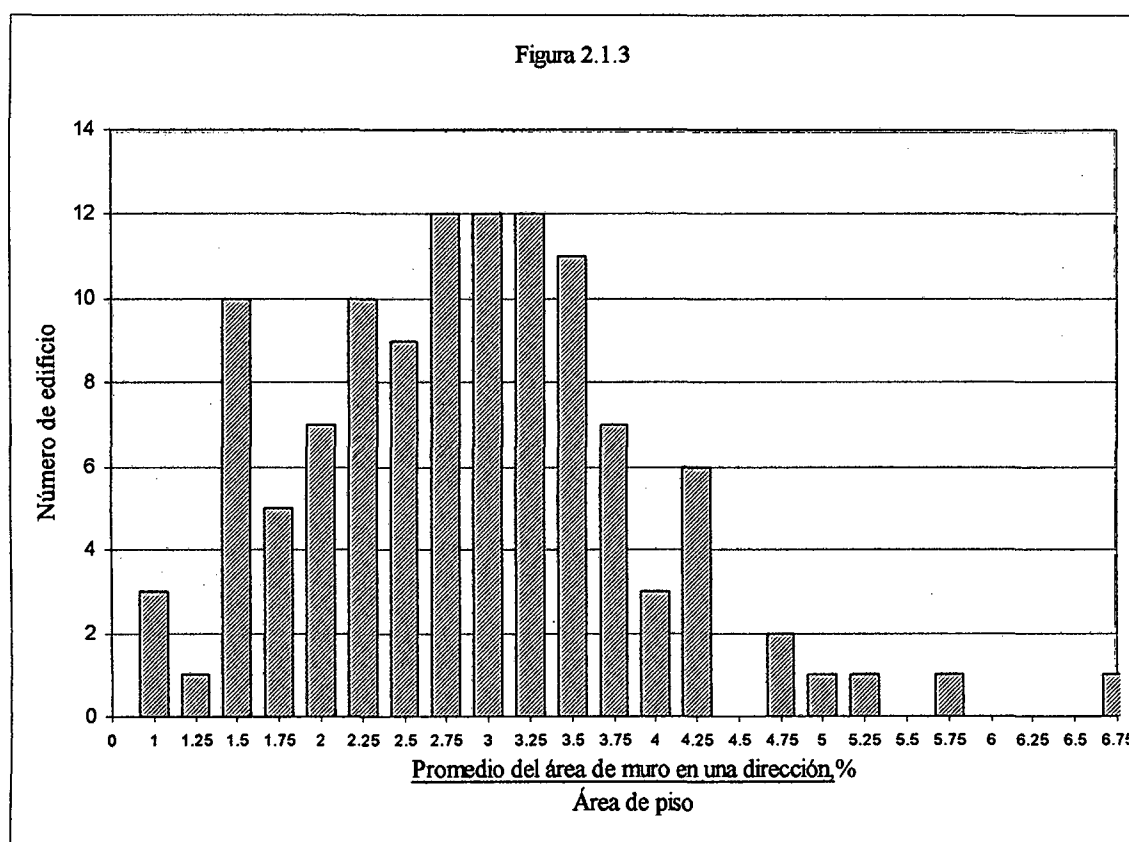
Uno de los más notables aspectos de los edificios de Viña del Mar fue la predominancia del sistema estructural que cuenta con muros de concreto armado para resistir cargas laterales y verticales. De los 117 edificios para los cuales fueron accesibles los planos de arquitectura y estructurales solo tres podrían ser clasificados como pórticos con uniones resistentes a momentos. Muros estructurales fueron usados para resistir cargas laterales y verticales para todos los otros edificios.

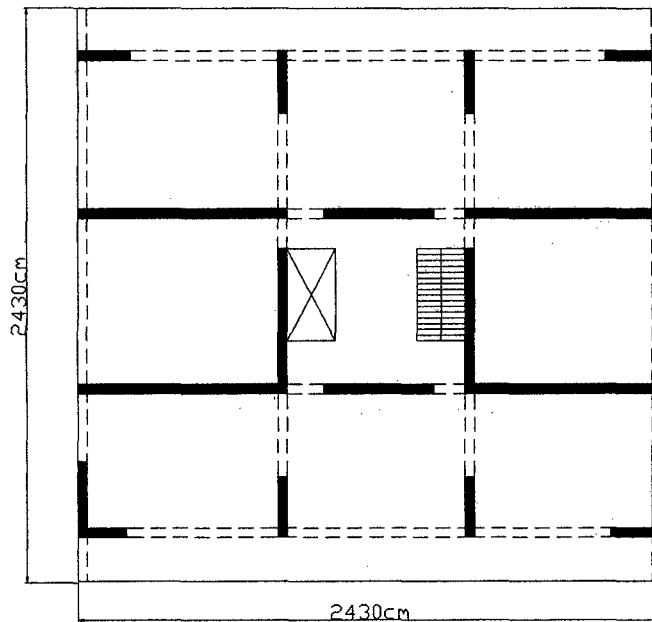
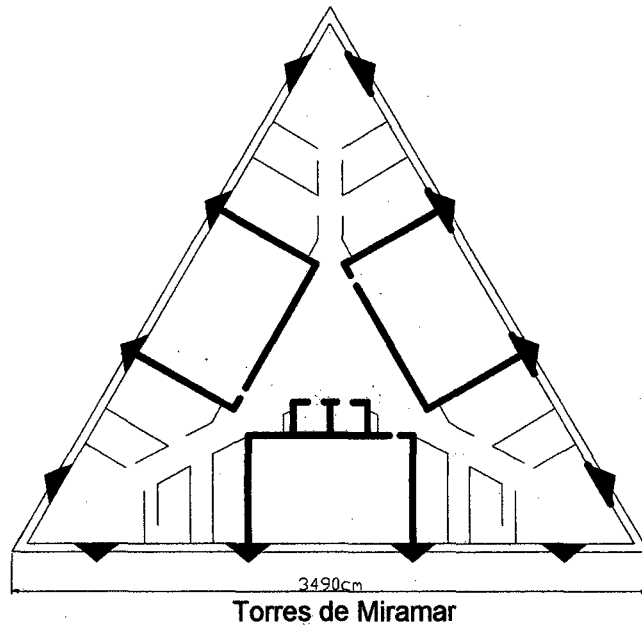


La densidad de muros en los edificios chilenos es relativamente grande comparada con edificios de similar altura en regiones sísmicas de los Estados Unidos, la proporción del promedio

del área del muro en una dirección a el área del piso en un piso típico inferior es mostrado en la Fig. 2.1.3. aproximadamente el 70% de los edificios tiene una densidad de muros del orden de 2% y 4%. Los planos de edificios representativos están mostrados en la Fig. 2.1.4. y las características estructurales están resumidas en la tabla 2.1.1.

Una variedad de formas en las secciones de corte de los muros puede ser observada. En la mayoría de los casos, secciones rectangulares estaban combinadas a formas T, L, y C. Muy pocos muros cuentan con elementos especiales de borde.





Torres del Sol

Figura 2.1.4.

Tabla 2.1.1

Edificio	Número de Pisos	Año de construcción	Altura	Área típica de piso	Densidad de muros		Propiedades de los materiales	
							f _c	f _y
			m	m ²	máx.	min.	kg/cm ²	Kg/cm ²
Torres de Miramar	20	1975	56.7	534	3.30%	2.70%	255	4200
Torres del Sol	22	1981	65.7	568	3.70%	2.20%	255	4200

2.1.3 Detalles del Refuerzo en los Muros

A pesar del predominio de sistemas de muros de concreto armado en los edificios chilenos, la Norma Chilena para concreto (NCH 429.Eof57 y NCh 430.Eof61) contiene pocos alcances concernientes a muros de concreto armado para regiones sísmicas. La Norma Chilena de concreto está basado en la norma alemana DIN de 1950, y la mayoría de los requerimientos se refieren a construcciones de pórticos en zonas no-sísmicas. Los detalles representativos en los muros de los edificios Viña del Mar son:

- ☐ Muros de 30 a 50 cm de espesor fueron el común en los edificios, mientras que la norma chilena exige un espesor de muro mínimo de 20 cm.
- ☐ Los refuerzos de flexión fueron concentrados en los extremos de los muros, ver Fig.2.1.5.
- ☐ El espesor del muro no se incrementa en los extremos. Elementos especiales de borde con un mayor espesor que al espesor del muro fueron observados en pocos casos. Sin embargo, el tamaño de los elementos especiales de borde

está basado en consideraciones arquitectónicas en vez de estructurales.

- 📖 El refuerzo longitudinal en los extremos del muro no fue confinado por el refuerzo transversal.
- 📖 La mayoría de muros cuentan con un mínimo de dos capas de refuerzo. La mínima cuantía de refuerzo distribuido en el alma fue de 0.2% y 0.5% en cada dirección.

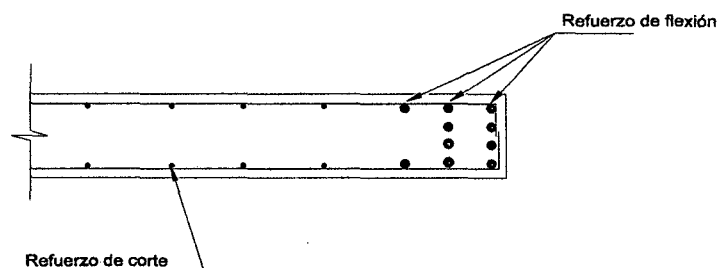


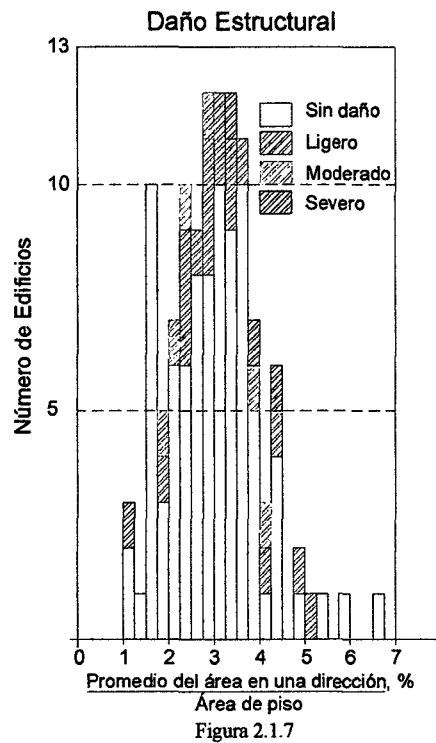
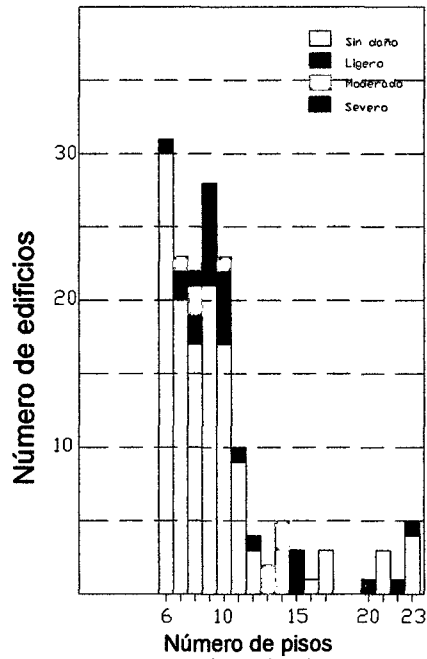
Figura 2.1.5

2.1.4 El Daño Observado

De los 165 edificios para los cuales fue accesible la información de los niveles de daños estructurales, cinco edificios fueron severamente dañados por el sismo. Cuatro de estos edificios fueron reparados y uno fue demolido 5 días después del sismo. Ocho edificios fueron moderadamente dañados y ligeros daños estructurales fueron observados en 21 edificios. Ciento treinta y uno edificios, cerca del 80% del total, no sufrieron ningún tipo de daño estructural.

La distribución del daño con respecto a la altura de los edificios es mostrada en la Fig. 2.1.6.; daños estructurales significativos se produjeron en los edificios de 12 a 15 pisos. Aproximadamente el 60% de los edificios en este rango de altura sufrieron daños estructurales

moderados o severos. La distribución de daño con respecto a la densidad de muros es mostrada en Fig. 2.1.7.



2.1.5 Interpretación de la Respuesta Estructural

El desempeño satisfactorio de los edificios en Viña del Mar durante el sismo de 1985 aparentemente contradice la filosofía de diseño expresado en el actual código U.S. donde se hace énfasis en los detalles de los refuerzos para garantizar la respuesta dúctil de los edificios durante largos ciclos de desplazamientos. Estos detalles no fueron proporcionados en las estructuras chilenas y la experiencia en Viña de Mar muestra claramente que estos detalles no se requieren en estos tipos de estructuras. Los edificios chilenos cuentan con un gran número de muros (una alta densidad de muros) para proporcionar rigidez y limitar los desplazamientos de la estructura durante un sismo.

2.1.6 La Demanda de Desplazamiento en Edificios de Muros Concreto Armado

Dos espectros representativos fueron escogidos para el estudio. El primero modela el movimiento del suelo registrado en Viña del Mar durante el sismo de 1985 y fue usado para establecer la demanda de desplazamientos en los edificios de Viña del Mar. El segundo es representativo de un movimiento del suelo en el oeste de los EE.UU. y proporciona una base para la evaluación de la viabilidad de adoptar la filosofía chilena de diseño en el código de los EE.UU.

La demanda de desplazamientos en los edificios estudiados fue aproximadamente la misma para los dos espectros de diseño considerados. La máxima distorsión promedio raramente excedió el 1% para los edificios con densidades de muros del orden de 2% a 4%, valores característicos para los edificios chilenos. La experiencia

chilena, ha mostrado que muros delgados* sin elementos especiales de borde poseen la suficiente capacidad de desplazamiento para sostener los niveles de deformaciones inelásticas. La demanda de desplazamiento se incrementa rápidamente para densidades de muros menores al 2% y fue aproximadamente independiente para densidad de muro de más del 4%. Los edificios en Viña del Mar fueron diseñados con una densidad óptima aproximada de muros. Si una menor cantidad de muros hubiera sido usada, los desplazamientos durante el sismo de 1985 y los daños, habrían sido mayores. Usando una mayor cantidad de muros (una alta densidad de muros) se habría incrementado el costo de los edificios, pero no se hubiera incrementado la demanda de desplazamientos significativamente.

2.2 Respuesta Sísmica del Edificio Miramar en Viña del Mar–Chile, Celebi M. And Safak E. [9]

El 3 de marzo de 1985 se produjo un sismo de 7.8 en la escala de Richter que causó una variedad de daños en los edificios en las ciudades de Viña del Mar, San Antonio, Melipilla, como también en la capital Santiago. La ubicación del epicentro del sismo, algunas replicas importantes y las principales poblaciones afectadas por el sismo están indicados en la Fig. 2.2.1.

En la ciudad costera del Viña de Mar algunas estructuras construidas con una única característica arquitectónica, como Edificio Hotel Angora y Edificio Acapulco, sufrieron daños severos mientras que otros próximos a estos edificios, como el Edificio Miramar, sobrevivieron el sismo sin ningún tipo de daño. El Edificio Miramar es uno de los varios, típicamente

* Espesores mínimos según la Norma Chilena es 20 cm (nota del autor)

construidos, de veintidós pisos, triangular en planta, simétrico, edificio de concreto armado que decora la playa de Viña del Mar, Chile.

El propósito de esta investigación es estudiar la respuesta sísmica del Edificio Miramar el cual fue temporalmente instrumentado para registrar movimientos sísmicos en agosto de 1985, cinco meses después del evento principal. Ensayos de vibraciones libres y ambientales fueron efectuados. Los registros de sismos producidos después del sismo de marzo de 1985 fueron usados para determinar el desempeño y las características de vibración de la estructura. También los registros de los mismos sismos obtenidos en una estación cercana fueron usados para determinar la frecuencia dependiente de la amplificación del movimiento en el sitio del edificio. El alcance de este estudio está limitado solo al análisis derivado de la información de los sismos producidos después marzo hasta agosto de 1985 y a los ensayos realizados.

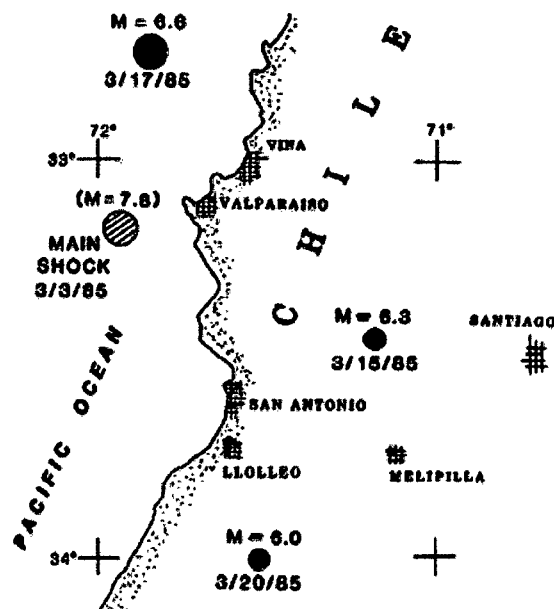


Figura 2.2.1.

2.2.1 Características del Edificio

El Edificio Miramar es un edificio de concreto armado de 56 metros de altura, 22 pisos, simétrico. Una vista general y una vista en planta del edificio son mostrados en las Fig. 2.2.2 y Fig. 2.2.3, respectivamente. La rigidez traslacional y torsional del edificio es proporcionada por tres canales (en forma de U) centrales formados por muros de corte y columnas triangulares alrededor del perímetro del edificio. Los muros de corte alrededor del elevador proporcionan solo una pequeña excentricidad.

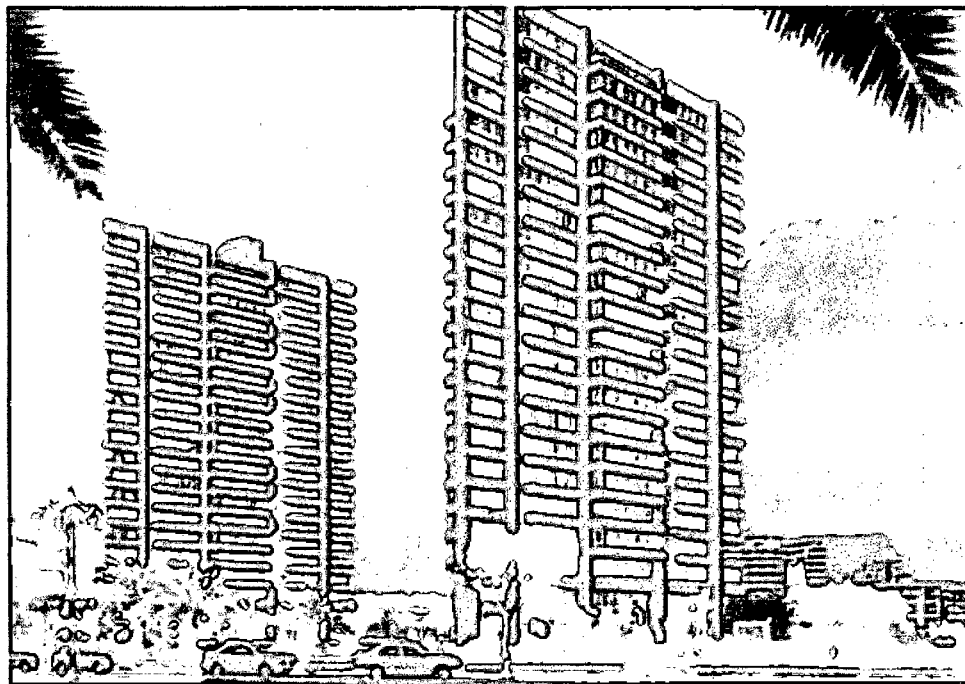


Figura 2.2.2.

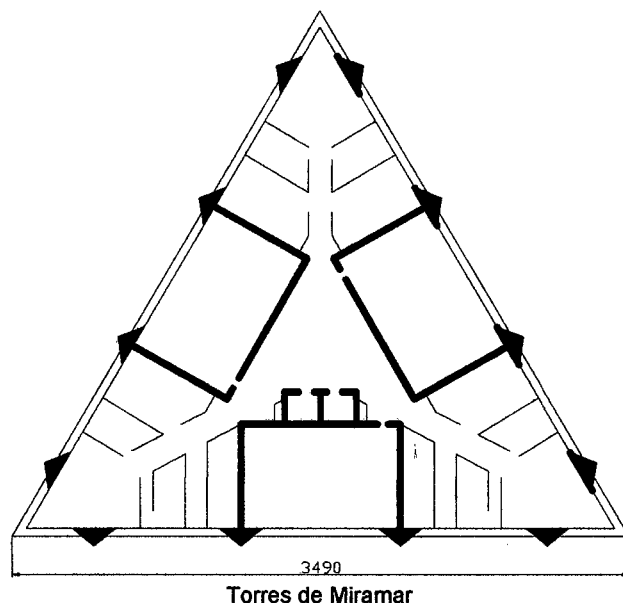


Figura 2.2.3.

2.2.2 Instrumentación Temporal

Después de ocurrido el sismo de 1985, otros considerables sismos de menor magnitud fueron ocurriendo, con la esperanza de registrar la respuesta del edificio, cinco instrumentos fueron temporalmente instalados en el edificio, tres en el sótano y dos en la azotea del edificio. Estos lugares, llamados estaciones TRA, TRB, TRC (en el sótano), TRD y TRE (en la azotea) son mostrados en la Fig. 2.2.4. estas estaciones no estuvieron sincronizadas. Durante dos días, dos pequeños sismos de magnitudes menores a 5 fueron registrados en las estaciones del edificio como también en la estación VAL (situado en la universidad de Santa María en Valparaíso). También, ensayos de vibración libre y ambientales fueron realizados usando los instrumentos de la azotea.

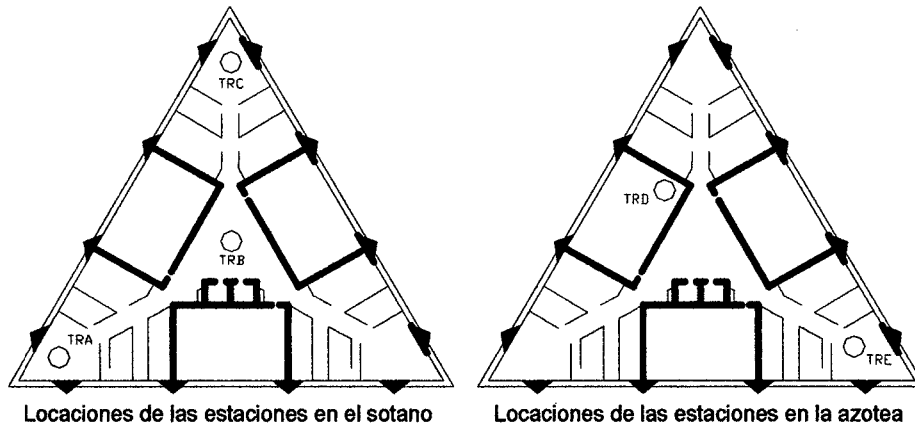


Figura 2.2.4.

Para obtener la frecuencia dominante, los registros de velocidad obtenidos de los ensayos fueron integradas para obtener el registro de desplazamientos, los cuales fueron usados para calcular el amortiguamiento correspondiente a 1Hz, que es el valor del modo dominante. El amortiguamiento calculado usando decrementos logarítmicos fue aproximadamente 1.5% (un valor promedio entre 1.4% y 1.6% de los diferentes registros), valor muy bajo para el modo traslacional de un edificio de concreto armado. Usualmente el rango del amortiguamiento para la vibración traslacional de estructuras de concreto armado es de 3-5% o un mayor valor.

Las componentes verticales de los registros obtenidos en las estaciones ubicadas en el sótano TRA, TRB y TRC fueron investigadas para examinar la posible interacción entre el edificio y el suelo de fundación. La primera forma de modo en 1Hz (determinado

para un movimiento horizontal) posee un amortiguamiento pequeño y por ende no puede ser el único que contribuye con la disipación de la energía. Entonces es posible que otra acción como una interacción entre el suelo de fundación y el edificio disipen la energía introducida por el sismo.

Las componentes verticales de los registros TRA, TRB y TRC fueron sincronizados por dos métodos, el primero aceptando que el primer pico ocurre en el mismo instante y, el segundo maximizando la correlación cruzada (Safak y Celebi, 1987). Ambos métodos mostraron que hubo una gran diferencia. Entonces el amortiguamiento calculado para la interacción entre el edificio y el suelo de fundación de acuerdo con el procedimiento descrito en Safak y Celebi (1987) es del orden de 14% (el mismo procedimiento fue usado para el amortiguamiento horizontal de los registros de las estaciones TRD y TRE).

El movimiento vertical experimentado por la estructura fue amplificado significativamente en aproximadamente 2.25-2.5 Hz. De otro lado, hay un amortiguamiento sustancial, de aproximadamente 14% asociado con las acciones verticales. Es posible que la estructura haya disipado energía a través de la interacción suelo estructura de fundación, por consiguiente fue posiblemente esta la razón del buen desempeño del edificio durante el sismo de 3 de marzo de 1985.

2.3 Comparación de la Respuesta de Cinco Sistemas Estructurales, Bonelli [8]

La forma predominante de construcción de edificios usado en Chile puede ser clasificado como muros portantes. Esta técnica es mucho más económica que un sistema dual. El buen desempeño de los edificios durante el sismo de 3 de marzo de 1985 ($M_s=7.5$) sugiere que las estructuras con una determinada densidad de muros, entre 2% a 4%, es un efectivo sistema estructural.

Este estudio evalúa la importancia de los muros para un buen desempeño de los edificios bajo acciones sísmicas, para lo cual se condujo un detallado estudio analítico para cinco edificios, ver Fig. 2.3.1, variando la densidad de muros.

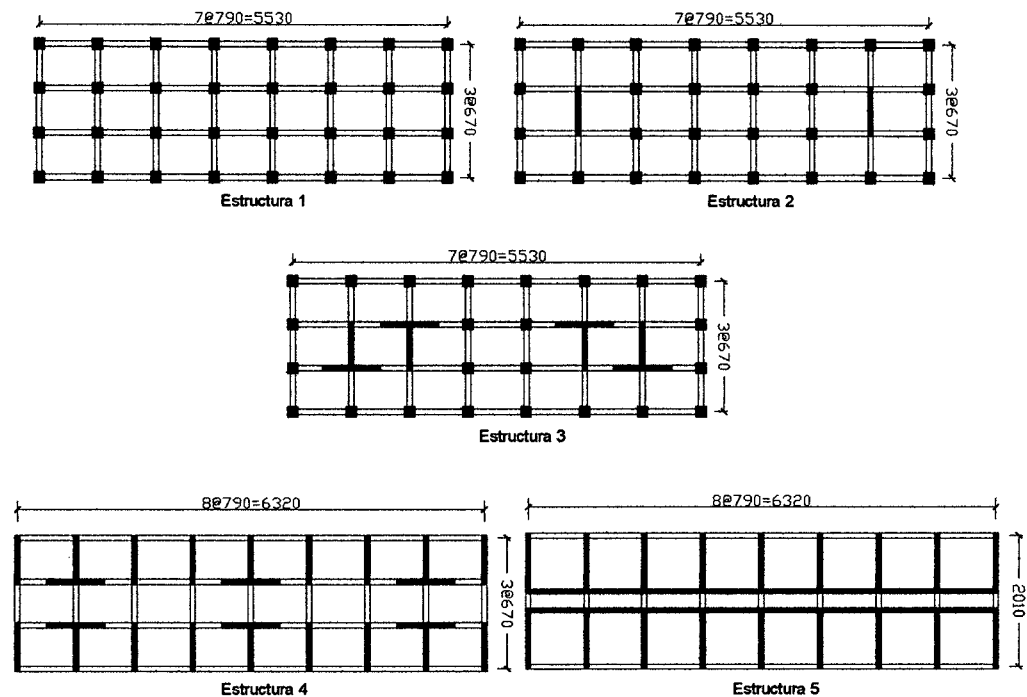


Figura 2.3.1.

2.3.1 Características de las Estructuras

Cinco edificios de 12 pisos fueron seleccionados para este estudio. Los tres primeros tienen una altura de entrepiso de 3.65 m, y los otros 2.7 m.

La Fig. 2.3.1. muestra la configuración estructural de los edificios estudiados. Las dimensiones de los principales elementos son mostradas en la tabla 2.3.1.

Tabla 2.3.1.
Dimensión de los elementos (cm)

Elementos	Edificio 1	Edificio 2	Edificio 3	Edificio 4	Edificio 5
Vigas	50x60	50x60	25x60	25x60	20x90
Columnas interiores	70x70	70x70	55x55	-	-
Columnas Exteriores	95x95	115x115	55x55	-	-
Espesor de muros de configuración T	-	-	50	15	-
Espesor de muros rectangulares	-	20	-	15	20

2.3.2 Diseño de las Estructuras

Los edificios fueron analizados de acuerdo al código chileno (NCh433.Of96). El programa de computo ETABS fue usado para el análisis dinámico. Los periodos fundamentales, el peso y la densidad de muros son mostrados en la tabla 2.3.2.

Tabla 2.3.2.

Edificio	Dirección de Análisis	T* [s]	Área de muro / Área total de piso [%]
1	X	1.71	-
	Y	1.73	-
2	X	1.77	-
	Y	1.39	0.24
3	X	1.42	0.43
	Y	1.14	1.21
4	X	0.85	0.31
	Y	0.56	1.42
5	X	0.93	1.31
	Y	0.53	2.63

Los cinco edificios mostrados en la Fig. 2.3.1. fueron analizados usando el programa RUAUMOKO (Análisis inelástico de estructuras planas). Los registros de severos sismos como Viña del Mar 1985, Lolleo 1985, México, Northridge 1994 y Kobe 1995, fueron considerados en el análisis.

2.3.3 Desplazamientos Laterales

Las más grandes demandas fueron registradas para Northridge y Kobe, ver Fig. 2.3.2. La rigidez de los sistemas estructurales juega un rol importante en el control de desplazamientos. Las distorsiones de entrepiso pueden ser reducidas de 1.3% a 0.85% para Kobe y de 1.9% a 1% para Northridge, esto se logra insertando algunos muros convenientemente colocados, y esto conlleva a reducir los daños.

Incluso el registro chileno no tiene importantes demandas, las estructuras flexibles podrían alcanzar distorsiones de entrepiso de 0.85% para los registros de Viña del Mar y Lolleo, esto significa que sólo ocurrirían daños ligeros a moderados. Una gran reducción del

daño puede ser lograda incluyendo muros en los edificios, con resultados en la disminución de la distorsión en menos de 0.5%, lo cual no causa importantes daños estructurales. Usando muros se puede lograr una respuesta elástica sin incrementar el costo, como se comprobó en 1985 en Chile.

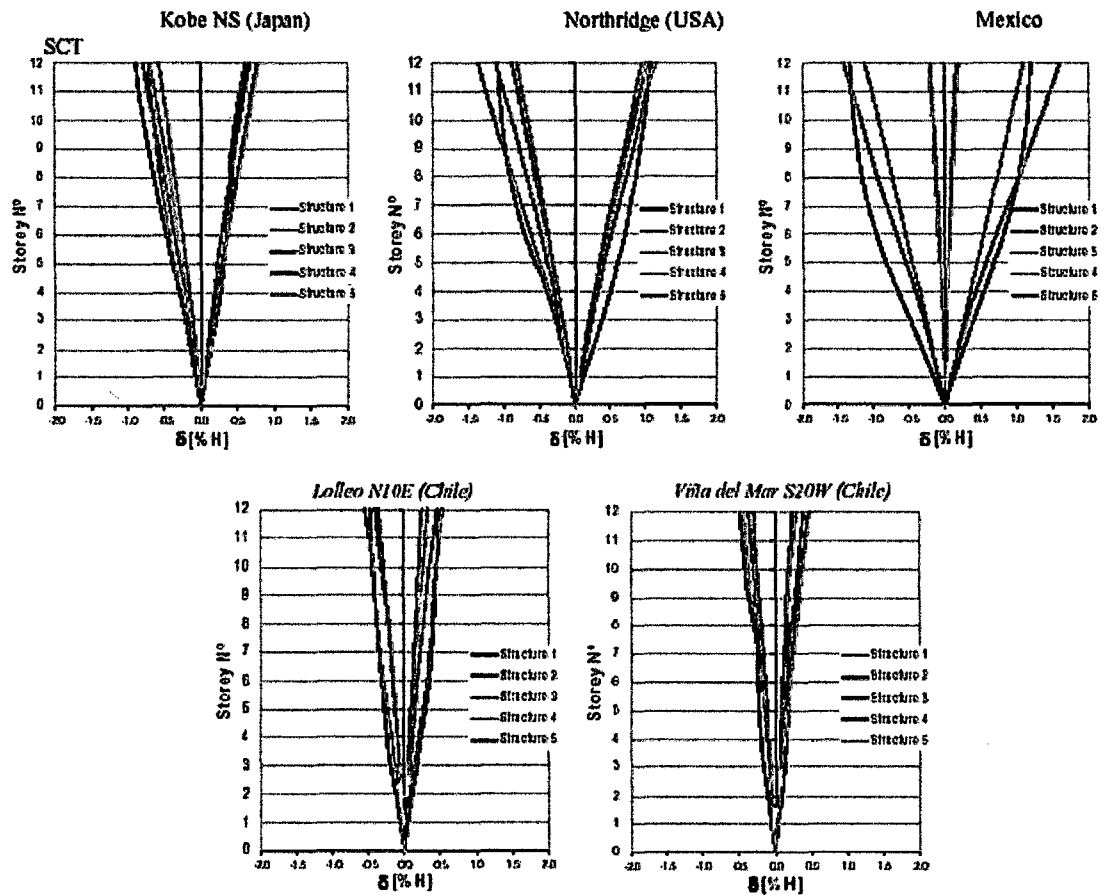


Fig. 2.3.2.

La demanda de desplazamientos puede ser estimada del espectro desplazamiento usando la expresión:

$$\delta_{\max} = \alpha S_d(\sqrt{2T}; \xi = 5\%)$$

La tabla 2.3.3. muestra los valores calculados con un análisis inelástico y usando la fórmula señalada arriba para $\alpha=1.3$ [Moehle, 1996].

Tabla 2.3.3.

Edificio	T	T√2	Desplazamiento Lateral del Techo / la altura del edificio (%)									
			Kobe		Northridge		México		Llolleo		Viña del Mar	
			(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
1	1.73	2.44	0.89	1.05	1.08	2.21	1.33	3.19	0.48	0.58	0.48	0.31
2	1.39	1.96	0.72	1.1	1.36	1.77	1.6	2.84	0.54	0.71	0.43	0.36
3	1.14	1.61	0.79	1.2	1.09	1.5	1.11	0.85	0.45	0.52	0.4	0.38
4	0.56	0.79	0.79	0.96	1.01	0.63	0.21	0.17	0.36	0.44	0.48	0.55
5	0.52	0.73	0.77	0.95	0.95	0.62	0.2	0.17	0.36	0.43	0.46	0.54

(1) Análisis Dinámico inelástico.

(2) Calculado a partir del espectro de desplazamiento para $\sqrt{2}$ y un amortiguamiento de 5%.

2.3.4 Evaluación del Daño

El índice de daño fue calculado para secciones críticas. El índice de daño de Park y Ang fue elegido para este estudio porque es el mas usado. Este índice fue calculado para una viga en el sexto piso y una columna y un muro en el primer piso, y son mostrados en la tabla 2.3.4., proporcionando una mayor información sobre el daño esperado en los elementos. El espectro de diseño usado en el análisis es muy similar al espectro registrado en Viña del Mar. Todas las estructuras tendrían ligeros daños bajos similares condiciones. En una sección crítica en la viga, el daño variaría entre sin importancia y moderado. Los muros y las columnas habrían tenido daños entre ligeros a moderados. Este diseño es entonces satisfactorio.

Los edificios diseñados con el código chileno se habrían comportado muy diferente bajo otras condiciones. Las vigas habrían alcanzado el estado último limite para los edificios 3 y 4 en Northridge, y el edificio 4 en Kobe. Daños severos podrían haber ocurrido en los edificios 1 y 2 en Northridge y México. Incluso algunos daños importantes serian esperados en elementos verticales.

Tabla 2.3.4.

Edificio	Registro	Drift (%)	Piso	Daño total del edificio	Vigas del sexto piso		Elementos verticales		
					ID Park & Ang	Daño posible	Elemento	ID Park & Ang	Daño posible
1	Kobe	1.335	9	Moderado	0.489	Moderado	Columnas	-	Insignificante
	Northridge	1.921	5	Moderado-Severo	0.953	Severo	Columnas	0.403	Moderado
	México	2.103	3	Severo	1.126	Colapso	Columnas	0.970	Severo
	Llolleo	0.850	9	Ligero-Moderado	0.312	Moderado	Columnas	-	Insignificante
	Viña del Mar	0.848	8	Ligero-Moderado	0.197	Sin importancia	Columnas	-	Insignificante
2	Kobe	1.318	11	Moderado	0.695	Moderado	Muro	0.660	Moderado
	Northridge	1.774	11	Moderado-Severo	1.466	Colapso	Columnas	0.628	Moderado
		Muro	0.382	Moderado					
	México	1.887	8	Moderado-Severo	1.502	Colapso	Columnas	0.717	Moderado
	Muro	0.800	Severo						
Llolleo	0.86	11	Ligero-Moderado	0.358	Moderado	Columnas	1.000	Severo	
Muro	0.369	Moderado							
Viña del Mar	0.743	12	Ligero-Moderado	0.281	Sin importancia	Columnas	0.340	Moderado	
Muro	0.570	Moderado							
Columnas	-	Insignificante							
3	Kobe	0.980	11	Moderado	0.800	Moderado	Muro	0.443	Moderado
	Northridge	1.290	10	Moderado	1.000	Colapso	Columnas	-	Insignificante
		Muro	0.696	Moderado					
	México	1.180	10	Moderado	1.000	Colapso	Columnas	0.418	Moderado
	Muro	0.946	Severo						
Llolleo	0.610	11	Ligero	0.750	Moderado	Columnas	0.629	Moderado	
Muro	0.236	Sin importancia							
Viña del Mar	0.490	10	Ligero	0.670	Moderado	Columnas	-	Insignificante	
Muro	0.188	Sin importancia							
Columnas	-	Insignificante							
4	Kobe	0.850	11	Ligero	1.000	Colapso	Muro	0.400	Moderado
	Northridge	1.120	11	Ligero-Moderado	1.000	Colapso	Muro	0.463	Moderado
	México	0.270	11	Insignificante	0.138	Sin importancia	Muro	0.063	Insignificante
	Llolleo	0.460	11	Ligero	0.285	Sin importancia	Muro	0.188	Sin importancia
	Viña del Mar	0.550	11	Ligero	0.540	Moderado	Muro	0.238	Sin importancia
5	Kobe	0.850	11	Ligero	-	-	Muro	0.516	Moderado
	Northridge	1.063	11	Ligero-Moderado	-	-	Muro	0.575	Moderado
	México	0.265	11	Insignificante	-	-	Muro	0.056	Insignificante
	Llolleo	0.470	11	Ligero	-	-	Muro	0.241	Sin importancia
	Viña del Mar	0.542	11	Ligero	-	-	Muro	0.288	Sin importancia

El daño total del edificio esta basado en [Visión 2000], y el índice local de daño se basa en [Park J. & Ang A.H.S. (1985)]

2.4 Estimación Aproximada del Periodo Natural para Edificios Multifamiliares con un Sistema Dominante de Muros de Corte, Chun, and Yang [12]

La mayoría de códigos para estructuras de concreto armado incluyendo el código coreano de estructuras (KBC 1988) usan el periodo del edificio para proporcionar directamente la magnitud de la fuerza la cual debe ser resistida por el edificio en un nivel específico de esfuerzos y proporcionan fórmulas empíricas para determinar el periodo fundamental para establecer la fuerza lateral mínima exigida. Sin embargo, como los códigos no han llegado a un acuerdo en un método uniforme para determinar los periodos, porque los niveles de fuerzas de diseño requeridas y las características de los edificios construidos en cada región son diferentes, para determinar la fuerza cortante de diseño en la base, las fórmulas especificadas del periodo en la actual KBC son adoptadas del código UBC [Uniform Building Code,1988], las cuales estaban basados en los periodos medidos en los edificios de los registros del sismo de San Fernando de 1971. También, en el caso de edificios multifamiliares construidos con muros de corte y losas delgadas sin columnas y vigas, en el presente estudio se ha demostrado que se cometen errores muy graves en la estimación del periodo si se usan estas fórmulas, y varios estudios de este tipo de edificaciones han demostrado que estas estructuras tienen características dinámicas diferentes que las presentadas en los actuales códigos de diseño.

Para estimar el periodo fundamental de edificios multifamiliares que basan su desempeño en muros de corte y losas delgadas se han realizado medidas en cincuenta edificios, para lo cual se ha empleado el código coreano de estructuras de 1988. El objetivo de este estudio fue obtener una fórmula para el periodo fundamental de este tipo de edificación y evaluar la

confiabilidad de las fórmulas presentados en los diferentes códigos de diseño estructural.

2.4.1 Características de las Edificaciones

Los edificios multifamiliares con un sistema predominante de muros de corte son representativos de edificios residenciales construidos en áreas domesticas. Este tipo de estructuras construidas con muros de concreto armado y losas delgadas sin columnas y vigas, los cuales son los elementos principales para resistir las fuerzas laterales, son continuos a través de toda la altura de la edificación. El espesor de los muros y las losas es de 20 cm. La planta típica de los edificios es mostrada en la Fig. 2.4.1. Los detalles referente a las dimensiones en planta, el número de pisos y la altura de los edificios, y la densidad de muros(la suma de áreas de muros en una dirección entre el área total de un piso) en la dirección de análisis son presentados en la tabla 2.4.1.

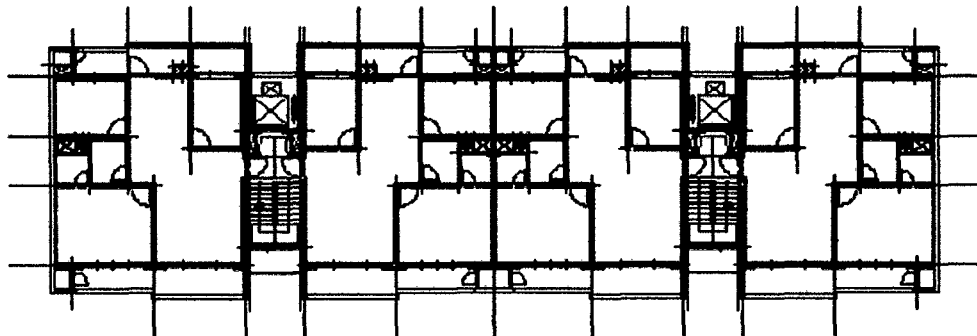


Figura 2.4.1.

Tabla 2.4.1

Edificio	N° pisos	Dimensión (m)			L	Periodo Medido, sec		Periodo pronosticado, sec	
		Altura	Longitud	Ancho		Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
1	15	40	38.98	11.26	0.15/0.28	1.92	0.71	0.58(2.42)	1.07(0.81)
2	15	40	27.22	12.83	0.15/0.26	N.A ¹	1.08	0.69	1.01
3	20	53.5	30.94	12.38	0.13/0.23	1.89	1.19	0.87(2.16)	1.37(1.29)
4	20	53.5	31.66	12.02	0.14/0.21	1.9	1.44	0.86(2.36)	1.39(1.59)
5	20	53.5	30.94	10.88	0.14/0.27	1.93	N.A	0.87	1.46
6	15	40	49.22	11.61	0.07/0.20	N.A	1.27	0.51	1.06
7	15	40	27.22	12.83	0.12/0.26	2.22	N.A	0.69	1.01
8	15	40	56.28	12.47	0.13/0.25	1.86	1.16	0.48	1.02
9	15	40	28.14	12.47	0.13/0.27	1.66	1.09	0.68	1.02
10	15	40	34.46	12.47	0.13/0.26	1.93	N.A	0.61(2.06)	1.02(0.90)
11	20	53.5	42.2	12.14	0.13/0.24	2.11	N.A	0.74(3.09)	1.38(1.35)
12	15	40	39.98	11.28	0.15/0.25	1.63	N.A	0.58	1.07
13	15	40	27.22	12.83	0.12/0.28	2.05	0.91	0.69(2.58)	1.01(1.09)
14	20	53.5	41.8	11.18	0.16/0.23	1.82	1.16	0.74(2.06)	1.44(1.21)
15	20	53.5	37.2	12.36	0.16/0.21	1.95	N.A	0.79(2.66)	1.37(1.05)
16	20	53.5	45.4	11.94	0.16/0.21	1.88	N.A	0.71(2.28)	1.39(1.15)
17	20	53.5	45.4	11.94	0.17/0.21	1.82	1.5	0.71	1.39
18	20	53.5	32	11.94	0.17/0.22	1.76	N.A	0.85(2.60)	1.39(1.14)
19	15	40	51.9	10.36	0.15/0.29	1.91	0.9	0.50(2.36)	1.12(1.10)
20	15	40	34.6	10.36	0.15/0.30	N.A	0.86	0.61(1.89)	1.12(0.91)
21	15	40	61.8	11.8	0.15/0.25	1.89	1.28	0.46	1.05
22	15	40	41.6	11.8	0.14/0.26	N.A	0.99	0.56	1.05
23	15	40	53.4	10.8	0.13/0.28	N.A	1.16	0.49	1.1
24	15	40	36.6	11.9	0.15/0.27	1.92	1.27	0.6	1.04
25	15	40	35.6	10.8	0.17/0.29	1.79	N.A	0.6	1.1
26	15	40	42.9	11	0.17/0.24	1.65	N.A	0.55	1.09
27	18	48.1	43.4	11.62	0.11/0.24	1.81	N.A	0.66(2.74)	1.27(1.05)
28	20	53.5	34.64	10.73	0.16/0.28	1.85	1.17	0.82	1.47
29	18	48.1	34.6	12.5	0.15/0.23	1.88	1.23	0.74	1.22
30	20	53	53.6	11.4	0.14/0.19	1.88	1.12	0.65(2.85)	1.41(1.22)
31	20	53.5	29.44	11.4	0.14/0.20	1.83	N.A	0.89(2.75)	1.43(1.53)
32	20	53.5	35.48	11.4	0.15/0.20	1.92	1.31	0.81(2.96)	1.43(1.44)
33	20	53.5	52.5	10.92	0.16/0.28	1.79	1.06	0.66(2.88)	1.46(1.32)
34	22	58.9	52.5	10.92	0.16/0.29	1.89	1.04	0.73	1.6
35	25	67	43.4	12.12	0.12/0.23	2.33	1.79	0.92(3.23)	1.73(1.93)
36	25	67	35	10.92	0.15/0.30	N.A	1.33	1.02	1.82
37	25	67.9	38.1	12.3	0.12/0.24	2.56	1.39	0.99(3.65)	1.74(1.41)
38	25	67.9	20.8	11.5	0.16/0.28	2.04	1.59	1.34(2.67)	1.80(1.73)
39	25	67.9	27.3	12	0.11/0.25	2.17	1.61	1.17(3.06)	1.76(1.87)
40	25	68	63.9	11.5	0.10/0.23	2.5	N.A	0.77(3.66)	1.80(2.20)
41	25	68	51.84	12.6	0.13/0.21	2.13	1.69	0.85(2.68)	1.72(1.90)
42	19	51.1	36.8	11.2	0.16/0.28	1.89	N.A	0.76(2.09)	1.37(1.20)
43	20	53.9	36.8	11.2	0.16/0.26	1.79	1.25	0.80(2.12)	1.45(1.42)
44	15	40	18.3	10.7	0.11/0.30	1.69	0.9	0.84(1.88)	1.10(0.92)
45	20	55.6	35.6	11.4	0.19/0.17	1.79	N.A	0.84(2.65)	1.48(1.18)
46	20	55.6	53.4	11.4	0.16/0.17	1.72	1.25	0.68(2.32)	1.48(1.29)
47	20	55.6	41.6	12	0.14/0.25	1.82	1.27	0.78(2.63)	1.44(1.29)
48	20	54	31.8	10	0.13/0.28	N.A	1.25	0.86(2.06)	1.54(1.30)
49	20	54	51.2	11.6	0.11/0.22	1.96	1.39	0.68(3.61)	1.43(1.68)
50	20	54	50.4	12.3	0.09/0.27	2.13	1.2	0.68(3.70)	1.39(1.53)

¹ Nota: Lw implica la longitud del muro, en metros por unidad de área, en metros cuadrados, en la dirección longitudinal/transversal; N.A: Registro no disponible; periodo pronosticado proporcionado por el código, $0.09 H/\sqrt{B}$, y () indica el periodo obtenido del análisis.

2.4.2 Comparación de los Periodos Prescritos en los Códigos

El actual código coreano especifica que el periodo fundamental de edificios multifamiliares con un sistema predominante de muros de corte para determinar la fuerza cortante de diseño en la base puede ser estimado por:

$$T = 0.09H / \sqrt{B} \quad (1)$$

Donde: H es la altura total del edificio en metros, B -la dimensión total en planta de la edificación en metros, en la dirección paralela a la aplicación de la fuerza. Esta fórmula derivada del Uniform Building Code de la versión 1988 para mostrar su relativa exactitud, los periodos medidos son comparados con los periodos obtenidos de la fórmula (1). En la Fig. 2.4.2 se observa que la fórmula propuesta por el Código coreano proporciona un periodo mucho más corto en la dirección longitudinal y más largos en dirección transversal que los medidos en el estudio. El mayor problema de esta fórmula es que la diferencia de la rigidez debido a los muros de corte en ambas direcciones es ignorada. Esta observación claramente indica que esta fórmula es inadecuada y que es difícil estimar el periodo de este tipo de edificios con simples variables como la altura o la dimensión del edificio los cuales no pueden incorporar la rigidez de la estructura. Resultados análogos pueden ser encontrados en la Fig. 2.4.3 los cuales muestran la relación entre los periodos medidos y los valores dados por fórmulas empíricas de varios códigos de estructuras como el de Building Standard Law de Japón de 1994, el código Australiano Wind Loading 1170.2 de 1989 y Uniform Building Code de 1997. El código de estructuras canadiense NBC 1995 y el código norteamericano UBC, permiten una fórmula alternativa que incluye la cantidad de muros

para estimar el periodo fundamental para este tipo de estructuras. La fórmula alternativa de NBC 1995 es:

$$T = 0.09H / \sqrt{D_s}$$

Donde D_s es la longitud del muro en metros, los cuales constituyen el principal sistema de resistencia lateral en la dirección paralela a la aplicación de fuerzas. La fórmula alternativa de UBC 1997 es:

$$T = 0.1 / \sqrt{A_c} h^{3/4}$$

Donde A_c es el área efectiva combinada, en pies cuadrados.

La relación entre los periodos obtenidos de estas dos fórmulas y los periodos medidos son mostrados en las Fig. 2.4.4 y Fig. 2.4.5 respectivamente. Observando estas figuras, para todos los edificios estas dos fórmulas dan un periodo mucho menor, dos o tres veces que el periodo medido. Entonces, usar estas fórmulas que tampoco pueden incorporar la rigidez de la estructura es inapropiado para estimar el periodo fundamental de este tipo de estructuras.

2.4.3 Fórmula Empírica para Edificios Multifamiliares

Obtener una fórmula simple pero más confiable para el periodo fundamental de este tipo de estructuras. Se llevó a cabo un análisis de regresión sobre la base del registro de los periodos medidos para los 50 edificios (78 puntos) listados en la tabla 2.4.1, la siguiente fórmula fue determinada:

$$T = 0.4H^{0.2} / \sqrt{\rho} - 0.5$$

Donde: ρ -el valor definido como la suma de áreas de muros en una dirección entre el área total de un piso, en la dirección de

análisis, H es la altura del edificio en metros. La figura 2.4.6 muestra la fórmula obtenida del análisis de regresión junto a los periodos medidos.

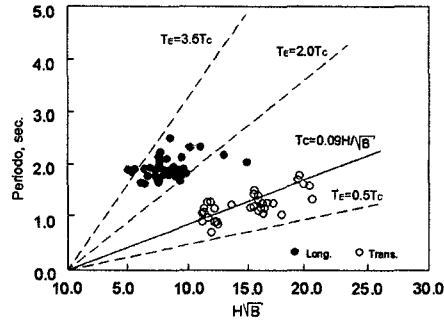


Figura 2.4.2

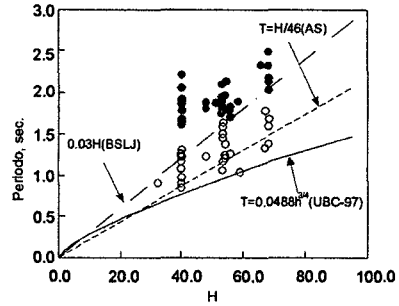


Figura 2.4.3

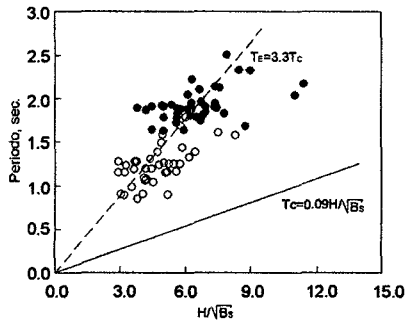


Figura 2.4.4

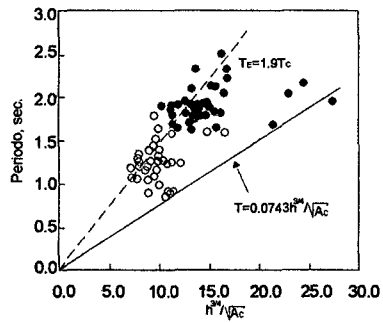


Figura 2.4.5

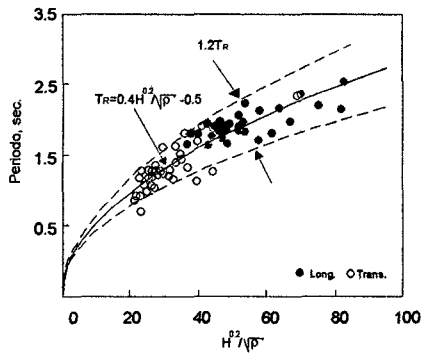


Figura 2.4.6

2.5 Estudio Experimental de Muros de Concreto Armado Bajo Falla por Corte, Hidalgo y Ledesma [20]

El desempeño de los Edificios Chilenos durante el sismo de 3 de Marzo de 1985, demostró que se puede lograr un comportamiento sísmico satisfactorio, cuando el promedio de la suma del área de muros en una dirección con el área total de un piso típico esta entre 2% y 3%. Los niveles de esfuerzo de flexión en los refuerzos extremos y de corte en el muro se mantuvieron en un nivel moderado. Los daños estructurales fueron adecuadamente controlados debido a la alta rigidez lateral del sistema estructural.

En el presente estudio, el comportamiento de muros que fallan por corte ha sido investigado, ya que varios edificios chilenos han mostrado este tipo de comportamiento durante sismos severos pasados. Este comportamiento es típico de edificios de baja altura.

2.5.1 Programa Experimental y Resultados de los Ensayos

Los muros fueron ensayados en el equipo de prueba mostrado en Fig. 2.5.1, el cual fue diseñado para prevenir la rotación de la parte superior e inferior de los especímenes mientras se aplicaban ciclos de cargas laterales a la mitad de la altura del muro.

Las características de los muros ensayados se muestran en la tabla 2.5.1. Donde M es el momento en la base del muro suponiendo que la rotación es cero en ambos extremos del espécimen, V es la fuerza cortante y l_w la longitud del muro. Todos los muros fueron diseñados con suficiente refuerzo vertical (A_{sb} , es el refuerzo vertical en cada extremo del muro) en los extremos para prevenir que falle por flexión y forzar la falla por corte. Otro parámetro ensayado fue la

cantidad de refuerzo vertical y horizontal distribuido en el alma del muro. Debido al limitado espesor t_w del muro, el refuerzo horizontal y vertical distribuido fue colocado en una sola capa.

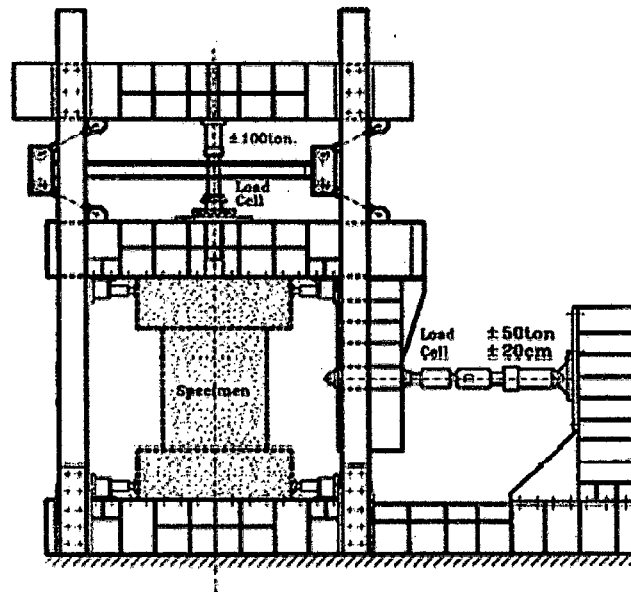


Figura 2.5.1.

La secuencia de carga de cada ensayo consiste de dos ciclos de desplazamientos como se muestra en la Fig. 2.5.2. la amplitud especificada fue gradualmente incrementada y sigue una secuencia que varía de acuerdo a la razón de $M/(V \cdot l_w)$. Las cuatro últimas columnas muestran los principales resultados obtenidos de los ensayos. V_{cr} es la carga que produce la primera fisura diagonal de esquina a esquina del espécimen.

Tabla 2.5.1. Características de los muros y resultados de los ensayos

Muro	t_w (cm)	l_w (cm)	h_w (cm)	$M /$ ($V \cdot l_w$)	ρ_h (%)	ρ_v (%)	f_y (MPa)	f_c (MPa)	A_{sb} (cm^2)	V_{cr} (kN)	Drift _{cr} (%)	V_n (kN)	Drift _u (%)
1	12	100	200	1	0.13	0.25	408	20.1	10.2	136	(*)	198	0.66
2	12	100	200	1	0.25	0.25	418	20.4	10.2	131	(*)	269	0.75
4	12	100	200	1	0.38	0.25	418	20.3	12.7	150	(*)	324	0.75
6	12	130	180	0.69	0.13	0.26	326	18.3	10.2	215	(*)	309	0.44
7	12	130	180	0.69	0.25	0.13	490	18.9	10.2	213	(*)	364	0.63
8	12	130	180	0.69	0.25	0.26	490	16.3	10.2	222	(*)	374	0.55
9	10	130	180	0.69	0.26	0.26	381	18.3	9.1	222	0.21	258	0.54
10	8	130	180	0.69	0.25	0.25	382	17	7.6	116	0.1	187	0.46
11	10	140	140	0.5	0.13	0.26	377	16.9	8	153	0.05	235	0.35
12	10	140	140	0.5	0.26	0.13	381	17.7	8	138	0.08	304	0.5
13	10	140	140	0.5	0.26	0.26	385	18.9	8	144	0.05	288	0.35
14	8	170	120	0.35	0.13	0.25	381	17.8	6	230	0.08	255	0.25
15	8	170	120	0.35	0.25	0.13	381	19.8	6	(*)	(*)	368	0.42
16	8	170	120	0.35	0.25	0.25	381	19.6	6	182	0.09	362	0.37
21	10	130	180	0.69	0	0	-	25.2	6	162	0.11	258	0.28
22	10	130	180	0.69	0	0	-	17.9	6	147	0.11	222	0.27
23	10	130	180	0.69	0.25	0	448	25.2	11.1	232	0.17	333	0.36
24	10	130	180	0.69	0	0.25	448	24.9	6	173	0.12	232	0.21
25	10	140	140	0.5	0	0	-	24.9	6	177	0.12	352	0.6
26	10	140	140	0.5	0	0	-	18.4	6	126	0.1	262	0.46
27	10	140	140	0.5	0.25	0	448	24.8	9.1	244	0.2	491	0.64
28	10	140	140	0.5	0	0.25	448	24.2	6	151	0.09	258	0.31
29	8	150	105	0.35	0	0	-	24.1	6	227	0.1	399	0.51
30	8	150	105	0.35	0	0	-	18.6	6	159	0.06	356	0.63
31	8	150	105	0.35	0.25	0	448	24.1	8	133	0.06	391	0.35
32	8	150	105	0.35	0	0.25	448	24.2	6	130	0.06	344	0.38

(*) No se registraron datos

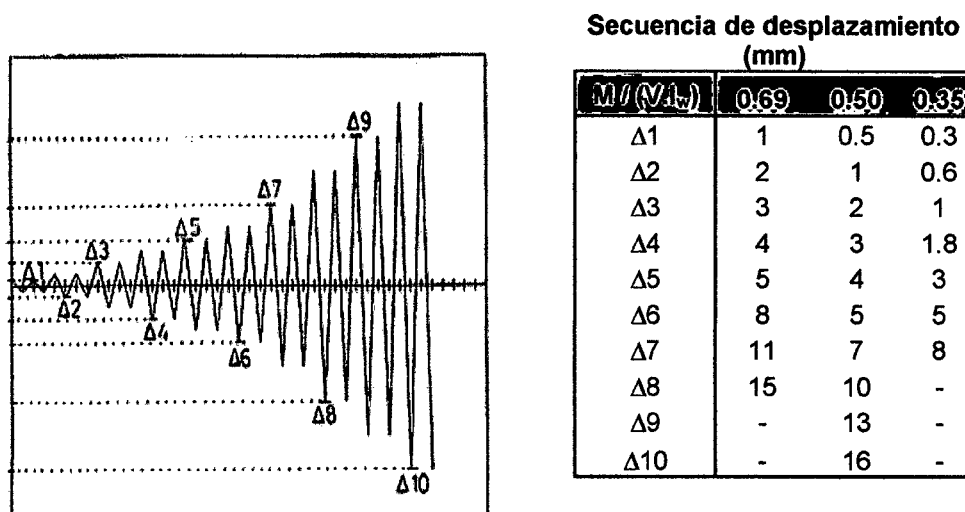


Figura 2.5.2. Secuencia de Desplazamiento

La figura 2.5.3 y 2.5.4 muestran las curvas histeréticas de carga vs. el desplazamiento de la parte superior del muro y el patrón de agrietamiento obtenido de dos especímenes. El comportamiento mostrado en ambas figuras está claramente gobernado por el modo de falla por corte (por tracción diagonal); el comportamiento inicial es prácticamente lineal-elástico, pero el estrechamiento (pinching) aparece tan pronto como se desarrollan las fisuras diagonales. El patrón de agrietamiento de ambos especímenes es significativamente diferente, el efecto benéfico de usar refuerzo horizontal está claramente mostrado.

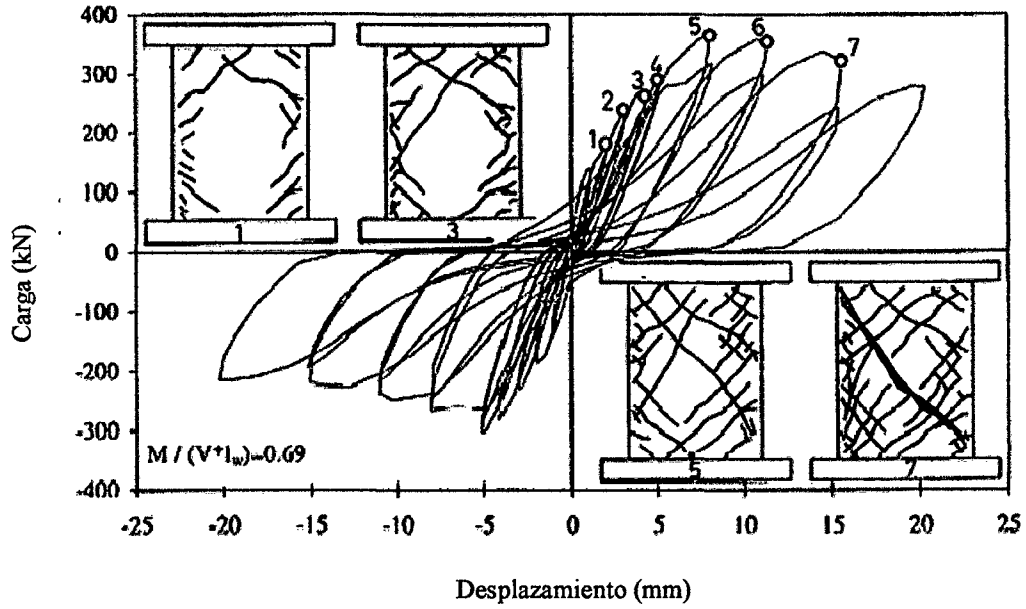


Figura 2.5.3. espécimen 23

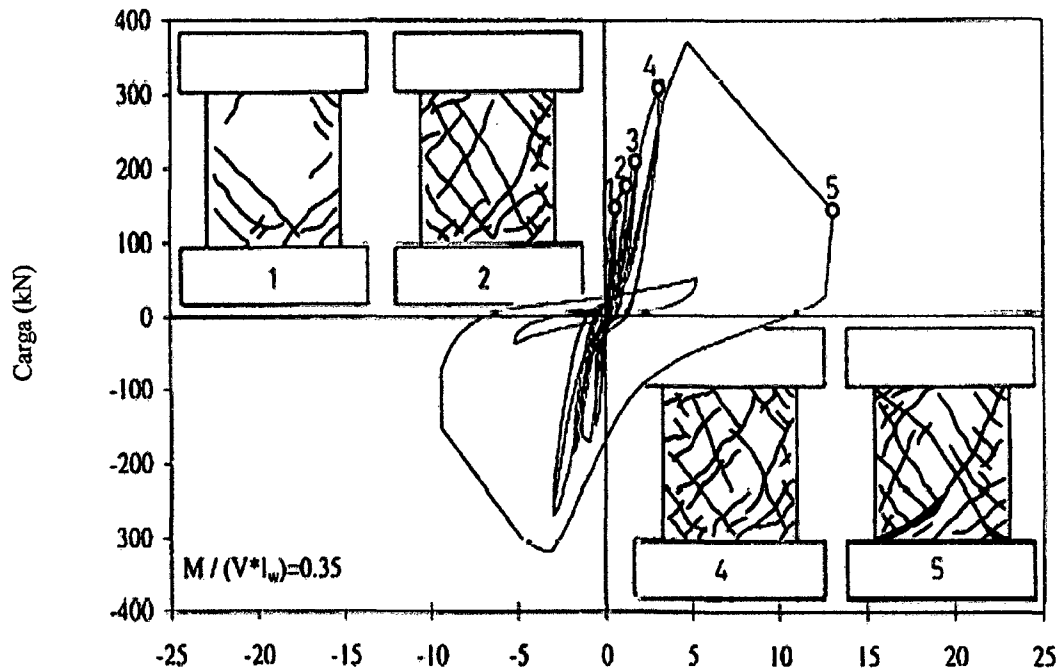


Figura 2.5.4. espécimen 32

2.6 Comportamiento de Muros de Concreto de Baja Resistencia Expuesto a una Carga Lateral Cíclica, Valdivia [32]

En este estudio, el comportamiento de muros de concreto armado construidos con concreto de baja resistencia, refuerzo mínimo a través de una malla electrosoldada y varillas de refuerzo de $\varnothing 3/8"$ en sus extremos ha sido investigado.

Se ensayaron 14 muros con tres diferentes geometrías, ver Fig. 2.6.1, 2.6.2 y 2.6.3 (muros macizos, con ventana alta y con una ventana grande). En el estudio se ha considerado un nivel de refuerzo variable, con la finalidad de reducir al mínimo el refuerzo, de manera que se reduzca el costo del sistema y así mismo hacerlo más accesibles a las clases populares sin perjudicar la seguridad sísmica.

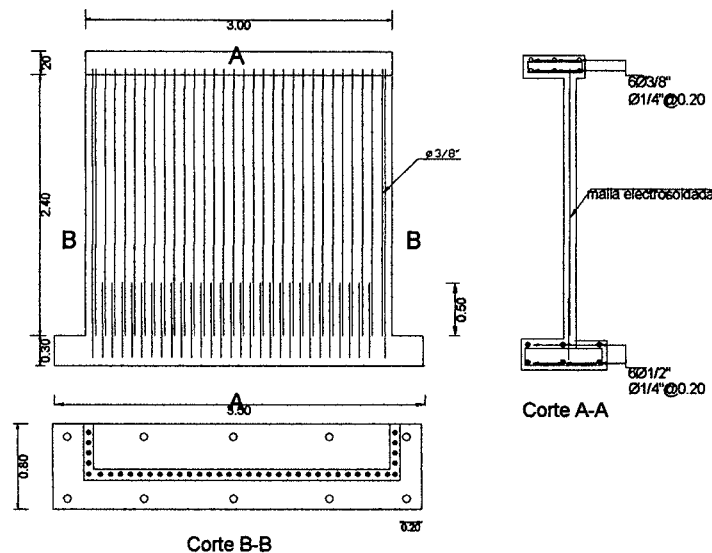
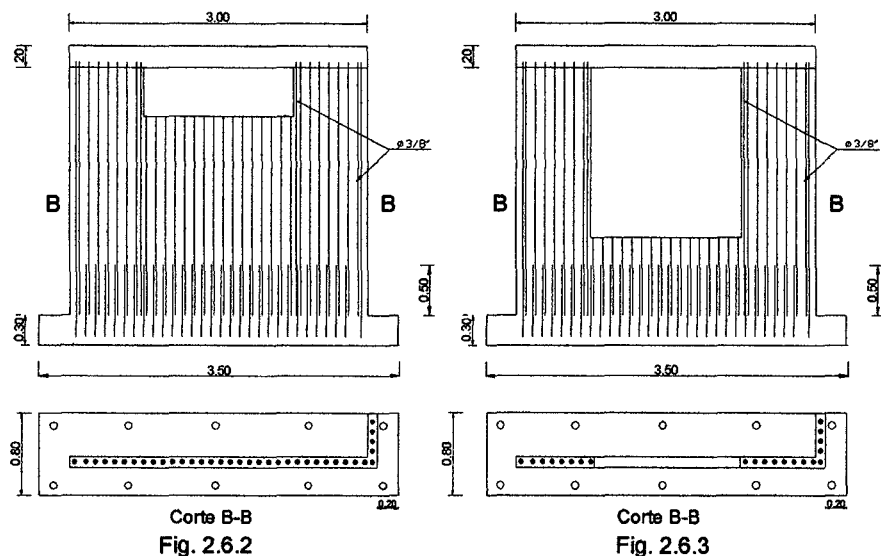


Fig. 2.6.1

2.6.1 Metodología de Ensayo

Asumiendo que el espécimen muro pertenece al primer nivel de una vivienda unifamiliar de dos pisos, con una sobrecarga de 200 kg/m^2 y una losa de 0.1 m de espesor. Se asumió una carga de servicio de 420 kg/m^2 . Considerando un ancho colaborante de 3.5 m por muro, se obtuvo una carga axial de confinamiento de 8.6t.

Confinando el espécimen por la carga axial, se sometió el muro a la acción de cargas laterales aplicadas cíclicamente a través de un actuador electro-hidráulico de 200 mm de carrera del émbolo y actuando bajo una rango de carga de 25t. Con el fin de obtener los desplazamientos que originan la carga lateral sobre el espécimen se utilizó un sistema de medición con sensores.



2.6.2 Resultados

Patrón de Agrietamiento: A continuación se resume el patrón de agrietamiento de dos muros macizos. La Fig. 2.6.4 muestra el patrón de agrietamiento, las primeras grietas observadas fueron en la base en el paso N°65 a partir del nivel 1/2500, que se formaron progresivamente a lo largo de toda la base, durante el nivel 1/1250 continúan las grietas por corte en la base, también se observó una grieta horizontal por flexión en la parte lateral del muro, a un tercio de la altura (paso 159), en los siguientes niveles se siguen observando las grietas por corte horizontales en la base, en el nivel 1/625 continuó el agrietamiento por corte apareciendo grietas diagonales que parten a un tercio de la altura y se extienden hasta la base.

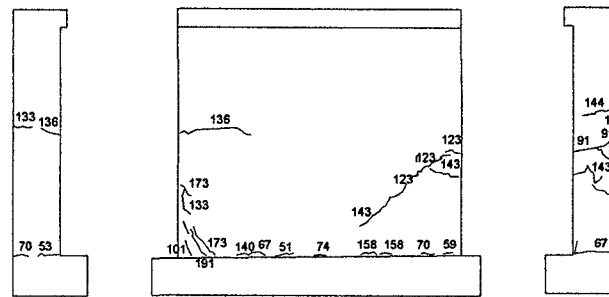
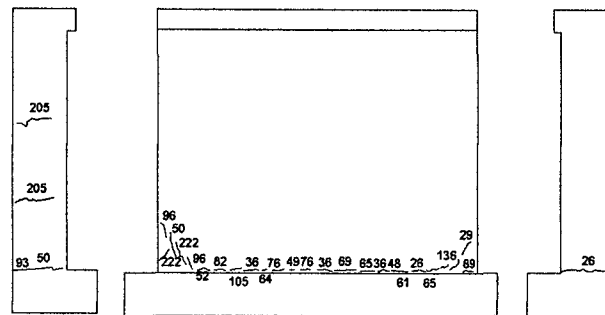


Fig. 2.6.4



Vista adelante

Fig. 2.6.6

La Fig. 2.6.6 muestra el patrón de agrietamiento, las primeras grietas observadas fueron por corte en la base en el paso N°26 durante el nivel 1/2500, que se formaron progresivamente a lo largo de toda la base, durante el nivel 1/1250 continúan las grietas por corte en la base, también se observó una grieta horizontal por flexión en la parte lateral del muro, a un tercio de la altura (paso 52), en los siguientes niveles se siguen observando las grietas por corte horizontales en la base. En el nivel 1/625 continuo el agrietamiento en la base que es en donde termina de fallar el muro. Se verificó que el tipo de falla ocurrió debido a un deslizamiento en la base el cual se propaga hasta levantar las esquinas del espécimen.

Tipos de Refuerzos: En los muros donde se empleó mas refuerzo (MM1 y MM2) se observó un incremento en su resistencia inicial (estado elástico), mas no ocurrió lo mismo con la resistencia máxima ($V_{m\acute{a}x.}$), tampoco se puede afirmar con certeza que esta característica no se vea aumentada o disminuida considerablemente, aumentando o disminuyendo el refuerzo, puesto que solo se ensayaron dos muros

con distintos refuerzos y uno de ellos sufrió un deslizamiento en la base al principio del ensayo, lo que si se puede afirmar, es que al llevar este tipo de refuerzo (malla electrosoldada) aumenta considerablemente su resistencia máxima comparado con el espécimen MM4 que no llevó este refuerzo (casi un 90% más).

Factor de Ductilidad: Para nuestro caso probablemente la pérdida de ductilidad correspondiente a la carga sísmica no será de gran importancia por dos razones. En primer lugar el bajo requisito de acero a menudo se satisface mediante un contenido próximo al mínimo acero (0.12%) que da suficiente absorción de la energía en el intervalo inelástico. En segundo lugar se puede hacer muros de corte bajos debidamente detallados que absorban todo o la mayor parte del choque sísmico en el intervalo elástico sin demanda de grandes contenidos de refuerzo.

En la sección la sección 4.3.4 de la presente tesis se entrega y discute el modelo usado para modelar el comportamiento de estos muros.

2.7 Comportamiento Sísmico de Placas de Concreto Reforzadas con Mallas Electrosoldadas, Ángel San Bartolomé [37]

El presente proyecto de investigación experimental fue financiado por SENCICO, llegándose a ensayar tres placas que tuvieron las mismas características geométricas(2.4 m de alto por 2.0 m de largo y 10 cm de espesor), la misma cuantía de refuerzo vertical (0.6%) y horizontal (0.3%), la misma calidad de concreto (resistencia nominal $f_c=175$ kg/cm²). Los parámetros que se variaron fueron: 1) la calidad del refuerzo (placa P1 con malla electrosoldada y placa p2 con refuerzo convencional); y 2) la disposición del refuerzo (placa p1 con una malla y placa p3 con doble malla electrosoldada y confinamiento en los extremos).

El ensayo se dividió en 2 etapas, en la primera etapa se aplicó la carga vertical a una velocidad de 2t/min, midiéndose solo los desplazamientos verticales. Luego en la segunda etapa, se realizó el ensayo de carga lateral cíclica manteniendo constante la carga axial (16t). En la segunda etapa se aplicaron 10 fases de desplazamiento lateral. En cada paso se aplicó un número determinado de ciclos, a una velocidad de 1 ciclo en 4 minutos, hasta lograr estabilizar los lazos histeréticos. Finalmente, solo con fines de ilustración y poder observar el tipo de falla predominante en la fase final, se aplicó un desplazamiento armónico con una amplitud de 10 mm y una frecuencia de 2 Hz.

2.7.1 Comportamiento Cualitativo

En las tres placas no se presentaron fisuras (comportamiento elástico) durante la fase 1, mientras que en la fase 2 se presentó la primera fisura de tracción por flexión en la parte inferior y durante la fase 3, se presentaron fisuras diagonales en la mitad inferior de cada muro.

Placa P1

Fase 4. Se presentó la primera rotura diagonal importante, con un grosor de 0.30mm, la fisura longitudinal en la base alcanzó una extensión de 73cm.

Fase 6. Se presentaron roturas diagonales por encima de las formadas en las fases anteriores, con grosor de hasta 0.50mm. La fisura longitudinal en la base alcanzó una extensión de 90cm.

Fase 8. El grosor de la fisura diagonal de 0.60mm. Se inició el desplazamiento a través de la base así como la trituración de los talones. Empezaron a escucharse chasquidos, causados por la rotura de la franja de malla electrosoldada embutida en la cimentación.

Fase 9. El grosor de la grieta diagonal disminuyó y el deslizamiento se hizo más notorio.

Fase 10. Las grietas diagonales se cerraron, concentrándose la falla en la base del muro. Los talones se trituraron completamente panadeándose el refuerzo vertical en ambos extremos.

Placa P1. Inspección post ensayo. Pandeo del refuerzo vertical extremo y rotura de la franja de malla electrosoldada embutida en la cimentación.



La fase armónica mostró un claro balanceo y deslizamiento del muro, panadeándose aun más el refuerzo vertical en los extremos. La placa queda en estado inestable ante acciones perpendiculares a su plano. Luego de descubrir la base de la placa, se encontró que el refuerzo vertical correspondiente a la franja de malla electrosoldada embutida en la cimentación, se había cortado en sus puntos de soldadura con la varilla horizontal de la propia malla. Esta falla por cizalle no se presentó en el refuerzo vertical extremo compuesto por varillas convencionales.

En forma conservadora, y de acuerdo a los resultados de este proyecto, para evitar la falla por deslizamiento se considera conveniente que el deslizamiento de los entrepisos de un edificio no sea mayor que 12.5 mm, valor que equivale a una distorsión máxima de 0.005. para efectos de diseño a la rotura, debe adoptarse un factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas $R=3$, valor que está asociado a una distorsión de entrepiso de 0.005.

2.8 Comportamiento de Muros de Concreto Reforzado con Mallas Electrosoldadas, Zavala, Medina y Proaño [38]

La idea de utilizar mallas electrosoldadas como refuerzo surge en el año de 1998 cuando el MSc. Ing. Adolfo Gálvez, Profesor de la Escuela de Graduados de la FIC/UNI, sugiere el reemplazo de los ladrillos de mampostería por el uso de una malla electrosoldada en su lugar, considerando confinamientos mínimos en las esquinas. A partir de esa fecha se gesta un consorcio con la finalidad de estudiar la factibilidad del uso de esta alternativa como posibilidad para su uso en proyectos de vivienda masivos. Así en 1998, AGV Asociados solicita al laboratorio de estructuras del CISMID/FIC/UNI, realizar las primeras investigaciones en el país de la factibilidad de uso de este sistema.

2.8.1 Ensayos en Muros de Concreto Pobre-AGV(1998)

Los primeros ensayos se realizaron bajo el criterio de reemplazar la mampostería por un fuste de concreto. Ya que el requerimiento de resistencia en el fuste de mampostería es menor que un requerimiento en muros de concreto, se utilizó para estos muros un concreto de $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$, con un encofrado convencional y tomando como variante el refuerzo de la malla donde se utiliza malla electrosoldada Q139, Q91, Q62 con pase @10cm.

Se aplicó una carga axial constante de 3.1 t para simular el efecto de pisos superiores sobre el espécimen. La carga lateral fue variable y se aplicó bajo un control de desplazamientos predefinidos.

El ensayo mostró que el mejor comportamiento fue logrado con el fierro dúctil de $\varnothing 1/4"$ al obtenerse una resistencia cercana a las 10 t en corte contra los 8.5 t en promedio para los muros reforzados con malla

electrosoldada. Además la distorsión para la carga máxima alcanzada fue del orden de 1/500 en muros con malla electrosoldada, señal que indica que el limite de distorsión es menor al especificado para la albañilería y el concreto.

2.8.2 Ensayos en Muros y Modulo-AGV-Banco de Materiales (1999)

Ante las posibilidades del sistema el Banco de Materiales respaldo a AGV&Asociados a la verificación del sistema para ser empleado en viviendas multifamiliares. Para tal finalidad, se utilizo un concreto con $f_c = 160 \text{ kg/cm}^2$, con mallas Q139 y Q62 con encofrado convencional. En este caso se uso como variante la configuración del muro considerando muros con vanos y muros sólidos. De esta manera se investigo los patrones de agrietamiento y tipos de falla que desarrollarían las diversas configuraciones de muro. En este caso se utilizó una mayor carga axial de confinamiento 8.6t.

La fuerza de corte máxima alcanzada en los muros sólidos fue de 23t correspondiente a una distorsión de 1/330 como se muestra en la tabla 2.8.2

Tabla 2.8.2

Muro Tipo MM	Vmax (+) (t)	Vy	δy_A	δy_B	δu_1	δu_2	δu_3	$\mu_1 = \delta u_1 / \delta y_A$	$\mu_2 = \delta u_2 / \delta y_B$	$\mu_3 = \delta u_3 / \delta y_B$
MM3	20.58	14.41	1.14	1.63	5.84	3.73	9.6	5.12	2.29	5.89
MM13	23.23	16.26	2.51	3.59	11.55	7.23	9.6	4.6	2.01	2.67
MM14	21.49	15.24	2.14	3.06	9.86	5.41	9.6	4.61	1.77	3.14
MM15	20.14	14.1	1.35	1.94	10.26	4.07	9.6	7.6	2.1	4.95
$\mu_{\text{promedio}} =$									2.04	

Muro Tipo MM	Vmax (-) (t)	Vy	δy_A	δy_B	δu_1	δu_2	δu_3	$\mu_1 = \delta u_1 / \delta y_A$	$\mu_2 = \delta u_2 / \delta y_B$	$\mu_3 = \delta u_3 / \delta y_B$
MM3	22.37	15.66	0.9	1.29	9.5	2.42	9.6	10.56	1.88	7.44
MM5	25.01	17.51	1.81	2.59	7.33	3.89	9.6	4.05	1.5	3.71
MM13	25.01	17.51	1.93	2.76	9.8	5.48	9.6	5.08	1.99	3.48
MM14	21.49	15.04	1.85	2.64	10.46	6.53	9.6	5.65	2.47	3.64
MM15	23.3	16.31	1.61	2.3	8.93	4.74	9.6	5.55	2.06	4.17
$\mu_{\text{promedio}} =$									2.48	

δy_A	Deformación en la primera fluencia
δy_B	Deformación elastoplástica con rigidez inicial reducida
δy_{u1}	Deformación cuando el muro experimenta 30% de su fuerza máxima
δy_{u2}	Deformación correspondiente a la fuerza máxima
δy_{u3}	Deformación para una distorsión de 1/200

Considerando los resultados presentados en la tabla 2.8.2, se ha determinado valores de ductilidad de demanda, se encontró que para el actuador jalando al espécimen un valor promedio de ductilidad de demanda de 2.04, mientras que en el caso del actuador comprimiendo una ductilidad del orden de 2.48.

2.8.3 Ensayo en Modulo de un Piso-1999

Bajo el auspicio del Banco de Materiales y AGV & Asociados se realizó un ensayo a escala natural en un modulo de vivienda de un piso. El modulo fue ensayado en la dirección de mayor rigidez, considerando muros de 10 cm de espesor. Se alcanzo un corte máximo de 52 t correspondiente a una distorsión de 1/1500. La falla se produjo por una combinación de desgarramiento del talón y corte del refuerzo en la base.

2.8.4 Ensayo de un Modulo de dos Pisos – 2000

Se continuo con la investigación considerando un modulo de dos niveles con muros de 10cm de espesor, reforzado con mallas electroldadas. El espécimen utilizo malla Q62 en su totalidad.

La falla del modulo se produjo por un corte en la cara oeste a raíz de una propagación de las grietas generadas inicialmente en los alfeizares hacia el muro de la cara oeste. Si bien es cierto existió cizallamiento en la base en la cara sur, este no llega a ser el modo fundamental de la falla. De haber existido aislamiento del alfeizar la falla hubiera ocurrido por corte de la base tal como se presentó en los ensayos de muros.

Debe destacarse que el espécimen es más rígido en primer nivel en donde se ha estimado un valor de rigidez de 80.6 t/cm. La distorsión máxima alcanzada fue de 1/120 que corresponde a un desplazamiento promedio del primer entrepiso de 19.62 mm. Para una fuerza cortante de 37.76 t. Sin embargo la resistencia máxima fue alcanzada en él con un valor de 48.71 t que corresponde a una distorsión aproximada del primer nivel de 1/230, mientras que el segundo nivel para el mismo paso se tuvo un corte de 23.18 t con una distorsión aproximada de 1/185.

2.8.5 Ensayos UNICON-FORSA-PRODAC 2004

Gracias al auspicio de UNICON, FORSA y PRODAC (UFP) se hizo realidad la ejecución de los ensayos que formaron parte del trabajo de tesis de la Bach. Gabriela Medina FIC/UNI, quien se encuentra estudiando muros con diversa calidad de malla de refuerzo y confinamiento esquinero. Se considero un total de ocho muros ensayados bajo la acción de cargas cíclicas laterales y un modulo de vivienda reforzado con malla electrosoldada. A diferencia de los muros AGV y Banco de Materiales donde se uso concreto pobre, en esta investigación se utilizó un concreto de $f_c=175 \text{ kg/cm}^2$.

La tabla 2.8.5 presenta un resumen de los resultados de un espécimen UFP, en esta se muestran los valores por separados para cada ramal de la curva de comportamiento considerando que el muro se encontraba comprimido o jalándose por el actuador. En ambas situaciones se ha encontrado que para una distorsión del orden de 1/200 se encuentra un factor R del orden de 3.12 y 3.08 respectivamente.

Tabla 2.8.5

	drift	drift	Channel-5	drift	Carga	Area i	Area Acum.	R	R
	mm/mm	mm/mm	mm	mm/mm	t	t-mm	t-mm	Criterio de igual energía	Criterio de igual Desplaz.
Jalando	1/100	93	25.77	0.0107	25.53	416.2	815.7	6.67	17.96
	1/200	189	12.7	0.0053	38.18	232.5	399.5	3.12	5.92
	1/400	378	6.34	0.0026	34.93	98.9	167	2.21	3.23
	1/800	734	3.27	0.0014	29.53	47.1	68.1	1.67	1.97
	1/1600	1595	1.51	0.0006	23.75	14.6	21	1.15	1.13
	1/3200	3073	0.78	0.0003	16.54	6.5	6.5	0.92	0.84
	0		0	0	0				
Empujando	1/3200	-2820	-0.85	-0.0004	-15.15	6.45	6.45	1	1
	1/1600	-1555	-1.54	-0.0006	-20.04	12.17	18.62	1.28	1.37
	1/800	-743	-3.23	-0.0013	-29.65	41.93	60.55	1.57	1.94
	1/400	-394	-6.09	-0.0025	-35.69	93.27	153.82	2.07	3.03
	1/200	-200	-12.02	-0.005	-37.3	216.61	370.43	3.08	5.74
	1/100	-91	-26.27	-0.0109	-27.08	458.72	829.15	6.34	17.26

Rigidez Elástica: $K_0 = 17.80 \text{ t/mm}$
 Estado de Fluencia: $d_y = -3.23 \text{ mm}$
 $P_y = -29.65 \text{ t}$
 Estado Ultimo: $d_u = -12.02 \text{ mm}$
 $P_u = -37.30 \text{ t}$
 $\mu = 3.72$

Considerando la resistencia en los muros, se ha encontrado un limite inferior y superior para la demanda de ductilidad, calculadas a partir de ensayos en muros. En la comparación de limite superior a inferior a nivel de muro se ha encontrado un factor de ductilidad, de $R=3.12$ y $R=2.62$. La demanda de ductilidad expresada en distorsión fue de $1/200$ y $1/400$ respectivamente para cada limite.

Capítulo III

3.0 Características Estructurales del Edificio Multifamiliar “Los Jardines de San Juan”

3.1 Descripción

El edificio “Los Jardines de San Juan” se encuentra ubicado en el distrito de San Juan del Lurigancho, lote 6, ex-fundo Azcarrunz, Mz. 6B 2^{da} etapa sub lote A-Urbanización “Los Jardines de San Juan”. El edificio multifamiliar pertenece al programa “Techo Propio” que esta desarrollando el gobierno, debido a que este sistema es más económico comparado con los sistemas convencionales.

El edificio multifamiliar “Los Jardines de San Juan” es una estructura que basa su desempeño en muros de corte y losas delgadas sin columnas ni vigas. Los muros de corte proporcionan apoyo para todas o la mayor parte de las cargas de gravedad. La resistencia lateral es proporcionada por los mismos muros actuando como muros de corte, pero estos muros no cuentan con los detalles de refuerzo que exige el actual código del ACI para garantizar la respuesta dúctil. Este tipo de estructura basa su desempeño sísmico mas en su alta rigidez y resistencia a cargas laterales que en su comportamiento inelástico.

Las fuerzas de inercia que se generan por la vibración del edificio debido a la acción sísmica son distribuidas por los pisos hacia los muros portantes, los cuales transmiten las cargas verticales y horizontales de nivel

a nivel, hasta llegar a la cimentación donde descansan los muros y los cuales se encargan de transmitir las cargas al terreno.

3.2 Dimensiones

El edificio Los Jardines de San Juan mide 12.15 m de altura y tiene 5 pisos, una vista en planta del edificio, una sección vertical y una vista general son mostrados en las figuras 3.1.1, 3.1.2. y 3.1.3., respectivamente. Los muros son de 10 cm de espesor, no disponen de elementos especiales de borde, el espesor del muro no aumenta en los extremos. Los muros de corte son los principales elementos que resisten la fuerza lateral y son continuos a través de toda la altura del edificio. Para un mayor detalle ver anexo 6.

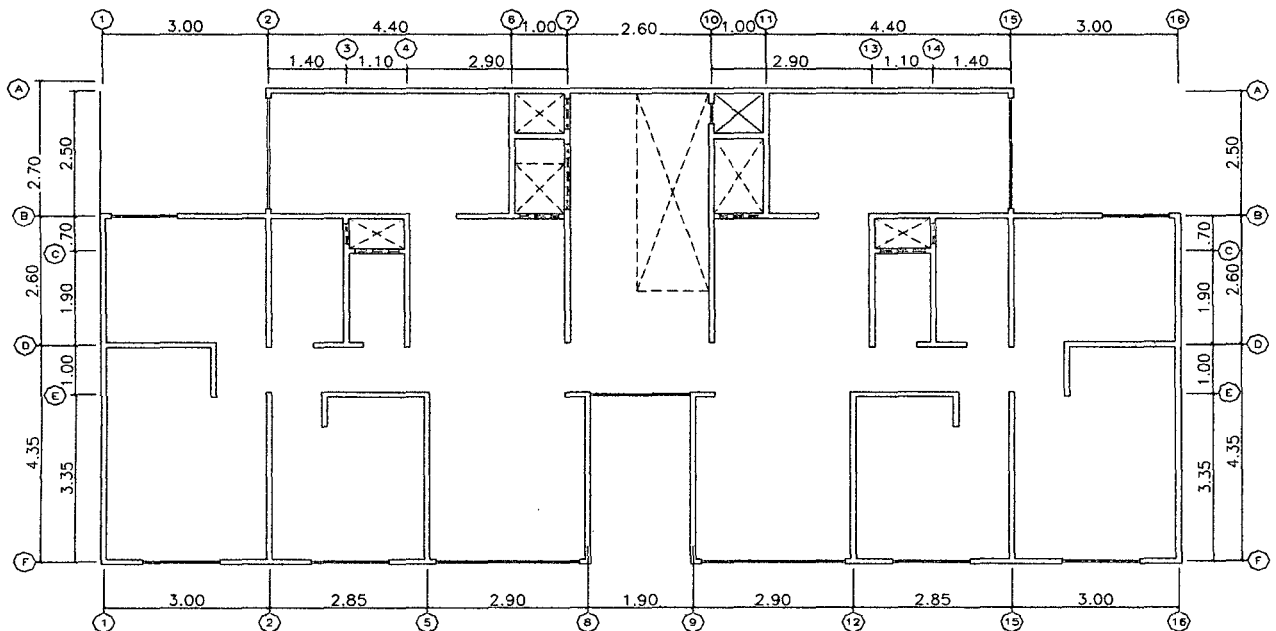


Figura 3.1.1. Piso Típico

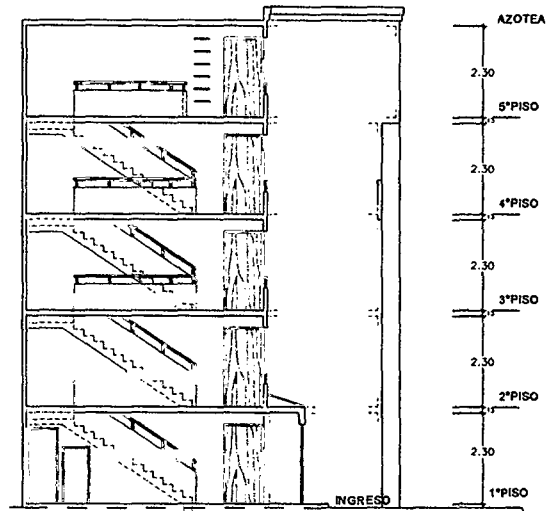


Figura 3.1.2. Sección vertical



Figura 3.1.3. Vista General

3.3 Densidad de Muros

El edificio posee una densidad de muros de 2.8% en la dirección longitudinal, y una densidad de 4.2% en la dirección transversal, por la alta densidad de muros que posee el edificio es una estructura muy rígida. Estos muros no poseen los detalles de refuerzo que exige el actual código del ACI para garantizar la respuesta dúctil, por lo que pueden clasificarse como muros de ductilidad limitada, conforme lo señala la norma nacional para el diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada (EMDL-2004). Este edificio fue construido el 2003 cuando no existía requerimientos mínimos relacionados a este tipo de edificación en zonas sísmicas, pues su diseño no estaba completamente consideradas en las normas nacionales para edificaciones.

3.4 Refuerzo en los Muros

Los muros están reforzados con una malla electrosoldada y acero vertical convencional en sus extremos. Las mallas electrosoldadas consisten en barras corrugadas longitudinales y transversales, que se cruzan en forma rectangular, estando las mismas estrictamente soldadas en todas sus intersecciones.

3.4.1 Generalidades

La malla electrosoldada es una armadura pre-fabricada, constituida por barras de acero trefilado soldadas perpendicularmente entre si, en un proceso de soldadura eléctrico por resistencia, con un control adecuado de los electrodos y el paso de la corriente eléctrica tiene un tiempo de soldadura.

La materia prima de las mallas electrosoldadas es el acero trefilado. El trefilado es un proceso que reduce el diámetro de las barras mediante alargamientos sucesivos, que mejoran las propiedades de resistencia del material.

3.4.2 Detalles del Refuerzo

- 📖 El refuerzo de flexión es concentrado en los extremos del muro, ver Fig. 3.1.4, se trata de varillas de acero corrugado, espaciados cada 15 cm y cuyos diámetros varían de 5/8" a 1/2" dependiendo del nivel de esfuerzos que soporta el muro, la tabla 3.1.1 muestra los diámetros del refuerzo puntual con respecto al piso del edificio. Para mayor detalle ver anexo 6.
- 📖 Debido al reducido espesor del muro, solo se colocó una malla electrosoldada formada de varillas de 3/8" de diámetro espaciados cada 30 cm al medio del muro, con una cuantía mínima de 0.24 % en ambas direcciones, vertical y horizontal. La Fig. 3.1.4 muestra un bosquejo representativo de la distribución de las varillas de refuerzo a lo largo del muro.
- 📖 La Fig. 3.1.5 muestra los detalles en elevación de las mallas de refuerzo en los muros.
- 📖 La Fig. 3.1.6 muestra los suples que se utilizaron en los encuentros de muros perpendiculares.
- 📖 El espesor de las losas es de 13 cm, se emplearon mallas de refuerzo de $\emptyset 3/8" @ 0.80$ y $\emptyset 3/8" @ 0.40$, en la parte superior e inferior de la losa, respectivamente.

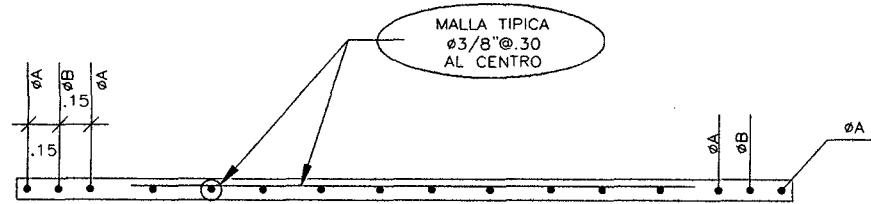


Figura 3.1.4

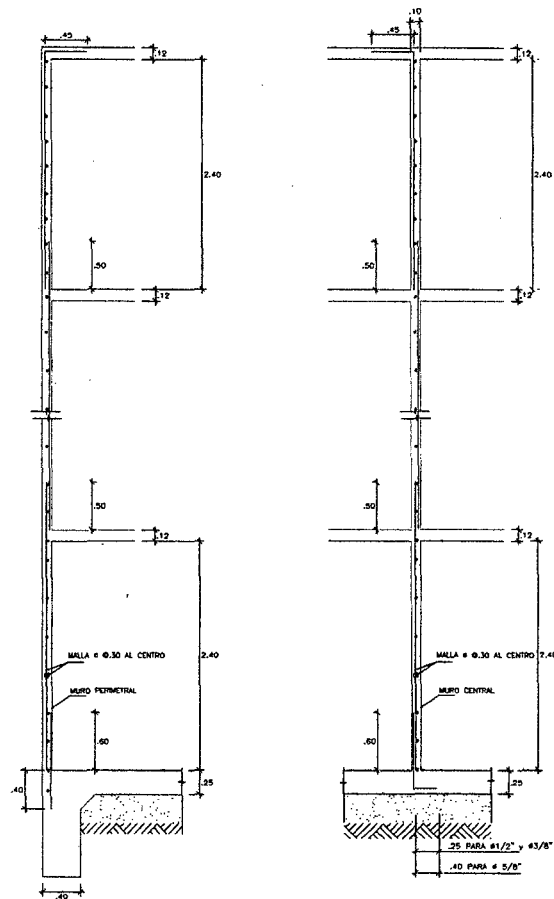


Fig. 3.1.5

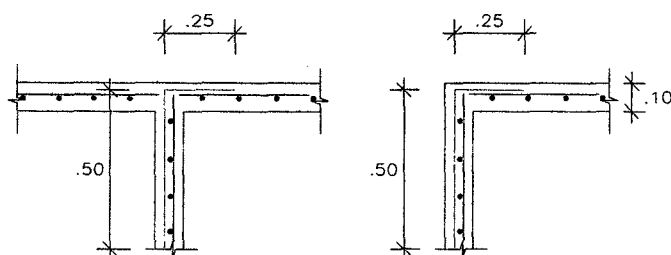


Figura 3.1.6

Tabla 3.1.1

Piso /diámetro	ΦA	ΦB	ΦC
5°	1/2"	1/2"	1/2"
4°	1/2"	1/2"	1/2"
3°	5/8"	1/2"	1/2"
2°	5/8"	5/8"	1/2"
1°	5/8"	5/8"	1/2"

3.5 Parámetros Sismorresistente

El edificio multifamiliar "Los Jardines de San Juan" fue diseñado con la N.T.E E030 "Diseño Sismorresistente" de 1997, y los parámetros de su diseño fueron:

- Sistema estructural sismorresistente:
 - Muros de concreto armado eje X - X
 - Muros de concreto armado eje Y - Y
- Factor de zona, $Z = 0.40$
- Factor de uso, $U = 1.00$
- Factor de suelo, $S = 1.00$

- 📖 El periodo que define la plataforma del espectro, $T_p = 0.4$
- 📖 Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas R:
 - 7.5 eje X - X
 - 7.5 eje Y - Y

3.6 Especificaciones Generales

- 📖 La resistencia especificada del concreto a la compresión, $f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$.
- 📖 El esfuerzo especificado a la fluencia del refuerzo, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- 📖 Esfuerzo del terreno, $\sigma_t = 2.0 \text{ kg/cm}^2$
- 📖 Sobre carga, S/C:
 - Primer piso, 200 kg/m^2
 - Segundo piso, 200 kg/m^2
 - Tercer piso, 200 kg/m^2
 - Cuarto piso, 200 kg/m^2
 - Quinto piso, 100 kg/m^2
- 📖 El recubrimiento para los muros es de 2.5 cm.

Capítulo IV

4.0 Análisis Dinámico de Edificios

4.1 Introducción

En este capítulo se presenta un resumen de los conceptos del análisis dinámico (lineal-elástico y estático-inelástico) en los que se basan los métodos dinámicos de diseño sísmico estipulados en el reglamento N.T.E E030 (permite determinar las fuerzas que se presentan en el edificio). Además se presenta un modelo analítico para predecir el comportamiento inelástico de edificios de muros de ductilidad limitada (EMDL) incluyendo falla por flexión y corte, éste modelo utiliza macro elementos para capturar el comportamiento global de la estructura con una razonable exactitud.

Las características inelásticas del macro elemento utilizadas para modelar la estructura están basadas en un modelo de plasticidad extendida y curvas histeréticas (curvas del material) para representar la degradación del elemento a lo largo de todo el análisis. Las propiedades de los elementos pueden ser calculadas por un modelo de fibra o el modelo matemático desarrollado para el presente estudio.

4.2 Análisis Modal-Espectral

Es un tipo de análisis para determinar la probable respuesta de una estructura para cargas sísmicas, el cual es restringido para un análisis lineal-elástico. El análisis espectral se realiza usando combinación modal. (Wilson y Button, 1982).

Para un sistema de varios grados de libertad como es un edificio, sometidos a un movimiento de la base expresado por $s(t)$ se tiene la siguiente ecuación de movimiento.

$$Mu(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -Ms(t) \quad 4.2.1$$

Donde: K es la matriz de rigidez, C matriz de amortiguamiento, M es la matriz diagonal de masa del sistema; u , \dot{u} , y \ddot{u} son los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración.

El análisis aprovecha las propiedades de los modos de vibración para reducir el problema de resolver un sistema acoplado de n ecuaciones diferenciales al de n ecuaciones diferenciales desacopladas. El concepto fundamental es que en un instante dado, los desplazamientos de las masas de un sistema de varios grados de libertad pueden expresarse como la suma de los desplazamientos debidos a la participación de cada uno de los modos naturales, puesto que los mismos constituyen un conjunto completo; esto es:

$$u(t) = \sum Y_j(t)Z_j \quad 4.2.2$$

en las expresiones anteriores:

- 📖 $u(t)$: vector de desplazamiento relativos a la base de las masas en el instante t
- 📖 $Y_j(t)$: función escalar que expresa la variación con respecto al tiempo de la participación del modo j .
- 📖 $Y(t)$: vector columna cuyos elementos son las $Y_j(t)$.
- 📖 Z_j : j -ésimo vector modal en el que el termino z_{ij} es amplitud del desplazamiento de la masa m_i .
- 📖 Z : matriz modal cuya j -ésima columna es el modo Z .

Σ expresa suma sobre todos los modos de vibrar. Sustituyendo $u(t)$ en la ecuación 4.2.1 obtenemos:

$$MZ\ddot{Y}(t) + CZ\dot{Y}(t) + KZY(t) = -MIs(t) \quad 4.2.3$$

Pre-multiplicando ambos miembros de la ecuación 4.2.3 por Z^T nos queda:

$$M^* \ddot{Y}(t) + C^* \dot{Y}(t) + K^* Y(t) = -Z^T MIs(t) \quad 4.2.4$$

Como los términos fuera de la diagonal de las matrices transformadas son nulos, la fila j del sistema de ecuaciones diferenciales 4.2.4 resulta:

$$m_j^* \ddot{Y}_j(t) + c_j^* \dot{Y}_j(t) + k_j^* Y_j(t) = -Z_j^T MIs(t) \quad 4.2.5$$

m_j^* , c_j^* y k_j^* se llaman masa, amortiguamiento y rigidez generalizados en el modo j , y están dadas por:

$$m_j^* = Z_j^T MZ_j \quad c_j^* = Z_j^T CZ_j \quad k_j^* = Z_j^T KZ_j$$

Dividiendo la ecuación 4.2.5 entre m_j^* y definiendo

$$w_j = \sqrt{k_j^* / m_j^*}, c_{crj} = 2\sqrt{k_j^* m_j^*} \text{ y } \xi_j = c_j^* / c_{crj} \text{ obtenemos:}$$

$$\ddot{Y}_j(t) + 2w_j\xi_j\dot{Y}_j(t) + w_j^2Y_j(t) = -[Z_j^T MI / m_j^*]s(t) \quad 4.2.6$$

Se sabe que la ecuación para un sistema de un grado de libertad es:

$$u + 2w_j\xi_j\dot{u} + w_j^2u = -s(t)$$

Como se trata de ecuaciones diferenciales lineales, de esta comparación se desprende que, para el mismo acelerograma $s(t)$, $Y_j(t)$ es igual al desplazamiento de la masa de un sistema simple de un grado de libertad con frecuencia $w=w_j$ y fracción de amortiguamiento crítico $\xi=\xi_j$, multiplicado por el valor del factor de participación modal (FPM):

$$FPM_j = \frac{Z_j^T MI}{Z_j^T MZ_j}$$

Supongamos que el desplazamiento del sistema de un grado de libertad con frecuencia w_j y fracción de amortiguamiento crítico ξ_j ante la excitación $s(t)$ es $\phi_j(t)$, entonces $Y_j(t) = FPM_j\phi_j(t)$. Sustituyendo en la ecuación 4.2.2 y limitándonos al desplazamiento de la n -ésima masa, inferimos:

$$u_{nj}(t) = Y_j(t)z_{nj}$$

$$u_n(t) = \sum u_{nj}(t) = \sum Y_j(t)z_{nj} = \sum FPM_j\phi_j(t)z_{nj}$$

Esta última igualdad muestra que, en el instante t , el desplazamiento relativo de la masa n debido a la contribución del modo j se obtiene como el producto de la amplitud de dicha masa en el modo aludido a una escala arbitraria, por el coeficiente de participación, y por una función de tiempo $\phi_j(t)$, que es el mismo que proporciona el desplazamiento relativo de la masa de un sistema de un grado de libertad de igual periodo y amortiguamiento

que los del modo en cuestión. La función $\phi_j(t)$ puede calcularse con cualquier método analítico numérico y tiene las unidades de longitud.

Los máximos desplazamientos laterales para la forma de modo j , en el nivel α están dados por:

$$X_j^\alpha = Z_j^\alpha FPM_j S_{d_j}$$

Las fuerzas de inercia en cada nivel α están dadas por:

$$F_j^\alpha = m_\alpha Z_j^\alpha FPM_j S_{d_j}$$

Las fuerzas cortantes en cada nivel α están dadas por:

$$V_j^\alpha = FPM_j S_{d_j} \sum_{a=j}^n Z_a^j m_a$$

Donde:

- 📖 S_d : valor de desplazamiento espectral para un determinado periodo y amortiguamiento del sistema
- 📖 S_v : valor de la pseudo velocidad espectral para un determinado periodo y amortiguamiento del sistema.
- 📖 S_a : valor de la pseudo aceleración espectral para un determinado periodo y amortiguamiento del sistema.
- 📖 w_j : frecuencia natural del sistema para una determinada forma de modo.
- 📖 $S_d = S_v / w$
- 📖 $S_a = w^2 S_d$

Las pseudo aceleración espectral, S_a , está dada por la norma N.T.E. E030 capítulo 18.

De acuerdo a la norma E030 la respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la siguiente expresión:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

4.3 Análisis Inelástico

El elemento estructural muro es modelado como macro-elemento, por tanto el comportamiento inelástico de cada muro se representa por resortes acoplados de flexión y de corte, y un resorte lineal-elástico para la carga axial.

Las características inelásticas del macro-modelo están basadas en el modelo de plasticidad extendida, ver sección 4.3.7, que reemplaza a la rótula puntual desarrollada para pórticos de acero. El modelo de rótula puntual no es apropiado para estructuras de muros de concreto armado ya que las deformaciones inelásticas son distribuidas a lo largo de los elementos en lugar de que estén concentrados en secciones críticas. [27]. El macro-modelo también considera la degradación de la estructura empleando para ello curvas del material (modelos histeréticos). Las propiedades de los elementos pueden ser calculadas por modelos de fibra o el modelo matemático desarrollado para el presente estudio.

Se puede utilizar el modelo bilineal o el modelo de Park de tres parámetros para modelar el comportamiento histerético de los resortes de flexión y de corte.

Las deformaciones axiales son modeladas usando un resorte lineal-elástico desacoplado de los resortes de flexión y corte.

La matriz de rigidez $[K]$ es constantemente variada a través del análisis de acuerdo a la formulación del modelo de plasticidad extendida, y la curva del material seleccionada. Dependiendo del modelo histerético considerado algunos valores característicos para la respuesta del elemento se requieren, es decir momento-curvatura o corte-distorsión.

4.3.1 Características de los Materiales

La respuesta sísmica de una estructura de concreto armado está influida en forma determinante por las características de los materiales que la componen. A continuación se describen las propiedades de los principales materiales.

4.3.1.1 Concreto sin confinar

La relación esfuerzo-deformación para el concreto esta detallado en numerosos textos, en consecuencia, solo se realizara una pequeña descripción del comportamiento del concreto.

La resistencia a la compresión del concreto, f'_c , se obtiene a partir de ensayos de cilindros estándar al cabo de 28 días de su preparación. La Fig. 4.3.1 muestra una idealización de una curva típica esfuerzo-deformación del concreto, se puede apreciar que es

aproximada a una parábola $f_c = f'_c \left\{ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right\}$ hasta $f_c = f'_c$, luego

se representa por un tramo recto $f_c = f'_c \{1 - 100(\varepsilon_c - \varepsilon_0)\}$ hasta ε_u [28], esta suposición permite un procedimiento fácil para estimar los momentos y curvaturas de la sección.

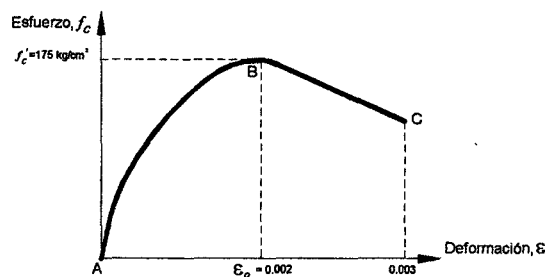


Figura 4.3.1

El módulo de elasticidad, E_c , usado para el diseño, generalmente se basa en la medición secante bajo una carga de compresión, hasta alcanzar un esfuerzo máximo $0.5f'_c$. Las expresiones de diseño que relacionan el módulo de elasticidad, E_c , con la resistencia a la compresión son:

$$E_c = 4300w^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (\text{kg} / \text{cm}^2) \quad 4.3.1$$

w es el peso específico del concreto. La ecuación 4.3.1 es válida para valores de w entre 1400 y 2500 kg / m³. para concreto simple, E_c se define como:

$$E_c = 15000f'_c \quad (\text{kg} / \text{cm}^2) \quad 4.3.2$$

El valor de deformación en el esfuerzo máximo ε_0 usado fue de 0.002, todavía pueden transmitirse esfuerzos a deformaciones más elevadas después de alcanzar el esfuerzo máximo. Sin embargo, una vez que se sobrepase este nivel de deformación, se originan en el concreto, grietas paralelas a la dirección de la carga. El otro parámetro de diseño requerido para el cálculo de momento-curvatura es la deformación máxima de la fibra extrema de la sección, $\varepsilon_u = 0.003$ que es el máximo que permite el código ACI 318-99 para secciones no confinadas.

4.3.1.2 Acero de Refuerzo

La principal fuente de ductilidad de las estructuras de concreto armado reside en la gran capacidad del acero para resistir ciclos repetitivos de cargas, sin una disminución significativa de su resistencia. La relación esfuerzo deformación, que se muestra en la Fig. 4.3.2, se caracteriza por un comportamiento lineal prolongado con un módulo de elasticidad de $2 \times 10^6 \text{ kg / cm}^2$, hasta alcanzar el nivel de esfuerzo de fluencia f_y , el cual se mantiene hasta una cierta deformación ε_{sh} , dando origen a una plataforma de longitud variable. A partir de este punto el acero aumenta su resistencia, debido al endurecimiento del material, hasta alcanzar un máximo esfuerzo f_{su} , que suele tomarse como aproximadamente entre 1.4 a 1.5 veces de f_y . A partir de ese instante el perfil de la curva es decreciente hasta llegar a la rotura del material [30]. Las deformaciones ε_{sh} y ε_{su} corresponden a los instantes donde se inician el endurecimiento por deformación y la rotura del acero, respectivamente.

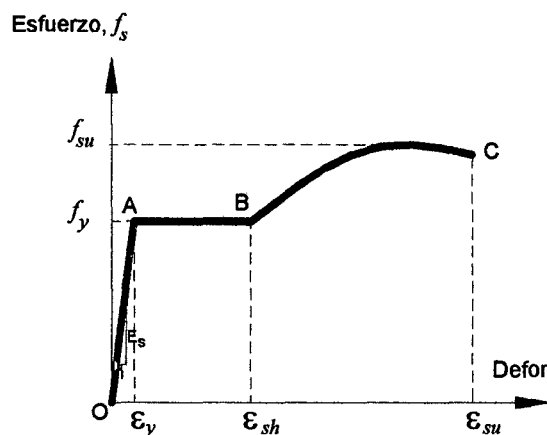


Figura 4.3.2

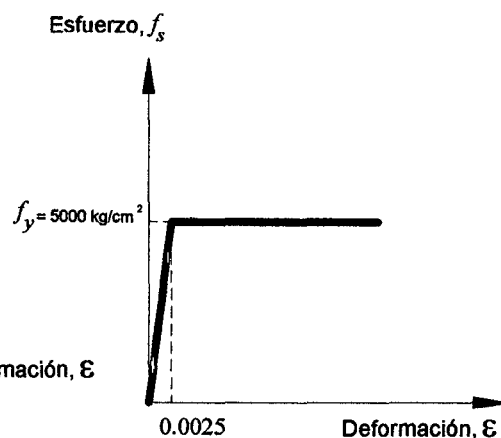


Figura 4.3.3

En el diseño, es necesario idealizar el perfil de la curva esfuerzo-deformación. Por lo general, la curva se simplifica como dos líneas rectas, a este modelo se denomina elasto-plástico perfecto, en este caso, se ignora por completo la resistencia superior a la fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación, tal como se muestra en la Fig. 4.3.3.

4.3.2 Ductilidad

La capacidad que tiene la estructura para sufrir grandes deformaciones en el rango inelástico sin que su resistencia se vea gravemente afectada, ésta implica la capacidad de absorber y disipar energía ante acciones sísmicas. Los desplazamientos a los que se vería sometido el edificio pueden estar más allá del que corresponde al valor de fluencia (éste marcaría el límite de comportamiento elástico).

La ductilidad se mide a través del factor de ductilidad μ , este factor se define como la relación entre el desplazamiento total impuesto en cualquier instante Δ y el que corresponde al inicio de la fluencia, Δ_y , es decir:

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y}$$

4.3.2.1 Factor de Ductilidad por Desplazamientos

Se define como $\mu = \frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_y}$, donde $\Delta_{m\acute{a}x}$ es el desplazamiento máximo alcanzado y Δ_y el desplazamiento de fluencia.

4.3.2.2 Factor de ductilidad por curvatura

Este criterio supone que predominan las deformaciones a flexión y se define como $\mu = \frac{\varphi_{m\acute{a}x}}{\varphi_y}$, donde $\varphi_{m\acute{a}x}$ curvatura máxima alcanzada y φ_y la curvatura de fluencia.

4.3.3 Resorte de Flexión

Para establecer las propiedades del resorte de flexión es necesario determinar la relación momento-curvatura de la sección, para lo cual se pueden usar el modelo de fibras, la teoría de vigas con las modificaciones necesarias o los parámetros propuestos en la investigación [32]

La relación momento-curvatura para los muros se han determinado con la ayuda del programa **CURVATURA MODIFICADO**, escrito para este trabajo, este programa sigue la secuencia de cálculo propuesta en [28].

4.3.3.1 Modelo de Fibras

Modelo de fibras se usan para modelar un elemento discretizado como un conjunto de fibras unidimensionales y permite modelar comportamientos muy variados al nivel de la sección de un elemento, ver Fig. 4.3.4.

Este modelo puede emplearse para calcular la envolvente momento-curvatura de cualquier tipo de elemento por integración de las respuestas de las fibras, de la misma forma la rigidez de cada elemento se obtiene también por integración a lo largo del elemento. Cada elemento es dividido en un número determinado de fibras longitudinales, previamente el elemento ha sido discretizado, cada fibra está compuesta por un material, concreto o acero, y tienen su propia curva esfuerzo-deformación, como se muestra en la Fig.4.3.4.

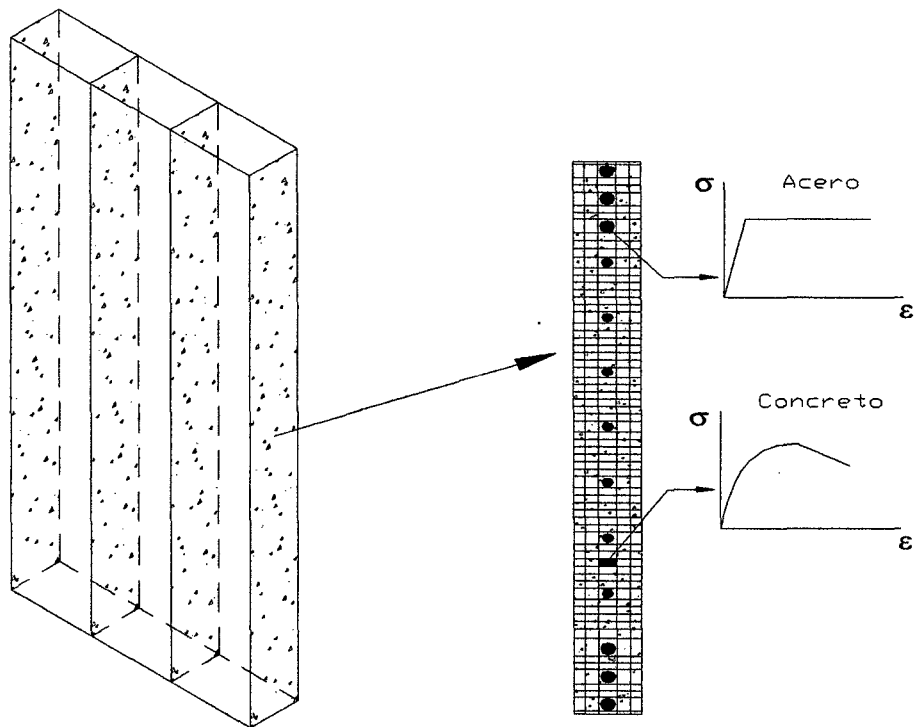


Fig. 4.3.4.

La fuerza axial y el momento actuante en la sección son evaluados como resultado de la deformación a través de un proceso iterativo que asegure la compatibilidad y el equilibrio dentro de la sección. El proceso iterativo completo para el análisis momento-curvatura mediante el modelo de fibras se detalla en el anexo 1.

4.3.3.2 Comportamiento de Muros de Baja Resistencia

En la referencia [32] se estudio el comportamiento de muros de concreto armado construidos con concreto de baja resistencia, refuerzo mínimo a través de una malla electrosoldada y varillas de refuerzo de $\varnothing 3/8"$ en sus extremos, se ha desarrollado un modelo matemático y se elaboró un programa para determinar las propiedades inelásticas del resorte de flexión, basados en ensayos desarrollados en el laboratorio de estructuras del CISMID.

El resorte de flexión esta representada por un resorte inelástico en el extremo inferior del miembro, ver Fig. 4.3.5.

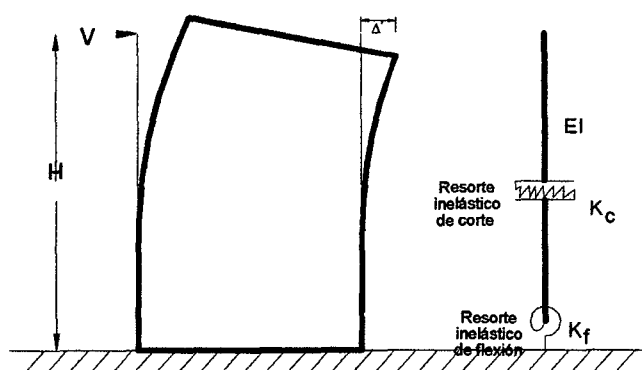
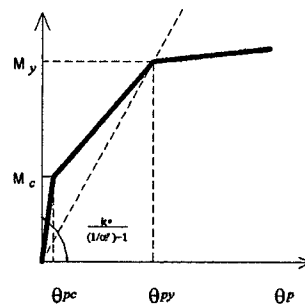


Figura 4.3.5.

Para la obtención del resorte de flexión, ver Fig. 4.3.6., la investigación [32] recomienda los siguientes parámetros:

$$k_0 = 100 \left(\frac{2EI}{L} \right) \quad \dots\dots\dots \text{para una viga en voladizo}$$

$$\theta_{PC} = \frac{M_C}{k_0} \quad \theta_{Py} = M_y \left(\frac{1}{\alpha_y} - 1 \right) \quad \alpha_y = 0.2$$



(b) Resorte de flexión

Figura 4.3.6.

4.3.3.3 Programa CURVATURA MODIFICADO

Este programa calcula la relación entre momento y curvatura para una sección transversal y una carga axial dada, basado en las siguientes consideraciones:

- 📖 La distribución de deformaciones varía linealmente con la profundidad de la sección, ver Fig. 4.3.7.
- 📖 La relación de esfuerzo-deformación del concreto es aproximada por una parábola hasta $f_c = f'_c$. Luego se representa por un tramo recto hasta ϵ_{cu} como se observa en la Figura 4.3.1.
- 📖 La relación esfuerzo-deformación del acero se supone como se muestra en la figura 4.3.3.

El programa sigue la secuencia de cálculo propuesta en [28]:

1. Se calcula la profundidad kd del eje neutro por iteración para una determinada deformación del concreto en la fibra extrema de compresión ϵ_{cm}
2. Se calcula las deformaciones del acero para cada varilla, ver Fig. 4.3.7.

$$\epsilon_s^i = \epsilon_{cm} \frac{kd - d_i}{kd}$$

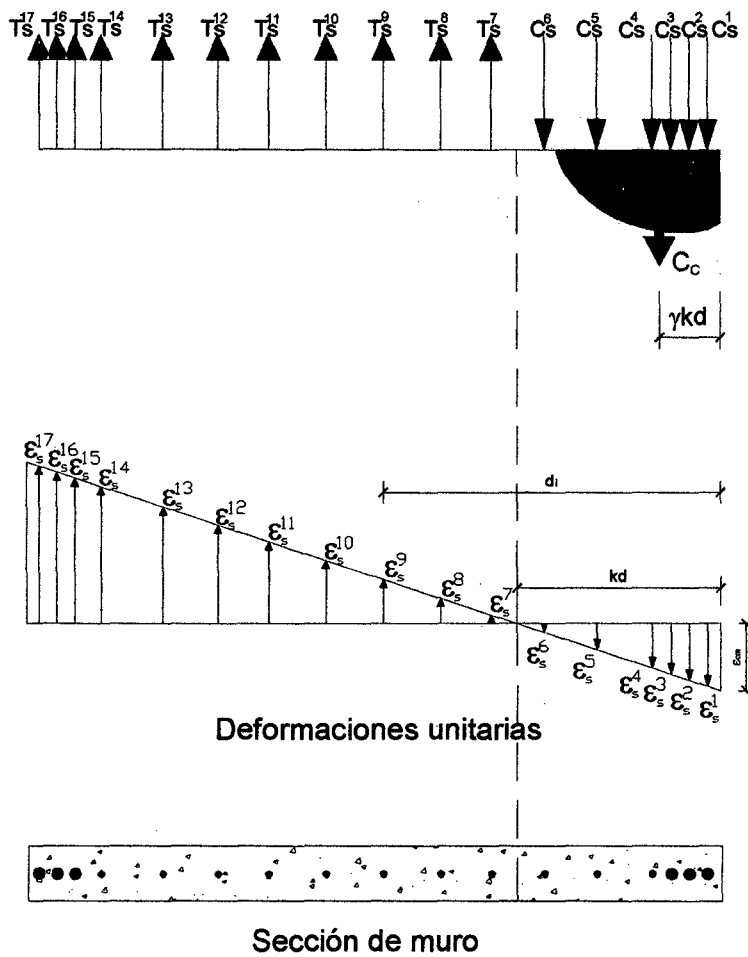


Fig. 4.3.7.

3. Se procede a calcular el esfuerzo f_{si} y luego calcular las fuerzas que resiste cada varilla

$$T^i s = f_{si} A_{si}$$

4. Para el ε_{cm} supuesto se calcula la fuerza de compresión del concreto C_c y su distancia de la línea de acción.

$$C_c = \alpha f'_c b k d$$

$$\alpha = \frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c d\varepsilon_c}{f'_c \varepsilon_{cm}}$$

$$\gamma = 1 - \frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} \varepsilon_c f_c d\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm} \int_0^{\varepsilon_{cm}} f_c d\varepsilon_c}$$

5. Se verifica el equilibrio

$$P = C_c + \sum_{i=1}^n S_i$$

$$M = C_c \left(\frac{h}{2} - \gamma k d \right) + \sum_{i=1}^n S_i \left(\frac{h}{2} - d_i \right)$$

6. La curvatura esta dada por

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{cm}}{k d}$$

7. Incrementar $\varepsilon_{cm} = \varepsilon_{cm} + \Delta\varepsilon_{cm}$.

Se repite el proceso hasta alcanzar la máxima curvatura del muro que se consigue cuando la deformación máxima de la fibra extrema del concreto es $\varepsilon_{cu} = 0.003$. Para otros detalles del programa ver anexo 2.

4.3.3.3.1 Aplicación del Programa a la Estructura en Estudio

A continuación se presentan las curvas momento-curvatura para algunos muros de la estructura ver Fig. 4.3.8. En las Fig. 4.3.9. y Fig. 4.3.10. se puede observar las curvas teóricas obtenidas por el programa *CURVATURA MODIFICADO* y la trilineal idealizada. La relación momento-curvatura de los muros es utilizada por el programa IDARC para determinar las propiedades inelásticas del resorte de flexión, por esta razón se idealizaron las curvas elaboradas por el programa *CURVATURA MODIFICADO* bajo la suposición que el $Area_1 \approx Area_2$.

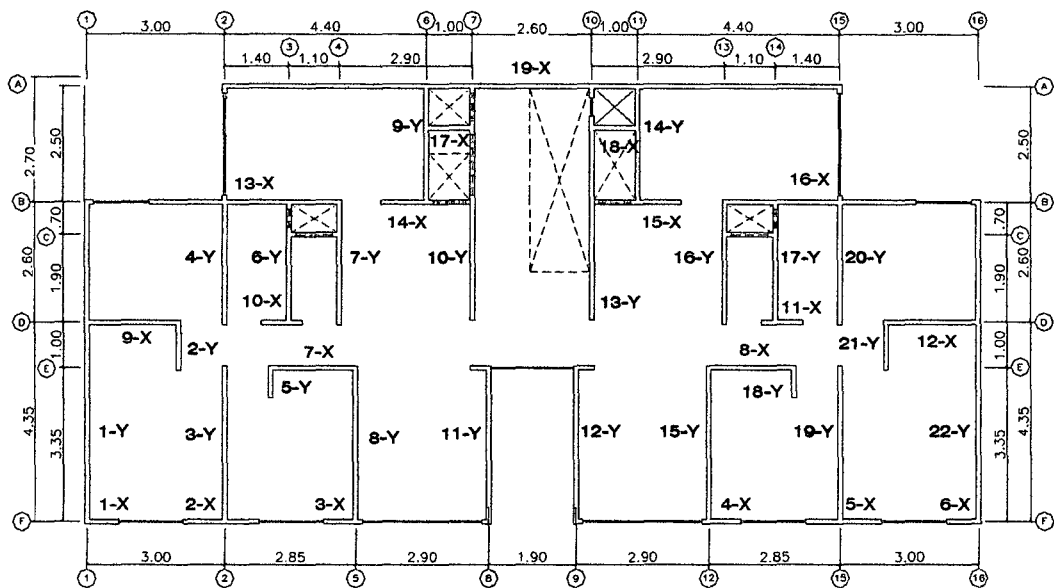


Figura 4.3.8. Primer piso

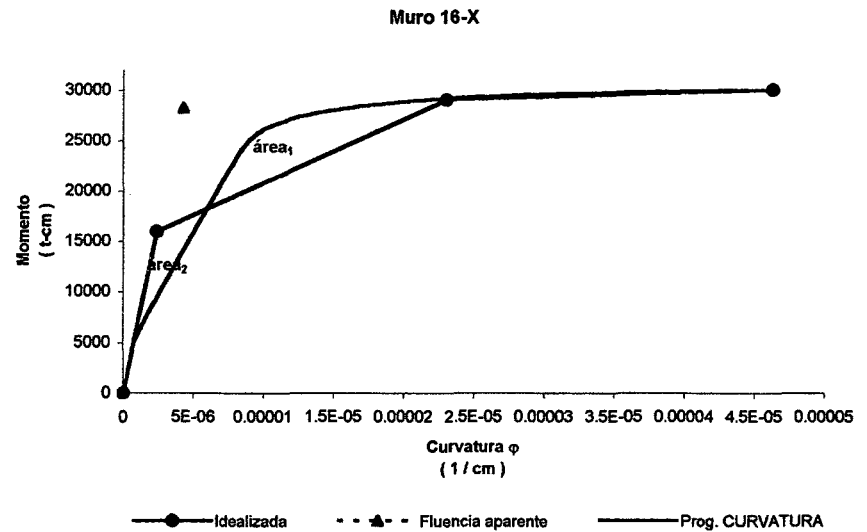
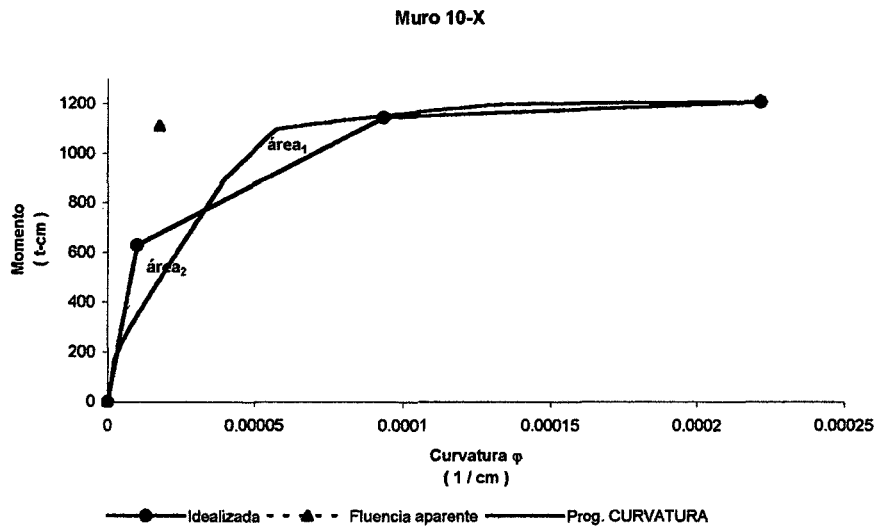
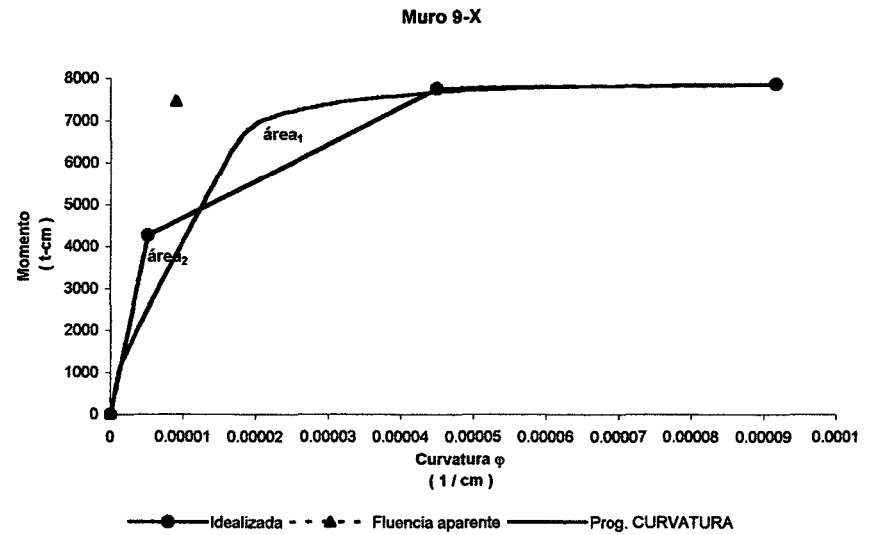
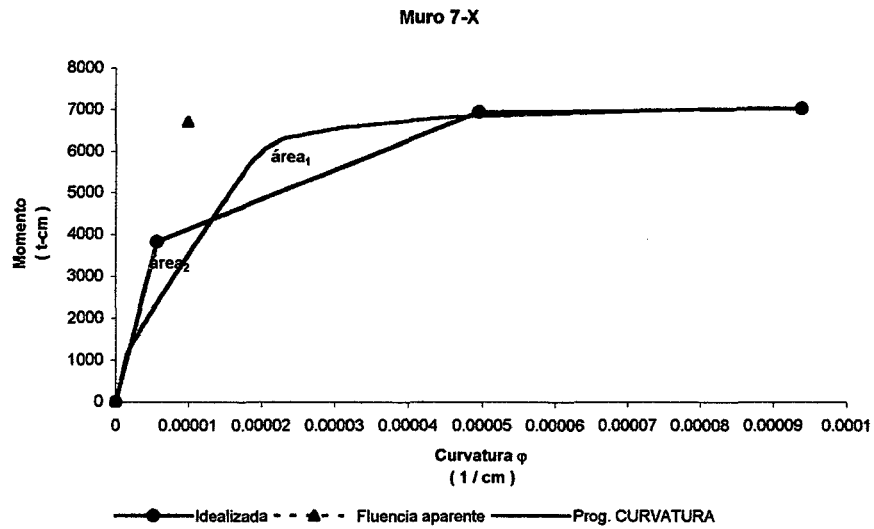


Fig. 4.3.9.

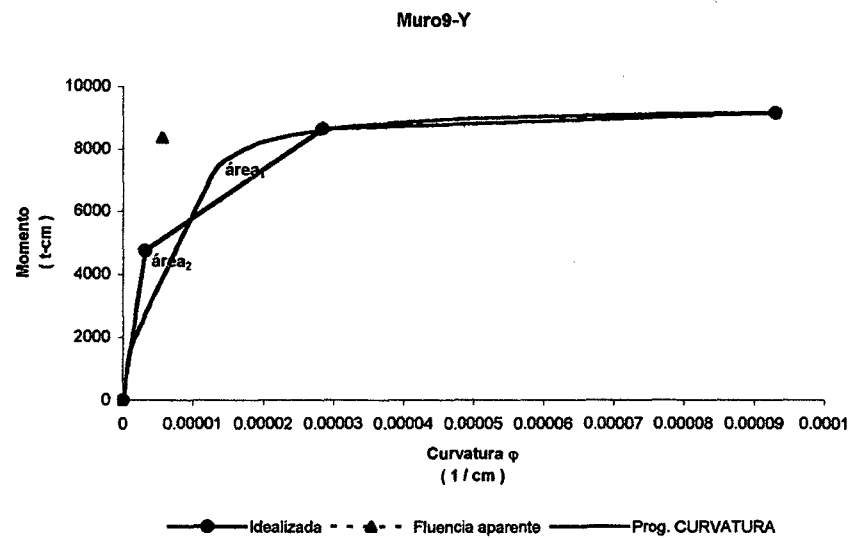
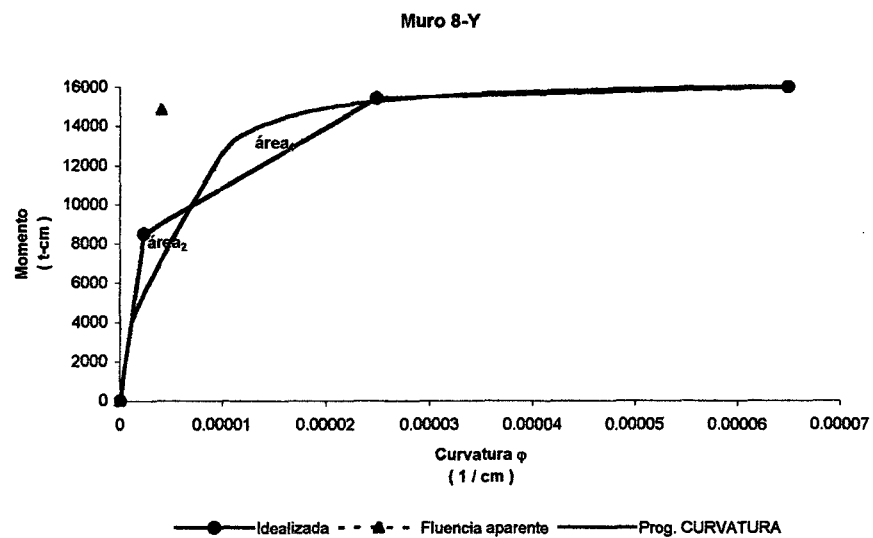
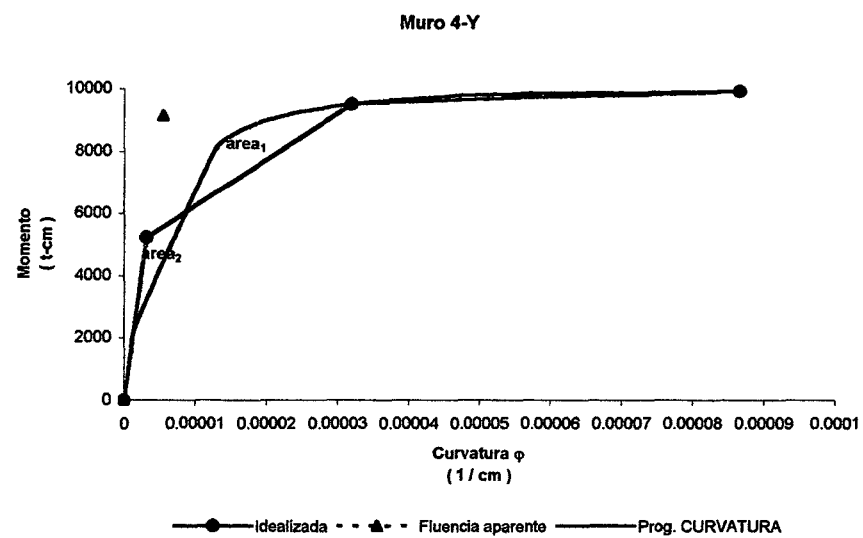
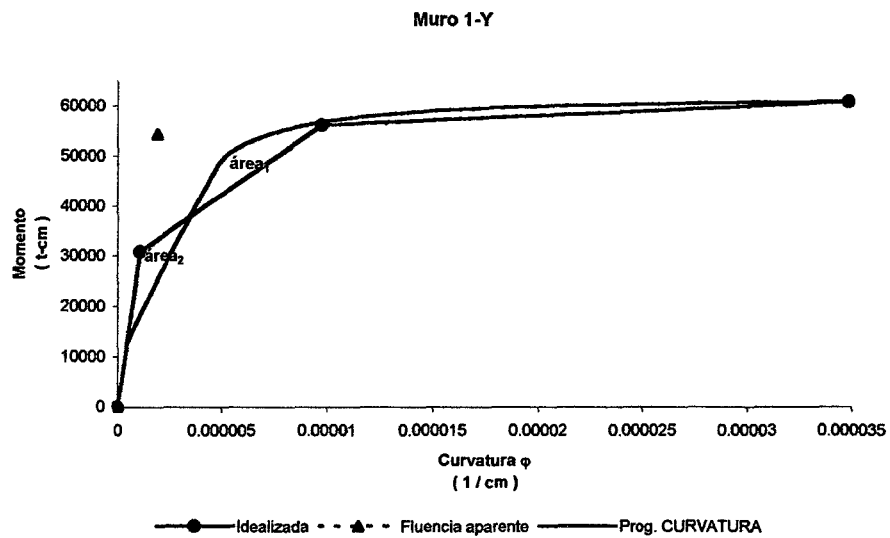


Fig. 4.3.10.

4.3.4 Resorte de Corte

Las ecuaciones propuestas por Arakawa [3, 4], Hirosawa y Yoshizaki pueden ser usadas como un primer modelo para determinar las propiedades inelásticas del resorte de corte. Las ecuaciones propuestas por Arakawa [31] para vigas y columnas fueron modificadas por Hirosawa basado en un análisis de regresión de un gran número de ensayos de muros de corte, estas formulaciones son citadas a continuación.

Estudio de Arakawa[3]

La siguiente ecuación fue desarrollada para vigas de concreto armado. Un total de 219 parejas de especímenes, para los cuales el refuerzo de corte fue el único parámetro ensayado, fueron usados para determinar empíricamente la contribución del refuerzo, V_s o el segundo término de la ecuación 4.3.3.

$$V_u(kg) = K_u K_p \frac{0.12(180 + f'_c)}{M/Vd + 0.12} + 2.7 \sqrt{\rho_w f_y} \quad 4.3.3.$$

Donde:

K_u : factor de reducción por efecto de escala (igual 0.72 cuando $d > 40$ cm)

M : el momento en la base del muro.

V : la fuerza de corte.

d : es la longitud del muro.

ρ_w : cuantía de estribos.

M/Vd : remplazado por tres cuando es mayor que tres.

$$K_p = 0.82 \rho_t^{0.23}$$

Estudio de Hirosawa[22]

Las ecuaciones propuestas por Hirosawa son muy usadas en Japón para calcular la resistencia última de muros de corte para estructuras nucleares y no-nucleares.

$$V_u(kg) = \left\{ \frac{0.0679 \rho_t^{0.23} (f'_c + 180)}{\sqrt{M/VD} + 0.12} + 2.7 \sqrt{f_y \rho_w} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_e j$$

$$\rho_t(\%) = 100 A_t / (b_e j)$$

$$j = 0.83D$$

Donde: ρ_t es cuantía del refuerzo en tracción considerando un muro como una columna, ρ_w es la cuantía horizontal, σ_0 es el esfuerzo axial promedio, b_e es el ancho equivalente, D es la longitud del muro, f'_c es el esfuerzo de compresión del concreto y f_y es el esfuerzo de fluencia del acero.

Yoshizaki [29]

Basados en un estudio de correlación de ensayos de muros de forma I, cilíndrica, caja y cono sometidos a una carga cíclica, los parámetros de la Fig. 4.3.11. pudieron ser determinados y estos son:

$$\tau_1 = \sqrt{f'_c (\sqrt{f'_c} + \sigma_y)} \quad \gamma_1 = \tau_1 / G$$

$$\tau_2 = 1.35 \tau_1 \quad \gamma_2 = 3 \gamma_1$$

$$\tau_3 = \left\{ 1 - \frac{\tau_g}{4.5 \sqrt{f'_c}} \right\} \tau_0 + \tau_g \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau_g \leq 4.5 \sqrt{f'_c} \\ \tau_g > 4.5 \sqrt{f'_c} \end{array} \right.$$

$$\tau_3 = 4.5 \sqrt{f'_c} \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau_g \leq 4.5 \sqrt{f'_c} \\ \tau_g > 4.5 \sqrt{f'_c} \end{array} \right.$$

$$\gamma_3 = 4.0 \times 10^{-3}$$

$$\tau_0 = (3 - 1.8M/VD)\sqrt{f'_c} \text{ cuando } M/VD > 1, \text{ entonces } M/VD - 1$$

$$\tau_g = (\rho_V + \rho_H)\sigma_y / 2 + (\sigma_V + \sigma_H) / 2$$

Donde:

G : módulo de elasticidad al corte del concreto (kg/cm^2)

ρ_V, ρ_H : cuantía vertical y horizontal del refuerzo respectivamente.

σ_V, σ_H : los esfuerzos vertical y horizontal (kg/cm^2) (positivo para compresión)

σ_y : el esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm^2).

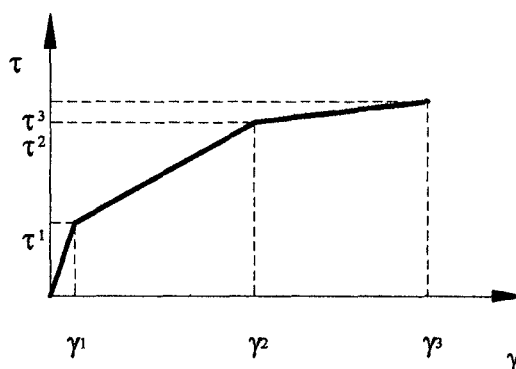


Fig. 4.3.11.

Las ecuaciones arriba descritas son muy usadas para determinar la resistencia cortante última de los muros de concreto, pero cabe señalar que estas ecuaciones han sido desarrolladas basados en ensayos de muros de corte con sección de forma I, cono y cilíndrica, y con espesores mayores que los muros del edificio que viene siendo estudiado en el presente trabajo.

El segundo modelo para predecir el comportamiento de los muros de corte es el propuesto por [32], a la cual llamaremos modelo C.V, el resorte de corte es modelado mediante una curva tetralineal, ver Fig. 4.3.12., la envolvente es establecida mediante las siguientes relaciones obtenidas en base a resultados experimentales:

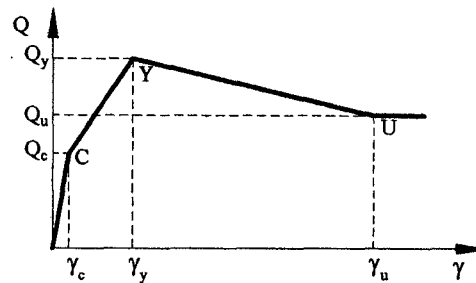


Fig. 4.3.12.

$$\begin{aligned}
 Q_y &= V_c + V_s & \gamma_y &= \frac{(Q_y - Q_c)}{ks2} + \gamma_c & ks2 &= \frac{\rho_v \text{sen}^4 \alpha \text{sen}^4 \beta (\cot \alpha + \cot \beta)^2}{\text{sen}^4 \alpha + n \rho_v \text{sen}^4 \beta} E_s b_w dd \\
 Q_c &= Q_y / 2 & \gamma_c &= \frac{Q_c}{ks1} & ks1 &= \frac{G.t.dd}{f} \\
 Q_u &= 1.2Q_c & \gamma_u &= 70\gamma_c & ks3 &= \frac{Q_u - Q_y}{\gamma_u - \gamma_y} & ks4 &= 0.005ks1
 \end{aligned}$$

$ks1$: la rigidez cortante de una viga no agrietada de longitud unitaria.

f : toma en cuenta la distribución no uniforme de los esfuerzos cortantes, para las secciones rectangulares toma el valor de 1.2

dd : peralte efectivo.

$ks2$: la rigidez cortante de una viga agrietada, para mayor información revisar [32]

En el presente estudio el modelo para el resorte de corte fue tomado del programa IDARC, ver Fig. 4.3.13., pero en las investigaciones realizadas por Hidalgo [20] y Valdivia [32] se observó que la real pendiente obtenida para el brazo YU fue una decreciente, ver las Fig. 4.3.12., Fig. 2.5.3. y Fig. 2.5.4., sin embargo este hecho produce problemas de estabilidad numérica en el programa, detectados en la presente tesis, ya que no puede operar una

estructura con una matriz de rigidez que en algunos puntos del análisis podría perder su propiedad de ser definido positivo. Por esta razón, se adoptó el modelo proporcionado por el programa IDARC Y se utilizó una pendiente muy baja para el brazo YU.

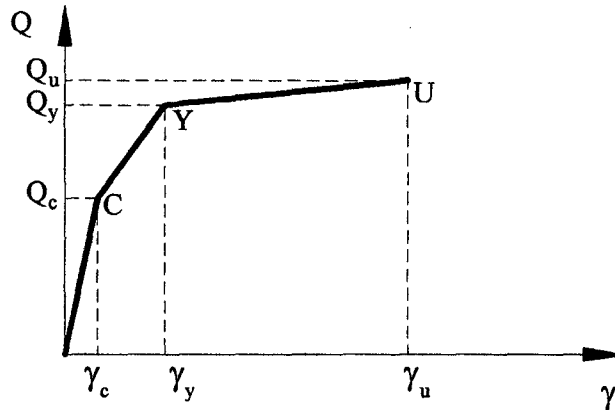


Fig. 4.3.13.

Se puede apreciar en la Fig. 4.3.13. el modelo trilineal que usa el programa IDARC para calcular las propiedades del resorte de corte, este tercer modelo fue determinado en base a resultados experimentales y a las ecuaciones del ACI. El punto de fluencia es determinado por:

$$Q_y = 1.33(V_c + V_s)$$

Donde: V_c es el menor valor obtenido entre V_{c1} y V_{c2} .

$$V_{c1} (kg) = 0.875\sqrt{f'_c} b_w 0.8D_w + 0.20P$$

$$V_{c2} (kg) = \left(0.159\sqrt{f'_c} + \frac{D_w}{den} \left(0.3315\sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{P}{D_w b_w} \right) \right) b_w 0.8D_w$$

$$V_s (kg) = \rho_w f_y 0.8D_w b_w$$

$$den = h_w - 0.5D_w$$

Donde: ρ_w es la cuantía del horizontal, P es la carga axial en kg, b_w es el ancho de muro en cm, D_w es la longitud del muro en cm, h_w es la altura del muro, f'_c es el esfuerzo de compresión del concreto en kg/cm², f_y es el esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm², G es el módulo de corte del concreto y A es el área de la sección transversal.

$$\gamma_Y = 1.8Q_Y / GA$$

Mientras que los puntos de agrietamiento y punto de máxima deformación son determinados en base a porcentajes de la fuerza de fluencia y la rigidez inicial de corte:

$$Q_c = 0.7Q_y \quad \gamma_c = Q_c / GA$$

$$Q_u = 1.025Q_y \quad \gamma_u = 9Q_y / GA$$

4.3.5 Macro-modelo

Creados con el objeto de modelar el comportamiento de diferentes elementos estructurales, para poder predecir el comportamiento inelástico de estructuras de concreto armado, con una razonable exactitud. Varios modelos han sido propuestos para modelar un muro y utilizarlos en la evaluación de estructuras que basan su desempeño en muros de concreto armado, como el modelo de componentes múltiples en paralelo (MCPM) propuesto por Volcano, Bertero y Colotti [33].

La Fig. 4.3.14. muestra un modelo para simular la respuesta de un muro. La respuesta de flexión es simulada por un modelo de componentes múltiples en paralelo típicamente axial con vigas infinitamente rígidas en la parte superior e inferior, los dos elementos

exteriores representan la rigidez axial de los elementos especiales de borde, los elementos interiores representan la rigidez axial y de flexión del panel central. Un resorte horizontal con rigidez k_H y un comportamiento histerético inelástico que representa el desempeño por corte del muro. Los resortes de corte y flexión son desacoplados [34]. La rotación relativa ocurre alrededor del punto localizado en el eje central a una altura ch , c varía entre 0 y 1, si el signo de la curvatura no cambia a lo largo de h .

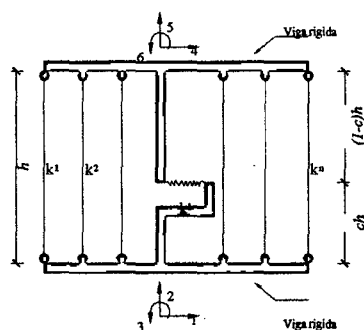


Fig. 4.3.14.

Las características inelásticas del macro-modelo propuesta en el programa IDARC están basadas en un modelo de plasticidad extendida y curvas histeréticas para representar la degradación de la estructura a lo largo de todo el análisis. Los muros son modelados considerando resortes acoplados de flexión y corte, y un resorte lineal-elástico para la carga axial [27]. Las propiedades de los elementos pueden ser calculadas por un modelo de fibra o el modelo matemático desarrollado para el presente estudio.

4.3.6 Formulación de la Rigidez

La mayoría de elementos estructurales como vigas, columnas y muros son modelados usando las mismas macro formulaciones. La

Fig. 4.3.15. muestra un típico muro de corte con sus correspondientes grados de libertad.

Los momentos y giros en la cara del elemento están relacionados por la matriz de rigidez, de acuerdo a:

$$\begin{Bmatrix} M'_a \\ M'_b \end{Bmatrix} = [K'] \begin{Bmatrix} \theta'_a \\ \theta'_b \end{Bmatrix}$$

Donde:

- ☐ M'_a y M'_b son los momentos en la cara del elemento.
- ☐ θ'_a y θ'_b son los giros en la cara del elemento.
- ☐ $[K']$ es la matriz de rigidez del elemento incluyendo deformaciones por corte y flexión, calculadas usando el modelo de plasticidad extendida.

$$[K'] = \begin{bmatrix} k_{aa} & k_{ab} \\ k_{ba} & k_{bb} \end{bmatrix}$$

Donde:

$$k_{aa} = \frac{12EI_o EI_A EI_B}{D_{et} L'} (f'_{bb} GA_s L'^2 + 12EI_o EI_A EI_B)$$

$$k_{ab} = k_{ba} = -\frac{12EI_o EI_A EI_B}{D_{et} L'} (f'_{ab} GA_s L'^2 + 12EI_o EI_A EI_B)$$

$$k_{bb} = \frac{12EI_o EI_A EI_B}{D_{et} L'} (f'_{aa} GA_s L'^2 + 12EI_o EI_A EI_B)$$

$$D_{et} = GA_s L^2 (f'_{aa} f'_{bb} - f'^2_{ab}) + 12EI_o EI_A EI_B (f'_{aa} + f'_{bb} - 2f'_{ab})$$

EI_o es la rigidez elástica rotacional; EI_A y EI_B son la rigidez rotacional tangente en los extremos del elemento; GA_s es la rigidez de corte; L es la longitud del elemento; y el resto de los parámetros están descritos en la sección 4.3.7.

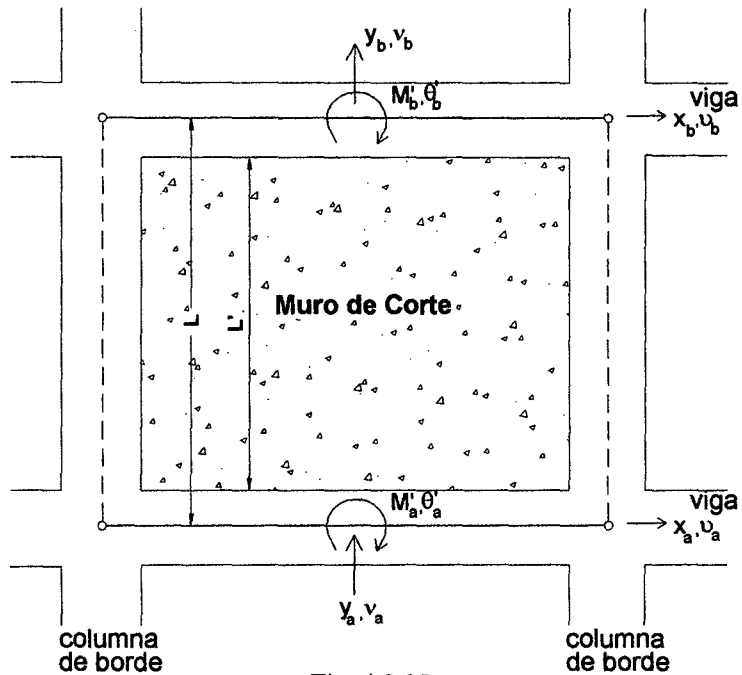


Fig. 4.3.15.

Las columnas y las vigas pueden incluir un brazo rígido para simular el incremento de la rigidez del elemento en el nudo, o en las conexiones con los muros de corte. Los efectos de una zona de longitud rígida son despreciables en los muros de corte.

Las deformaciones axiales son modeladas usando:

$$\begin{Bmatrix} y_a \\ y_b \end{Bmatrix} = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_a \\ v_b \end{Bmatrix}$$

Donde y_a y y_b son las fuerzas axiales en los extremos "a" y "b" del elemento estructural, respectivamente; v_a y v_b son los desplazamientos verticales en los extremos de los elementos.

Se ensambla los elementos a nivel de cada piso para obtener la matriz de rigidez de piso, considerando un grado de libertad horizontal por piso. Para la obtención de la matriz de rigidez global de la estructura, se procede a un ensamblaje de la matriz de piso (considerando compatibilidad de fuerzas y desplazamientos).

4.3.7 Modelo de Plasticidad Extendida

La distribución del momento a lo largo de un elemento sujeto a carga lateral es lineal, como se muestra en la Fig. 4.3.16. La presencia de cargas de gravedad modificará la distribución, y en casos de importantes cargas de gravedad los elementos estructurales deben ser divididos para capturar esa variación. Cuando el elemento experimenta deformaciones inelásticas, las fisuras tienden a extenderse formando una curva de distribución como se muestra en la Fig. 4.3.16. las secciones a lo largo del elemento exhibirán diferentes características de flexión, dependiendo del grado inelasticidad observada, ver Fig. 4.3.17.

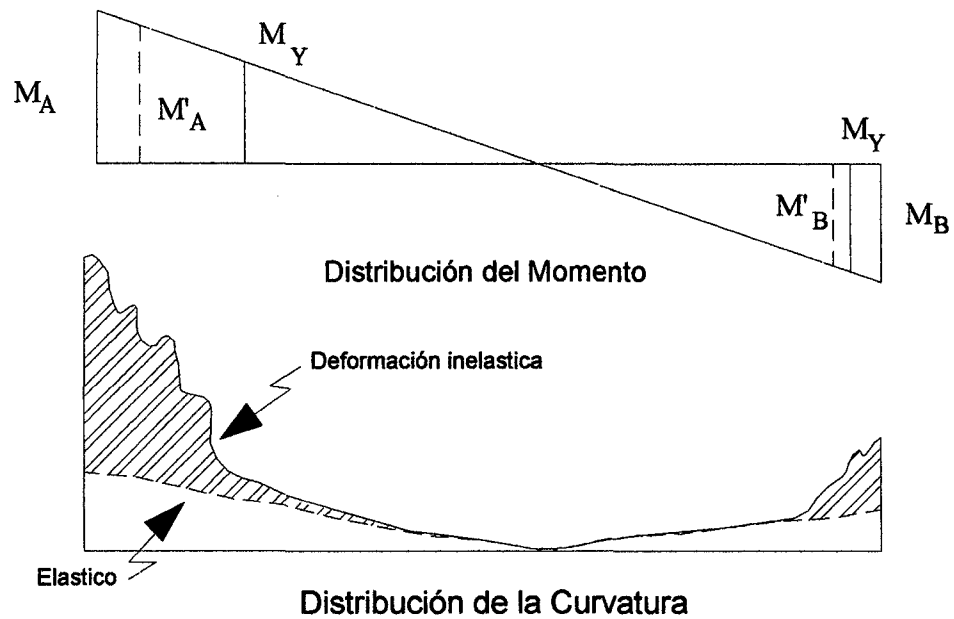


Fig. 4.3.16.

De acuerdo al principio de energía complementaria[17], el funcional de flexibilidad es [16]:

$$f = \int_l Z_1^T E^{-1} Z_1^T dl + \int_l Z_2^T G^{-1} Z_2^T dl \quad 4.3.4.$$

donde:

$$Z_1^T = \begin{bmatrix} 1 - \frac{x}{L} \\ \frac{x}{L} \end{bmatrix} \quad Z_2^T = \begin{bmatrix} \frac{1}{L} \\ \frac{1}{L} \end{bmatrix}$$

E^{-1} son las funciones de flexibilidad por flexión. La distribución de la flexibilidad en los elementos estructurales es supuesta siguiendo la distribución mostrada en la Fig. 4.3.17.

$$E^{-1}(x) = \begin{cases} \frac{x}{\alpha_A L'} \left[\frac{1}{EI_0} - \frac{1}{EI_A} \right] + \frac{1}{EI_A} & 0 \leq x < \alpha_A L' \\ \frac{1}{EI_0} & \alpha_A L' \leq X < (1 - \alpha_B) L' \\ \frac{(L' - x)}{\alpha_B L'} \left[\frac{1}{EI_0} - \frac{1}{EI_B} \right] + \frac{1}{EI_B} & (1 - \alpha_B) L' \leq X \leq L' \end{cases}$$

Donde L' es la luz libre del elemento, E el módulo de Young, I_A y I_B son los momentos de inercia en las secciones de los extremos del elemento, α_A y α_B son los coeficientes de propagación de la fluencia; estos últimos coeficientes, indican las proporciones del elemento donde los momentos flectores son mayores que los momentos de agrietamiento de los extremos del elemento.

Se considera constante los efectos de corte en todo el elemento.

$$G^{-1}(x) = \begin{cases} \frac{1}{GA_s} & 0 \leq X \leq L' \end{cases}$$

Donde A_s es el área de corte de la sección, G el módulo de corte.

La rigidez de flexión y la rigidez de corte son determinadas de las curvas del material, los coeficientes de propagación de la fluencia son determinadas como se indica en la sección 4.3.8 dependiendo de la distribución del momento y el registro de la propagación de la fluencia.

La matriz de flexibilidad, incluyendo distorsiones por cortante, los momentos y los giros están relacionados como siguen:

$$f = \begin{bmatrix} f_{aa} & f_{ab} \\ f_{ba} & f_{bb} \end{bmatrix} \quad 4.3.5.$$

Los coeficientes de flexibilidad pueden ser obtenidos de:

$$f_{aa} = \frac{L'}{12EI_OEI_AEI_B} f'_{aa} + \frac{1}{GA_sL'}$$

$$f_{ab} = f_{ba} = \frac{L'}{12EI_OEI_AEI_B} f'_{ab} + \frac{1}{GA_sL'}$$

$$f_{bb} = \frac{L'}{12EI_OEI_AEI_B} f'_{bb} + \frac{1}{GA_sL'}$$

donde:

$$f'_{aa} = 4EI_AEI_B + (EI_O - EI_A)EI_B(6\alpha_A - 4\alpha_A^2 + \alpha_A^3) + (EI_O - EI_B)EI_A\alpha_B^3$$

$$f'_{ab} = -2EI_AEI_B - (EI_O - EI_A)EI_B(2\alpha_A^2 - \alpha_A^3) - (EI_O - EI_B)EI_A(2\alpha_B^2 - \alpha_B^3)$$

$$f'_{bb} = 4EI_AEI_B + (EI_O - EI_A)EI_B\alpha_A^3 + (EI_O - EI_B)EI_A(6\alpha_B - 4\alpha_B^2 + \alpha_B^3)$$

Note que la flexibilidad total de los elementos es la suma de la contribución por flexión y cortante.

Si se toma la inversa a la ecuación 4.3.5., se obtiene la matriz de rigidez del elemento.

$$[K'] = \begin{bmatrix} k_{aa} & k_{ab} \\ k_{ba} & k_{bb} \end{bmatrix}$$

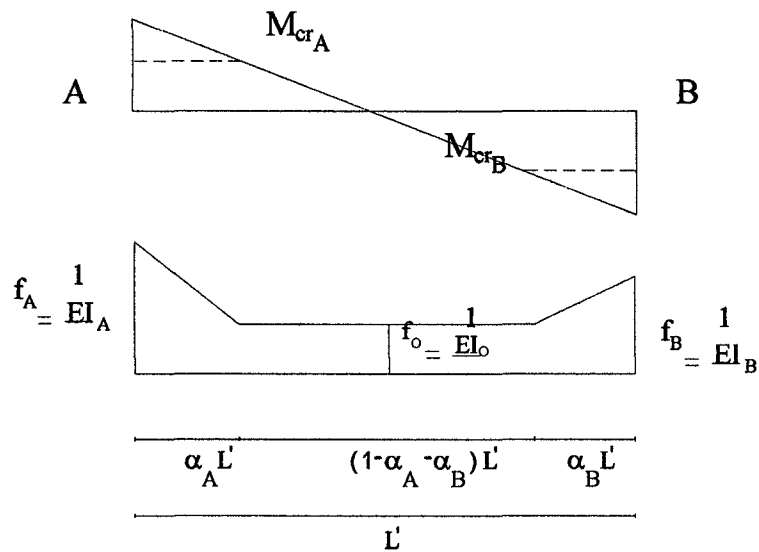


Figura 4.3.17.

4.3.8 Modelo de Propagación de la Fluencia

El modelo de propagación de la fluencia, ver Fig. 4.3.17. combinado con la formulación de plasticidad extendida captura la variación de la rigidez en los elementos estructurales. La formulación de plasticidad extendida es dependiente de los parámetros de propagación de la fluencia α_A y α_B , y la rigidez de flexión EI_0 en el centro del elemento. Estos parámetros son primero calculados para la vigente distribución de momentos, y luego verificados con la previa longitud de penetración máxima α_{Amax} y α_{Bmax} ; los parámetros de

propagación de la fluencia de la vigente distribución de momentos no pueden ser menores que el previo valor máximo. Las reglas para variación de esos parámetros son descritas abajo (como el diagrama de momento cambia en el elemento).

Los parámetros de la penetración de la fluencia, α_A y α_B , especifican la proporción del elemento donde los momentos actuantes son más mayores que el momento de agrietamiento de la sección, MA_{cr} o MB_{cr} . Los dos casos para distribución de momentos están identificados como: diagramas de momento-curvatura simple y doble ver [27].

4.3.9 Análisis Incremental

Un método muy simple de análisis estático inelástico, consiste en la aplicación sucesiva de incrementos de carga (ΔP_j) hasta completar la carga total (P). En cada paso j se resuelve un sistema lineal con la matriz de rigidez tangente K_{tj} correspondientes a las características materiales y geométricas al comienzo de cada paso j .

Al final de cada paso i , la carga que actúa en la estructura será:

$$P = P_o + \sum_{j=1}^i \Delta P_j$$

y su vector de desplazamiento correspondiente:

$$u = u_o + \sum_{j=1}^i \Delta u_j$$

Donde P_o representa el vector de carga inicial y u_o el vector de desplazamiento inicial.

La matriz de rigidez de la estructura a emplear en cada paso será la correspondiente al final del paso anterior $j-1$; esto es función de u_{j-1} y P_{j-1} .

$$K_{t,j} = K_{t,j}(u_{j-1}, P_{j-1})$$

y por tanto la correspondiente ecuación de equilibrio será:

$$\Delta P_j = K_{t,j-1} \Delta u_j$$

En este procedimiento no existe ningún tipo de control de error, acumulándose en cada paso los errores anteriores resultantes de suponer constante la matriz de rigidez dentro de cada intervalo de carga. La precisión depende exclusivamente del número de intervalos de carga.

4.3.10 Análisis Estático-Inelástico con Cargas Laterales

El análisis estático-inelástico denominado “pushover”, es una simple y eficiente técnica para predecir el comportamiento de la estructura durante un sismo severo. Un análisis pushover puede establecer la secuencia de fluencia en los elementos, la capacidad de ductilidad y si la resistencia lateral del edificio es adecuada, los cuales no pueden ser conseguidos de un análisis elástico. El análisis pushover desarrolla un análisis incremental de fuerzas laterales hasta completar la fuerza total, el sistema de ecuaciones a resolver es:

$$K_t \Delta u = \Delta F + c_{corr} \Delta F_{err}$$

Donde K_t es la rigidez tangencial; Δu es el vector con el incremento de desplazamientos laterales; ΔF es el vector con el incremento en fuerzas laterales, c_{corr} es un coeficiente de corrección

(usualmente tomado como uno); $\{\Delta F_{err}\}$ es el vector con las fuerzas no equilibradas en la estructura.

El análisis pushover puede ser desarrollado mediante un control por fuerzas o por desplazamientos, cada uno de estos procesos se diferencia porque se define un perfil de incremento de fuerzas o un perfil de incremento de desplazamiento. En el control por fuerzas la estructura es sometida a un incremento de fuerza lateral y luego los desplazamientos pueden ser calculados, además se debe especificar el máximo desplazamiento de la parte superior del edificio y el perfil de incremento de fuerzas, la selección de una distribución apropiada de cargas laterales es muy importante dentro del análisis, puesto que una distribución establecida para el análisis incremental forzaría a la estructura a responder en una forma específica. A menudo la distribución de fuerzas seleccionada es la distribución de fuerzas obtenidas durante una respuesta elástica, sin embargo, es claro que cuando la estructura entra al rango inelástico, la distribución elástica de las fuerzas ya no puede ser aplicada. Si las fuerzas no son modificadas para considerar la nueva distribución de rigidez, la estructura es forzada a responder en una manera que puede diferir considerablemente de la respuesta que impone un evento sísmico a la estructura, por esta razón es recomendable usar el método modal adaptativo que contempla la variación de la rigidez a lo largo del análisis.

4.3.10.1 Método Modal Adaptativo

Este método cambia el perfil de distribución de fuerzas laterales durante el análisis, pues considera una distribución proporcional a las formas de modo, las cuales son afectadas porque

la respuesta inelástica de la estructura cambia la matriz de rigidez durante el análisis.

La distribución de fuerzas laterales puede ser determinada de dos formas, la primera es si se considera sólo la primera forma de modo

$$\Delta F_i = \frac{W_i Z_n}{\sum_{i=1}^n W_i Z_n} V_b - F_i^{anterior}$$

Donde Z_n es la primera forma de modo en el piso i , V_b es el cortante de la base de la estructura y es la fuerza en el piso i del paso anterior, la segunda forma considera la contribución de más de una forma de modo, en este caso las formas de modo son combinadas usando el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC) y escaladas de acuerdo a su factor de participación modal. La fuerza incremental en el piso i se calcula de acuerdo a:

$$\Delta F_i = \frac{W_i \left[\sum_{j=1}^{nm} (Z_{ij} \Gamma_j)^2 \right]^{1/2}}{\sum_{i=1}^n W_i \left[\sum_{j=1}^{nm} (Z_{ij} \Gamma_j)^2 \right]^{1/2}} V_b - F_i^{anterior}$$

donde Z_{ij} es la forma de modo j en el piso i , Γ_j es el factor de participación modal j .

Capítulo V

5.0 Análisis Elástico-Lineal del Edificio Multifamiliar “Los Jardines de San Juan”

5.1 Introducción

Los ingenieros estructurales han sido conscientes de las limitaciones que existe al realizar un análisis elástico cuando se trata de evaluar la respuesta de una estructura diseñada para responder inelásticamente, sin embargo, debido al esfuerzo requerido para realizar un análisis inelástico, por simplicidad los códigos de diseño sismorresistente usualmente especifican un análisis elástico, debido a que tratan de cumplir con los objetivos de proporcionar a la estructura una seguridad adecuada, pero mediante una sola etapa de diseño, lo cual conlleva a realizar simplificaciones para el análisis. Además, la necesidad de dar una caracterización más precisa de ingreso de datos, ha forzado a los ingenieros estructurales a continuar usando programas de análisis elástico.

El edificio multifamiliar “Los Jardines de San Juan” fue construido el 2003 cuando no existía requerimientos mínimos relacionados a este tipo de edificación, pues su diseño no estaba completamente consideradas en las normas nacionales para edificaciones, además fue diseñado con la N.T.E E030 “Diseño Sismorresistente” de 1997, como se sabe la norma E030 vigente es la del 2003, por estos motivos en el presente trabajo se ha realizado dos análisis elástico-lineal-tridimensional, incluyendo fuerzas

sísmicas en el programa de computo ETABS[14], se ha empleado para el primer análisis el espectro de pseudo-aceleraciones proporcionada en la N.T.E E030 de 1997, mientras que para el segundo análisis se usó el espectro proporcionado por la N.T.E E030 del 2003.

Los modelos elásticos generados en el ETABS son usados para verificar la capacidad inicial del edificio, y verificar que la estructura del edificio cumple con todas las exigencias establecidas en los códigos de concreto armado (norma nacional EMDL y ACI 318) y asimismo calibrar el modelo inelástico.

5.2 Análisis dinámico-elástico

Para evaluar la estructura se ha realizado dos análisis modal-espectral, incluyendo fuerzas sísmicas en el programa de computo ETABS.

ETABS es un programa de computo que emplea la técnica de elementos finitos para el análisis y diseño de estructuras. La técnica de elementos finitos es un método aproximado confiable que permite estudiar las estructuras continuas como si fueran discretas. Para ello se idealiza la estructura como una red o malla de elementos interconectados llamados "elementos finitos", de manera que consideramos las propiedades de los mismos concentradas en los "nudos". Resolvemos el problema de análisis al establecer las relaciones entre fuerzas y desplazamientos de los nudos de cada elemento así como las condiciones de equilibrio y compatibilidad de los mismos.

Solo se tiene que crear un sistema estructural que consiste en los elementos que resisten las cargas laterales y de gravedad, y las losas que

actúan como diafragma rígido. Además se debe especificar las combinaciones de carga para la cual la estructura necesita ser analizada.

La preparación de datos para el programa de computo ETABS implica:

- 📖 Descripción de la geometría estructural.
- 📖 Definición de las condiciones de carga para la cual la estructura necesita ser analizada.

De manera que el primer paso en el uso del programa ETABS es definir numéricamente el problema a ser resuelto. Por lo tanto hay que seleccionar un sistema de referencia XYZ, propiedades de las secciones, material y cargas para elementos y nudos. También asignar números de identificación a los nudos y etiquetar a los elementos.

5.2.1 Consideraciones para el análisis

Algunas hipótesis fueron consideradas para el análisis:

1. De los materiales

📖 Concreto:

Módulo de elasticidad: $E = 200\,000 \text{ t / m}^2$

Módulo de poisson : $\mu = 0.25$

Peso específico : $\gamma = 2.4 \text{ t / m}^3$

2. Del análisis

- 📖 Comportamiento lineal-elástico (relación esfuerzo-deformación).
- 📖 Comportamiento isotrópico para los materiales (concreto)

3. De las cargas

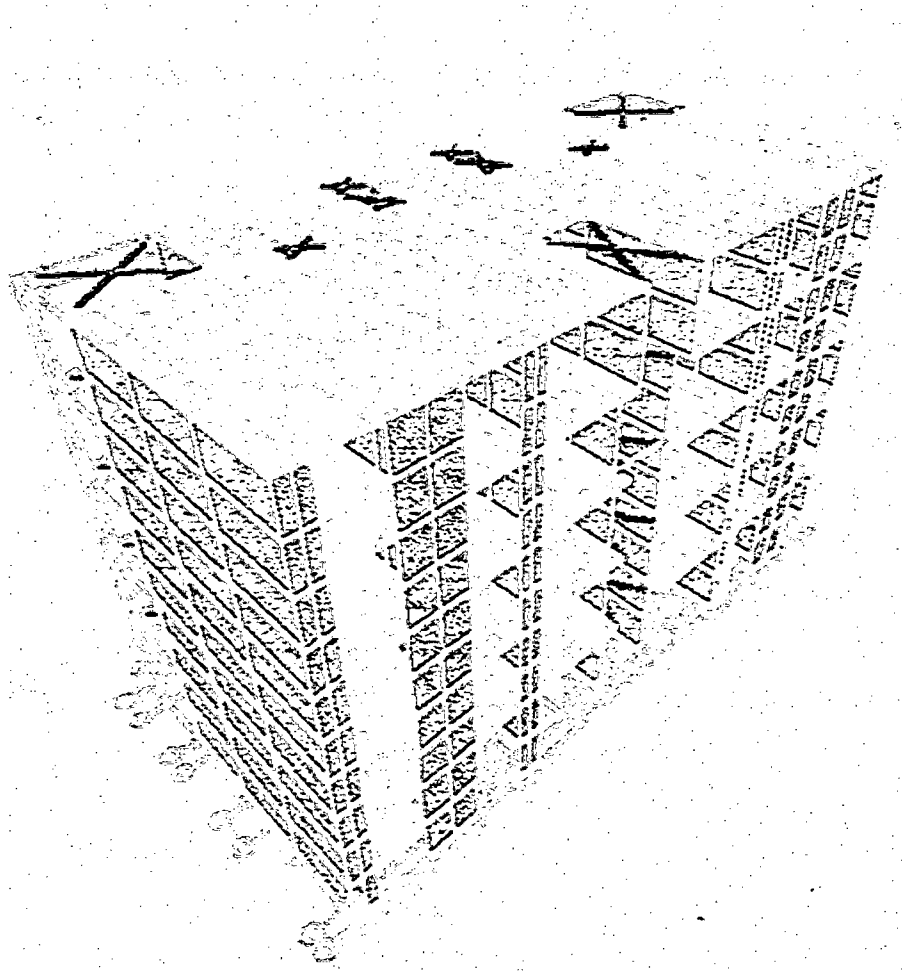
- 📖 Las cargas laterales generadas por el ETABS corresponden a la zona sísmica 3, con un factor de zona de $Z = 0.4$ y un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones proporcionado en el artículo 18 de la norma E030 diseño sismorresistente, para un amortiguamiento de 5%.
- 📖 La carga producida por sismo se distribuye a lo largo de la altura mediante una distribución modal.
- 📖 La masa sísmica es calculada usando el total de la carga muerta más el 25% de la carga viva.

4. De la discretización

- 📖 La edificación se ha modelado mediante el uso de elementos de muro (Walls) y se ha asignado diafragmas rígidos en cada nivel, es decir las losas de cada nivel se han considerado inextensibles en su propio plano, el desplazamiento horizontal en cada nivel es el mismo en todos sus puntos.
- 📖 Se modeló los muros considerando que se trata de un problema de estado plano de esfuerzos, es decir aceptando que son nulos los esfuerzos perpendiculares al plano del muro.

5. Modelo Utilizado

A continuación se presenta el modelo de la estructura usada para determinar las fuerzas sísmicas en ETABS.



5.2.2 Resultados del Análisis Modal-Espectral

5.2.2.1 Periodos

Los periodos naturales analíticos del edificio se muestran en la Tabla 5.2.1

Tabla 5.2.1

Modo	1	2	3	4	5	6	7
Periodos	0.1581	0.1210	0.0897	0.0417	0.0315	0.0257	0.0212
Valor espectral $R = 4^{(1)}$	2.453	2.453	2.453	2.453	2.453	2.453	2.453
Valor espectral $R = 7.5^{(2)}$	1.308	1.308	1.308	1.308	1.308	1.308	1.308

Los movimientos del suelo son amplificados en forma importante por la vibración de la estructura de manera que la aceleración que se presentan en el edificio llega a ser varias veces superior a la del terreno. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio de la edificación y de la relación entre el periodo de la estructura y el periodo dominante del suelo. Se sabe que mientras más cercanos sean los periodos dominantes del movimiento del suelo y el periodo fundamental de vibración de la estructura más crítico serán los efectos del sismo, ya que se generan amplificaciones, por ende se elevan las aceleraciones y se producen fuerzas de inercia mayores. Por las razones expuestas arriba y de acuerdo a los resultados obtenidos del análisis dinámico tenemos una estructura con periodos fundamentales relativamente cortos, además se tiene que tener en cuenta que nuestro edificio analizado es una estructura muy rígida, por esta razón el edificio resultará más afectado cuando los movimientos del suelo sean bruscos, donde las frecuencias que prevalecen son altas.

⁽¹⁾ Se usó el espectro de pseudo aceleraciones proporcionada en la N.T.E. E030 de 2003.

⁽²⁾ se usó el espectro de pseudo-aceleraciones proporcionada en la N.T.E. E030 de 1997, norma con la cual fue diseñado el edificio

5.2.2.2 Formas de Modo

Modo 1

$T = 0.1581 \text{ s}$ $f = 6.3251 \text{ Hertz}$
 $w = 39.7418 \text{ rad / s}$

Nivel	u	v	θ
5	-0.1767	0.0067	-0.01619
4	-0.139	0.0054	-0.01247
3	-0.0989	0.0038	-0.00861
2	-0.0586	0.0022	-0.00491
1	-0.0236	0.0008	-0.00187

Modo 2

$T = 0.1210 \text{ s}$ $f = 8.2645 \text{ Hertz}$
 $w = 51.9272 \text{ rad / s}$

Nivel	u	v	θ
5	-0.0072	-0.2039	-0.00017
4	-0.0056	-0.1602	-0.00014
3	-0.0039	-0.1129	-0.00011
2	-0.0024	-0.066	-0.00007
1	-0.001	-0.026	-0.00003

Modo 3

$T = 0.0897 \text{ s}$ $f = 11.1483 \text{ Hertz}$
 $w = 70.0467 \text{ rad / s}$

Nivel	u	v	θ
5	-0.0893	0.0021	0.02776
4	-0.0791	0.0019	0.02199
3	-0.0625	0.0017	0.01565
2	-0.0423	0.0012	0.00934
1	-0.0201	0.0005	0.00387

Modo 4

$T = 0.0417 \text{ s}$ $f = 23.9808 \text{ Hertz}$
 $w = 150.6759 \text{ rad / s}$

Nivel	u	v	θ
5	0.156	-0.0049	0.00909
4	0.0174	-0.0003	-0.00037
3	-0.1057	0.0035	-0.00819
2	-0.1512	0.0045	-0.01058
1	-0.1011	0.0027	-0.00676

Modo 5

$T = 0.0315 \text{ s}$ $f = 31.7460 \text{ Hertz}$
 $w = 199.4662 \text{ rad / s}$

Nivel	u	v	θ
5	0.0039	0.1661	0.00016
4	0.0008	0.0121	0.00004
3	-0.0027	-0.1204	-0.00009
2	-0.0048	-0.1654	-0.00016
1	-0.004	-0.1082	-0.00012

5.2.2.3 Desplazamiento Laterales

Los desplazamientos laterales y la fracción de la altura de entrepiso (Δ / h_{ei}) son mostrados en la tabla 5.2.2

Tabla 5.2.2
Análisis Modal

Los máximos Desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso por fuerzas sísmicas en N-S y E-W

Piso	Dirección E-O			Dirección N-S		
	δx (mm)	Δx (mm)	Δ / h_e	δy (mm)	Δy (mm)	Δ / h_e
5	7.91	1.62	0.00066	5.24	1.24	0.00051
4	6.29	2.13	0.00087	4.00	1.25	0.00051
3	4.16	1.84	0.00075	2.75	1.18	0.00048
2	2.31	1.39	0.00057	1.57	0.97	0.00040
1	0.92	0.92	0.00033	0.60	0.60	0.00021

5.2.2.4 Fuerza Cortante en Cada Nivel

Fuerza cortante para $R = 4^{(3)}$, en la dirección X-X

Piso	Carga	$V_x(t)$	$V_y(t)$
5	Sísmica (S_x)	30.44	1.59
4	Sísmica (S_x)	58.74	3.12
3	Sísmica (S_x)	78.67	4.18
2	Sísmica (S_x)	92.15	4.86
1	Sísmica (S_x)	99.73	5.2

Fuerza cortante para $R = 4$, en la dirección Y-Y

Piso	Carga	$V_x(t)$	$V_y(t)$
5	Sísmica (S_y)	1.57	38.05
4	Sísmica (S_y)	3.09	72.96
3	Sísmica (S_y)	4.15	97.27
2	Sísmica (S_y)	4.83	113.39
1	Sísmica (S_y)	5.2	122.11

⁽³⁾ Se usó el espectro de pseudo aceleraciones proporcionada en la N.T.E. E030 de 2003.

Fuerza cortante para $R = 7.5^{(4)}$, en la dirección X-X

Piso	Carga	$V_x(t)$	$V_y(t)$
5	Sísmica (S_x)	16.23	0.85
4	Sísmica (S_x)	31.32	1.66
3	Sísmica (S_x)	41.95	2.23
2	Sísmica (S_x)	49.14	2.59
1	Sísmica (S_x)	53.18	2.77

Fuerza cortante para $R = 7.5$, en la dirección Y-Y

Piso	Carga	$V_x(t)$	$V_y(t)$
5	Sísmica (S_y)	0.84	20.29
4	Sísmica (S_y)	1.65	38.9
3	Sísmica (S_y)	2.21	51.87
2	Sísmica (S_y)	2.57	60.46
1	Sísmica (S_y)	2.77	65.11

⁽⁴⁾ Se usó el espectro de pseudo-aceleraciones proporcionada en la N.T.E. E030 de 1997, norma con la cual fue diseñado el edificio

5.2.2.5 Procedimiento Para el Diseño de un Muro de Corte

a) Verificación de la Necesidad de Elementos de Confinamiento

De acuerdo con ACI 318-99, Art. 21.6.6.3, los muros tendrán elementos especiales de borde y alrededor de las aberturas de los muros estructurales cuando el esfuerzo de compresión máxima de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas factoradas, f_c , incluyendo efectos de sismo, sobrepase de $0.2*f_c$.

b) Determinación del Refuerzo del Muro de Corte

Se debe suministrar refuerzo especial en los muros estructurales en dos direcciones ortogonales en el plano del muro de acuerdo con el Art. 15.4.3 de la Norma E060 (Reglamento Nacional de Construcción) ó ACI 318-99, Art. 21.6.2.

La cuantía mínima de refuerzo distribuido en el alma, en ambas direcciones es 0.0025, a no ser que la fuerza de corte de diseño no exceda de $0.5\phi V_c$, el refuerzo horizontal y vertical puede reducirse a:

$$\rho_h > 0.0020$$

$$\rho_v > 0.0015$$

De acuerdo con ACI 318-99, Art. 21.6.2.1 ó norma nacional EMDL, Art. 2.15.

Donde:

$$\phi V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$$

$$d = 0.80l_w$$

c) Verificando si se requiere refuerzo en dos capas

De acuerdo ACI 318-99, Art. 21.6.2.2, se requiere refuerzo en dos capas cuando la fuerza cortante factorada en el plano excede de $0.53\sqrt{f'_c}A_{cv}$.

d) Determinación Requerimiento de refuerzo por cortante

De acuerdo con E060 Art. 15.4.3.1 los muros con refuerzo de corte debidos a la acción de esfuerzos coplanares se diseñaran considerando

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde la resistencia nominal al corte, V_n , de muros estructurales no debe exceder de:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c\sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$$

de acuerdo con norma nacional EMDL, Art. 2.10 ó ACI 21.6.4.1, donde:

$$\alpha_c = 0.80, \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53, \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$$

También el ρ_v no debe ser menor que la cuantía de refuerzo ρ_h , cuando $h_w/l_w \leq 2.0$ (norma nacional EMDL Art. 2.15 ó ACI 21.6.4.3).

e) Diseño por flexo-compresión

Cuando una sección de muro es sometida a diferentes combinaciones de carga axial y momento flexionante, la profundidad del eje neutro varía según estas combinaciones. En este análisis para cada profundidad "c" del eje neutro, se halla la resistencia nominal a carga axial, P_n , y la resistencia nominal a momento flexionante, M_n , de la sección de un muro reforzado. El diseño de flexo-compresión se verifica comprobando que M_u/ϕ y P_u/ϕ estén dentro del diagrama de interacción del muro. Para el análisis a flexo-compresión se considera todo el refuerzo vertical del muro, tanto el puntual como el de la malla electro soldada, como se puede observar en la Fig. 5.2.1.

Del diagrama de deformaciones, mostrado en la Fig. 5.2.1., se puede deducir que, para las varillas de acero en la posición "i" en la sección del muro, la deformación, ε_s^i , de estas es:

$$\varepsilon_s^i = 0.003 \frac{c - d_i}{c} \quad 5.2.2.1$$

Donde d_i es la distancia a las varillas en la posición "i" desde la fibra extrema comprimida. Las deformaciones de la ecuación 5.2.2.1 son positivas en el caso de compresión y negativas en tracción. Por lo tanto, las siguientes relaciones dan el esfuerzo, f_{si} , en las varillas en la posición "i":

$$\varepsilon_s^i \geq \frac{f_y}{E_s} \Rightarrow f_{si} = f_y$$

$$\frac{f_y}{E_s} > \varepsilon_s^i > -\frac{f_y}{E_s} \Rightarrow f_{si} = \varepsilon_s^i E_s$$

$$\varepsilon_s^i \leq -\frac{f_y}{E_s} \Rightarrow f_{si} = -f_y$$

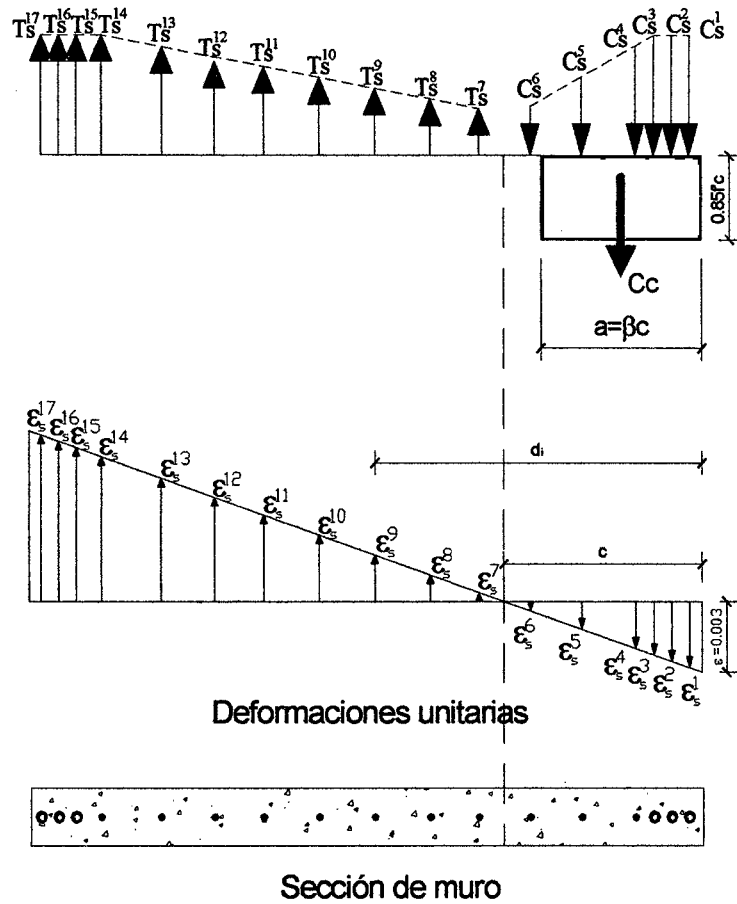


Fig. 5.2.1.

5.2.2.6 Verificación del Diseño Sísmico de los Muros de Corte

5.2.2.6.1 Diseño Del Muro Del Eje 1 (G1) Para R = 7.5

a. Verificación de la necesidad de elementos de confinamiento

De acuerdo con ACI 318-99, Art 21.6.6.3, los muros tendrán elementos especiales de borde y alrededor de las aberturas de los muros estructurales cuando el esfuerzo de compresión

máxima de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas factoradas, f_c incluyendo efectos de sismo, sobrepase de $0.2 \cdot f'_c$.

$$A_g = 695 \times 10 = 6950 \text{ cm}^2$$

$$I = 10 \times \frac{695^3}{12} = 279\,751\,979.17 \text{ cm}^4$$

→

$$f_c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u L_w / 2}{I} = \frac{76.31 \times 1000}{6950} + \frac{114.83 \times 695 / 2 \times 10^5}{279751979.17}$$

$$f_c = 25.24 \text{ kg / cm}^2 < 0.2 \times 175 \text{ kg / cm}^2 = 35 \text{ kg / cm}^2$$

Consecuentemente no es necesario el uso de elementos de confinamiento.

La Tabla 5.2.3 contiene un resumen de la Fuerza Axial, Fuerza Cortante y Momento Flector del Segmento del Muro en la base.

Tabla 5.2.3

Resumen de la fuerza Axial, Momento Flector y Fuerza Cortante en la base del Muro en el Eje 1

Carga	Fuerza Axial (t)	Fuerza Cortante (t)	Momento Flector (t-m)
Muerta (D)	-38.36	-0.27	-5.57
Viva (L)	-7.46	-0.13	-2.24
Sísmica (S_x)	±15.24	10.59	84.06
Sísmica (S_y)	1.93	9.44	68.66
Combinación de Cargas			
1.5D+1.8L	-70.95	-0.63	-12.38
1.25(D+L+S_x)	-76.31	-13.73	-114.83
1.25(D+L+S_y)	-56.67	-12.29	-95.59
0.9D + 1.25S_x	-53.57	-13.48	-110.09
0.9D + 1.25S_y	-36.93	-12.04	-90.84

b. Determinación del Refuerzo del Muro de Corte

Se debe proporcionar refuerzo especial en los muros estructurales en dos direcciones ortogonales en el plano del muro de acuerdo con el Art. 15.4.3 de la Norma E060 (Reglamento Nacional de Construcción) ó ACI 318-99, Art. 21.6.2.

La cuantía mínima de refuerzo distribuido en el alma, en ambas direcciones es 0.0025, a no ser que la fuerza de corte de diseño no exceda de $0.5\phi V_c$, el refuerzo horizontal y vertical puede reducirse a:

$$\rho_h > 0.0020$$

$$\rho_v > 0.0015$$

De acuerdo con norma EMDL, Art. 2.15 ó ACI 318-99, Art. 21.6.2.1

Donde:

$$\text{☞ } V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$$

$$\text{☞ } d = 0.80l_w$$

Para este muro $d = 5.56$ m

$$\Rightarrow V_c = 0.53 \times \sqrt{175} \times 10 \times 0.10 \times 5.56$$

$$V_c = 38.98 \text{ t}$$

La máxima fuerza cortante factorada es $V_u = 13.73$ t de la segunda combinación de carga (ver tabla 5.2.3). Entonces $V_u = 13.73$ t $< 0.5\phi V_c = 0.5 \times 0.85 \times 38.98 = 16.57$ t, por ende el refuerzo horizontal y vertical puede reducirse a:

$$\rho_h > 0.0020$$

$$\rho_v > 0.0015$$

- i) Verificando si se requiere refuerzo en dos capas, de acuerdo ACI 318-99, Art. 21.6.2.2. Se requiere refuerzo en dos capas cuando la fuerza cortante factorada en el plano excede de $0.53\sqrt{f'_c}A_{cv} \Rightarrow V_u < 38.98$ t, por ende no es necesario proveer de dos capas de refuerzo al muro, con una sola capa es suficiente.

ii)

📖 Mínimo refuerzo horizontal:

$$0.0020 \times 100 \times 10 = 2.0 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

📖 Usando refuerzo de $\phi 3/8'' \Rightarrow A_s = 0.71 \text{ cm}^2$, el espaciamiento horizontal máximo requerido será:

$$S \text{ requerido} = \frac{A_s}{A_s / \text{m}} = \frac{0.71 \text{ cm}^2}{2.0 \text{ cm}^2 / \text{m}} = 0.36 \text{ m}$$

➔ usar $\phi 3/8'' @ 0.30$ m

📖 Mínimo refuerzo vertical:

$$0.0015 \times 100 \times 10 = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

📖 Usando refuerzo de $\varnothing 3/8'' \Rightarrow A_s = 0.71 \text{ cm}^2$, el espaciamiento vertical máximo requerido será:

$$S \text{ requerido} = \frac{A_s}{A_s/m} = \frac{0.71 \text{ cm}^2}{1.5 \text{ cm}^2/m} = 0.47 \text{ m}$$

→ usar $\varnothing 3/8'' @ 0.30 \text{ m}$

c. Determinación Requerimiento de refuerzo por cortante

De acuerdo con E060 Art. 15.4.3.1 los muros con refuerzo de corte debidos a la acción de esfuerzos coplanares se diseñaran considerando

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde la resistencia nominal al corte, V_n , de muros estructurales no debe exceder de:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$$

de acuerdo con norma EMDL, Art. 2.10 ó ACI 318-99, Art. 21.6.4.1, donde:

$$\text{📖 } \alpha_c = 0.80, \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$$

$$\text{📖 } \alpha_c = 0.53, \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$$

$$\text{se tiene } \frac{h_w}{l_w} = \frac{12.60}{6.95} = 1.81 \leq 2$$

- $\alpha_c = 0.80$, pero conservadoramente tomaremos 0.53
- $A_{cv} = 0.10 \times 6.95 = 0.695 \text{ m}^2$
- Para una capa de refuerzo de $\emptyset 3/8''$ espaciados a 0.30 m,

$$\rho_n = \frac{0.71}{30 \times 10} = 0.0024$$

$$\rightarrow V_n = 6.95 \times 0.10 \times (0.53 \sqrt{175} \times 10 + 0.0024 \times 42000)$$

$$V_n = 118.78 \text{ t} \Rightarrow \emptyset V_n = 0.85 \times 118.78 \text{ t}$$

$$\emptyset V_n = 100.96 \geq 13.73 \text{ t conforme}$$

Note que $V_n = 118.78 \text{ t}$ es mucho menor que el limite superior $2.6 \sqrt{f'_c} l_w d = 2.6 \times \sqrt{175} \times 0.10 \times 0.80 \times 6.95 \times 10 = 191.23 \text{ t}$ (norma nacional EMDL, Art. 2.15 ó ACI 11.10.3) \Rightarrow usar $\emptyset 3/8'' @ 0.30 \text{ m}$ al medio del muro en la dirección horizontal.

También el ρ_v no debe ser menor que la cuantía de refuerzo ρ_h , cuando $h_w/l_w \leq 2.0$ (EMDL, Art. 2.15 ó ACI 21.6.4.3), desde $h_w/l_w = 12.60 / 6.95 = 1.81 \leq 2.0 \Rightarrow \rho_v = 0.0024$

\therefore usar $\emptyset 3/8'' @ 0.30 \text{ m}$.

d. Diseño por flexo-compresión

La Fig. 5.2.2 contiene el diagrama de interacción del muro G1 del eje 1. el muro esta reforzado con 27 varillas verticales. Como se muestra de la figura, el muro es adecuado para las combinaciones de carga que se muestra en la tabla 5.2.3.

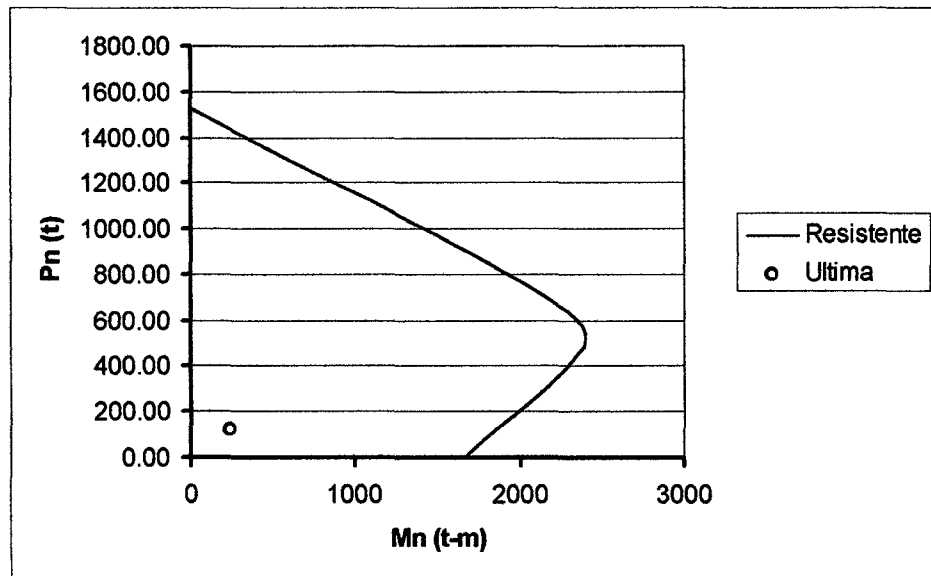


Fig. 5.2.2.

5.2.2.6.2 Diseño del Muro del Eje 1 (G1) Para R = 4

a. Verificación de la necesidad de elementos de confinamiento

De acuerdo con ACI 318-99, Art. 21.6.6.3, los muros tendrán elementos especiales de borde y alrededor de las aberturas de los muros estructurales cuando el esfuerzo de compresión máxima de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas factoradas, f_c , incluyendo efectos de sismo, sobrepase de $0.2 \cdot f'_c$.

$$A_g = 695 \times 10 = 6950 \text{ cm}^2$$

$$I = 10 \times \frac{695^3}{12} = 279\,751\,979.17 \text{ cm}^4$$

→

$$f'_c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u L_w}{2I} = \frac{85.84 \times 1000}{6950} + \frac{167.4 \times 695}{2 \times 10^5}$$

$$f'_c = 33.14 \text{ kg / cm}^2 < 0.2 \times 175 \text{ kg / cm}^2 = 35 \text{ kg / cm}^2$$

Consecuentemente no será necesario el uso de elementos de confinamiento.

La Tabla 5.2.4 contiene un resumen de la Fuerza Axial, Fuerza Cortante y Momento Flector del Segmento del Muro en la base.

Tabla 5.2.4

Resumen de la fuerza Axial, Momento Flector y Fuerza Cortante en la base del Muro en el Eje 1

Carga	Fuerza Axial (t)	Fuerza Cortante (t)	Momento Flector (t-m)
Muerta (D)	-38.36	-0.27	-5.57
Viva (L)	-7.46	-0.13	-2.24
Sísmica (S_x)	28.57	19.86	157.64
Sísmica (S_y)	3.61	17.71	128.77
Combinación de Cargas			
1.5D+1.8L	-70.95	-0.63	-12.38
1.25(D+L) + S_x	-85.84	-20.35	-167.40
1.25(D+L) + S_y	-60.88	-18.20	-138.53
0.9D + S_x	-63.09	-20.10	-162.66
0.9D + S_y	-38.13	-17.95	-133.78

b. Determinación del Refuerzo del Muro de Corte

Se debe proporcionar refuerzo especial en los muros estructurales en dos direcciones ortogonales en el plano del muro

de acuerdo con el Art. 15.4.3 de la Norma E060 (Reglamento Nacional de Construcción) ó ACI 318-99, Art. 21.6.2.

La cuantía mínima de refuerzo distribuido en el alma, en ambas direcciones es 0.0025, a no ser que la fuerza de corte de diseño no exceda de $0.5\phi V_c$, el refuerzo horizontal y vertical puede reducirse a:

$$\rho_h > 0.0020$$

$$\rho_v > 0.0015$$

de acuerdo con ACI 318-99, Art. 21.6.2.1 ó norma nacional EMDL, Art. 2.15.

Donde:

$$\text{☞ } V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$$

$$\text{☞ } d = 0.80l_w$$

Para este muro $d = 5.56$ m

$$\Rightarrow V_c = 0.53x\sqrt{175}x10x0.10x5.56$$

$$V_c = 38.98 \text{ t}$$

La máxima fuerza cortante factorada es $V_u = 20.35$ t de la segunda combinación de carga (ver tabla 5.2.4). Entonces $V_u = 20.35 \text{ t} > 0.5\phi V_c = 0.5 \times 0.85 \times 38.98 = 16.57 \text{ t}$, por ende el mínimo refuerzo requerido en cada dirección que debe darse, de acuerdo a E060 Art. 15.4.3.5, es 0.0025

- i) Verificando si se requiere refuerzo en dos capas, de acuerdo ACI 318-99, Art. 21.6.2.2. Se requiere refuerzo en dos capas cuando la fuerza cortante factorada en el plano excede de $0.53\sqrt{f'_c}A_{cv} \Rightarrow V_u < 38.98 \text{ t}$, por ende no es necesario proveer de dos capas de refuerzo al muro, con una sola capa es suficiente.

ii)

📖 Mínimo refuerzo horizontal y vertical:

$$0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

📖 Usando refuerzo de $\varnothing 3/8'' \Rightarrow A_s = 0.71 \text{ cm}^2$, el espaciamiento requerido será:

$$S \text{ requerido} = \frac{A_s}{A_s / \text{m}} = \frac{0.71 \text{ cm}^2}{2.5 \text{ cm}^2 / \text{m}} = 0.28 \text{ m}$$

$$S \text{ requerido} = 0.28 \text{ m.}$$

c. Determinación Requerimiento de refuerzo por cortante

De acuerdo con E060 Art. 15.4.3.1 los muros con refuerzo de corte debidos a la acción de esfuerzos coplanares se diseñaran considerando

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde la resistencia nominal al corte, V_n , de muros estructurales no debe exceder de:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$$

de acuerdo con norma nacional EMDL, Art. 2.10 ó ACI 318-99, Art. 21.6.4.1

Donde:

$$\alpha_c = 0.80, \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53, \text{ para } \frac{h_w}{l_w} \geq 2.0$$

$$\text{se tiene } \frac{h_w}{l_w} = \frac{12.60}{6.95} = 1.81 \leq 2.0$$

- $\alpha_c = 0.80$, para conservadoramente tomando 0.53
- $A_{cv} = 0.10 \times 6.95 = 0.695 \text{ m}^2$
- Para una capa de refuerzo de $\varnothing 3/8''$ espaciados a 0.30 m,

$$\rho_n = \frac{0.71}{30 \times 10} = 0.0024$$

$$\rightarrow V_n = 6.95 \times 0.10 \times (0.53 \sqrt{175} \times 10 + 0.0024 \times 42000)$$

$$V_n = 118.78 \text{ t} \Rightarrow \varnothing V_n = 0.85 \times 118.78 \text{ t}$$

$$\varnothing V_n = 100.96 \geq 20.35 \text{ t conforme}$$

Note que $V_n = 118.78 \text{ t}$ es mucho menor que el limite superior $2.6 \sqrt{f'_c} l_w d = 2.6 \times \sqrt{175} \times 0.10 \times 0.80 \times 6.95 \times 10 = 191.23 \text{ t}$ (norma EMDL, Art. 2.10) \Rightarrow usar $\varnothing 3/8'' @ 0.30$ en el centro en la dirección horizontal.

También el ρ_v no debe ser menor que la cuantía de refuerzo ρ_h , cuando $h_w/l_w \leq 2.0$ (ACI 318-99, Art. 21.6.4.3 ó norma nacional EMDL, Art. 2.15), desde $h_w/l_w = 12.60 / 6.95 = 1.81 \leq 2.0$, por lo tanto se debe usar la mínima cuantía de 0.0025, pero la cuantía que se emplea es de 0.0024.

Observación:

Como se puede apreciar en los resultados obtenidos, la fuerza de corte de diseño exceda de $0.5\phi V_c$, por ende se tiene que tomar una cuantía mínima de refuerzo de 0.0025, por lo tanto el espaciamiento requerido para que cumpla con la cuantía mínima es 28 cm como máximo, pero el proporcionado por el diseñador es de 30cm.

d. Diseño por flexo-compresión

La Fig. 5.2.3 contiene el diagrama de interacción del muro G1 del eje 1 el muro esta reforzado con 27 varillas verticales. Como se muestra de la figura, el muro es adecuado para las combinaciones de carga que se muestra en la tabla 5.2.4.

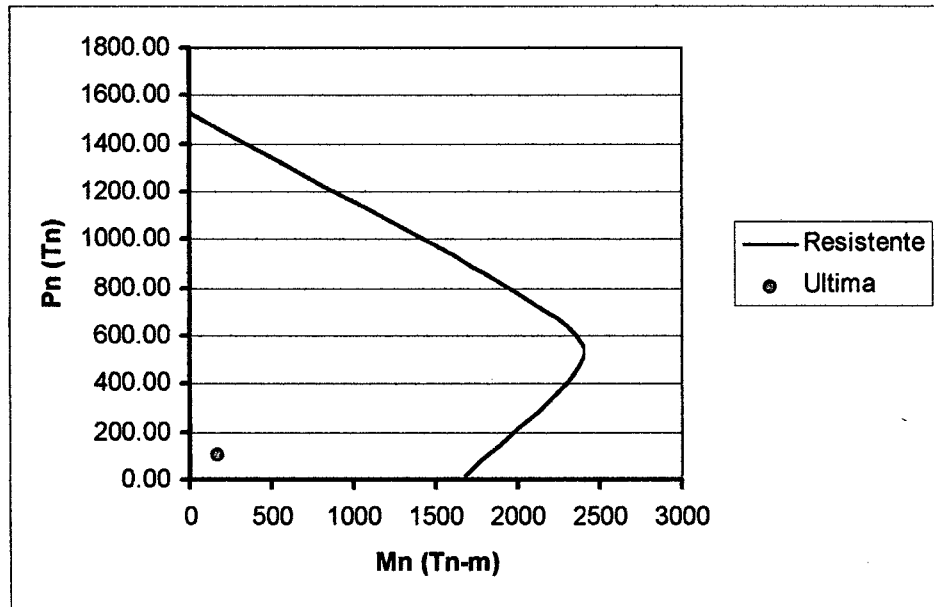


Fig. 5.2.3.

5.2.2.6.3 Cuadros de Resumen de Verificación del Diseño Sísmico de los Muros de Corte.

En esta sección se presenta el resumen de la verificación del diseño sísmico de los muros del primer piso de la estructura en estudio, para los resultados obtenidos de los dos análisis dinámico-elástico, el diseñado de acuerdo a la N.T.E E030 de 1997⁽⁵⁾ con un coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas de $R=7.5$ y el diseñado con la E030 del 2003⁽⁶⁾ con un coeficiente de reducción de $R=4$, y determinar si la estructura cumple con las exigencias establecidas en la norma nacional EMDL o el código ACI 318-99 para garantizar un buen desempeño de los edificios rígidos de muros. A cada muro se le asignado un nombre y la ubicación de los mismos se puede observar en el Fig. 5.2.4.

⁽⁵⁾ Norma con la que fue diseñado el edificio

⁽⁶⁾ Norma vigente y que se usó para verificar si la estructura cumple con las actuales exigencias de la norma.

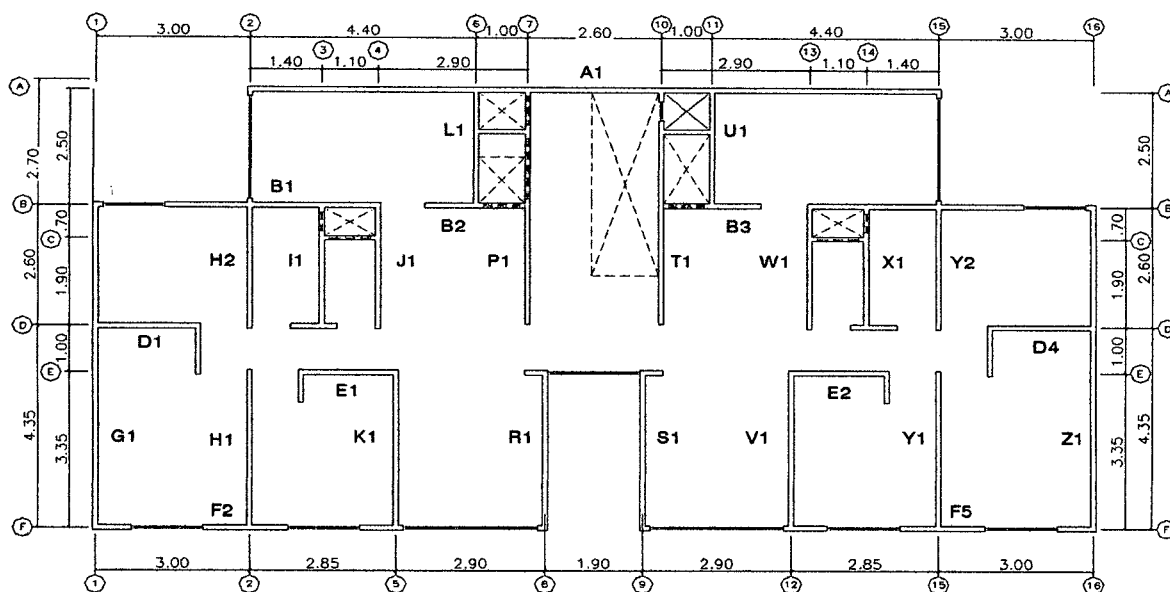


Figura 5.2.4, Primer piso

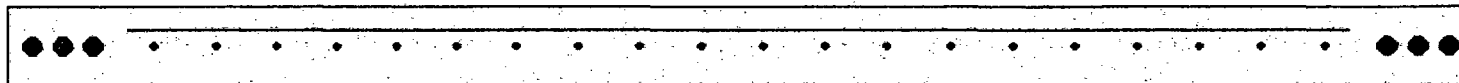
Debido al reducido espesor del muro, solo se colocó una malla electrosoldada al medio de los muros y como se puede apreciar en las tablas 5.2.5 y 5.2.6 (para todos los muros) solo se requiere una capa de refuerzo al medio del muro, por lo tanto estos muros cumple con las exigencias establecidas en el código ACI 318-99, artículo 21.6.2.2.

El muro no dispone de elementos especiales de borde, y el espesor del muro no aumenta en los extremos; de acuerdo con el ACI 318-99, artículo 21.6.6.3, los muros deben tener elementos especiales de borde y alrededor de las aberturas de los muros estructurales cuando el esfuerzo de compresión máxima de la fibra extrema, f_c , sobrepase $0.2 \cdot f'_c$, pero como se puede apreciar en las tablas 5.2.7 y 5.2.8 ninguno de los muros sobrepasa $0.2 \cdot f'_c$ y consecuentemente ninguno muro necesita de elementos de confinamiento.

Los muros cuentan una malla electrosoldada formada con varillas de 3/8" de diámetro espaciados cada 30 cm al medio de los muros con cuantías de 0.24% en ambas direcciones, vertical y horizontal, como se puede apreciar en la tabla 5.2.9 la fuerza cortante de diseño no excede de $0.5\phi V_c$ y por ende se puede reducir la cuantía a $\rho_h > 0.0020$ y $\rho_v > 0.0015$, de acuerdo con ACI 318-99, Art. 21.6.2.1 ó norma nacional EMDL, Art. 2.15., estos valores limites, $\rho_h = 0.20\%$ y $\rho_v = 0.15\%$, no exceden el valor de la cuantía que poseen los muros, en consecuencia es conforme usar varillas de 3/8" de diámetro espaciados cada 30cm, para el refuerzo vertical y horizontal, debido a que el espaciamiento mínimo requerido para las cuantías limites son de 36 cm y 47 cm, respectivamente. Mientras que en la tabla 5.2.10 podemos observar que hay 10 muros cuyas fuerzas cortante de diseño exceden de $0.5\phi V_c$ y por ende las cuantías de refuerzo de los muros no deben ser menores que 0.0025, de acuerdo con norma nacional EMDL, Art. 2.15 ó ACI 318-99, Art. 21.6.2.1, este valor limite de 0.25% excede al valor de la cuantía que poseen estos muros, además el espaciamiento requerido para una cuantía 0.25% es de 28 cm como máximo, pero el proporcionado por el diseñador es de 30cm.

Tabla 5.2.5
Verificando si es necesario el refuerzo en dos capas, R= 7.5

Muro	L_w (m)	$V_c = 0.53\sqrt{f'_c b_w d}$	$V_u(t)$	Comparación
B2	1	5.61	0.57	una capa
B3	1	5.61	0.59	una capa
F2	1.65	9.25	1.44	una capa
F4	1.65	9.25	1.46	una capa
I1	1.9	10.66	1.55	una capa
X1	1.9	10.66	1.56	una capa
P1	2.6	14.58	2.43	una capa
R1	3	16.83	2.75	una capa
S1	3	16.83	2.77	una capa
J1	2.7	15.14	2.99	una capa
W1	2.7	15.14	3.05	una capa
H2	2.7	15.14	3.34	una capa
Y2	2.7	15.14	3.37	una capa
E2	1.95	10.94	3.72	una capa
E1	1.95	10.94	3.78	una capa
L1	2.6	14.58	3.95	una capa
U1	2.6	14.58	4.04	una capa
D4	2.1	11.78	4.61	una capa
D1	2.1	11.78	4.61	una capa
H1	3.45	19.35	4.76	una capa
Y1	3.45	19.35	5.03	una capa
K1	3.45	19.35	5.12	una capa
V1	3.45	19.35	5.21	una capa
B4	4.2	23.56	7.48	una capa
B1	4.2	23.56	7.5	una capa
T1	4.2	23.56	7.68	una capa
Z1	6.95	38.98	12.94	una capa
G1	6.95	38.98	13.73	una capa
A1	13.4	75.16	29.47	una capa

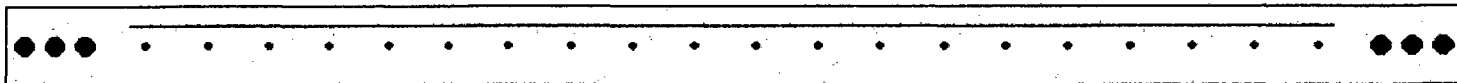


Sección de Muro

Nota: Los muros deben tener cuando menos dos capas de refuerzo cuando $V_u > V_c$

Tabla 5.2.6
Verificando si es necesario el refuerzo en dos capas, R = 4

Muro	L_w (m)	$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_u(t)$	Comparación
B2	1	5.61	0.79	una capa
B3	1	5.61	0.83	una capa
F4	1.65	9.25	2.17	una capa
F2	1.65	9.25	2.17	una capa
I1	1.9	10.66	2.31	una capa
X1	1.9	10.66	2.33	una capa
P1	2.6	14.58	3.54	una capa
R1	3	16.83	4.05	una capa
S1	3	16.83	4.1	una capa
J1	2.7	15.14	4.44	una capa
W1	2.7	15.14	4.53	una capa
H2	2.7	15.14	4.94	una capa
Y2	2.7	15.14	4.98	una capa
E2	1.95	10.94	5.41	una capa
E1	1.95	10.94	5.49	una capa
L1	2.6	14.58	5.76	una capa
U1	2.6	14.58	5.85	una capa
D4	2.1	11.78	6.63	una capa
D1	2.1	11.78	6.64	una capa
H1	3.45	19.35	7.23	una capa
Y1	3.45	19.35	7.33	una capa
K1	3.45	19.35	7.58	una capa
V1	3.45	19.35	7.71	una capa
T1	4.2	23.56	11.04	una capa
B4	4.2	23.56	11.06	una capa
B1	4.2	23.56	11.1	una capa
Z1	6.95	38.98	19.13	una capa
G1	6.95	38.98	20.35	una capa
A1	13.4	75.16	44.17	una capa

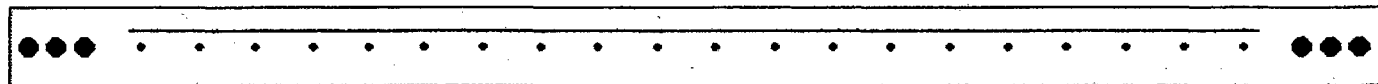


Sección de Muro

Nota: Los muros deben tener cuando menos dos capas de refuerzo cuando $V_u > V_c$

Tabla 5.2.7
Verificando la necesidad de elementos de confinamiento, R = 7.5

Muro	$P_u(t)$	$M_u(t-m)$	$L_w(cm)$	$I (cm^4)$	$A_g(cm^2)$	$f_c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u L_w / 2}{I}$	$f'_{cu} = 35 \text{ kg/cm}^2$	Condición
B2	9.53	0.83	100	833333.3	1000	14.51	35.00	No necesita EC
B3	10.28	0.83	100	833333.3	1000	15.26	35.00	No necesita EC
F2	16.51	4.94	165	3743437.5	1650	20.89	35.00	No necesita EC
I1	17.33	4.1	190	5715833.3	1900	15.94	35.00	No necesita EC
X1	17.39	4.17	190	5715833.3	1900	16.08	35.00	No necesita EC
D4	18.58	6.27	210	7717500.0	2100	17.38	35.00	No necesita EC
D1	18.79	6.26	210	7717500.0	2100	17.46	35.00	No necesita EC
U1	19.49	7.73	260	14646666.7	2600	14.36	35.00	No necesita EC
L1	22.06	7.72	260	14646666.7	2600	15.34	35.00	No necesita EC
F4	23.06	4.94	165	3743437.5	1650	24.86	35.00	No necesita EC
E2	23.78	5.74	195	6179062.5	1950	21.25	35.00	No necesita EC
E1	24.38	5.75	195	6179062.5	1950	21.58	35.00	No necesita EC
Y2	27.56	9.01	270	16402500.0	2700	17.62	35.00	No necesita EC
H2	27.8	8.84	270	16402500.0	2700	17.57	35.00	No necesita EC
J1	28.86	9.04	270	16402500.0	2700	18.13	35.00	No necesita EC
W1	29.5	9.12	270	16402500.0	2700	18.43	35.00	No necesita EC
R1	35.45	12.29	300	22500000.0	3000	20.01	35.00	No necesita EC
S1	35.53	12.32	300	22500000.0	3000	20.06	35.00	No necesita EC
H1	35.92	15.87	345	34219687.5	3450	18.41	35.00	No necesita EC
Y1	35.94	16.18	345	34219687.5	3450	18.57	35.00	No necesita EC
P1	39.75	9.3	260	14646666.7	2600	23.54	35.00	No necesita EC
K1	44.94	15.67	345	34219687.5	3450	20.93	35.00	No necesita EC
V1	45.47	16.79	345	34219687.5	3450	21.64	35.00	No necesita EC
B4	51.23	24.51	420	61740000.0	4200	20.53	35.00	No necesita EC
B1	52.74	24.57	420	61740000.0	4200	20.91	35.00	No necesita EC
T1	52.88	29.21	420	61740000.0	4200	22.53	35.00	No necesita EC
Z1	76.02	109.12	695	279751979.2	6950	24.49	35.00	No necesita EC
G1	76.31	114.83	695	279751979.2	6950	25.24	35.00	No necesita EC
A1	96.83	306.58	1340	2005086666.7	13400	17.47	35.00	No necesita EC

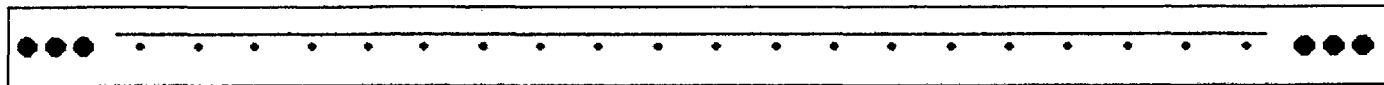


Sección de Muro

Nota: Si $f'_{cu} > 0.20 \cdot f'_c$ necesitaría elementos de confinamiento (EC)

Tabla 5.2.8
Verificando la necesidad de elementos de confinamiento, R = 4

Muro	$P_u(t)$	$M_u(t-m)$	$L_w(cm)$	$I (cm^4)$	$A_g(cm^2)$	$f_c = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u L_w / 2}{I}$	$f_{cu} = 35 \text{ kg/cm}^2$	Condición
B2	10.49	1.2	100	833333.3	1000	17.69	35.00	No necesita EC
B3	11.55	1.22	100	833333.3	1000	18.87	35.00	No necesita EC
I1	18.68	6.03	190	5715833.3	1900	19.85	35.00	No necesita EC
X1	18.77	6.11	190	5715833.3	1900	20.03	35.00	No necesita EC
D4	19.53	9.35	210	7717500.0	2100	22.02	35.00	No necesita EC
U1	19.59	11.3	260	14646666.7	2600	17.56	35.00	No necesita EC
D1	19.8	9.93	210	7717500.0	2100	22.94	35.00	No necesita EC
L1	23.52	11.29	260	14646666.7	2600	19.07	35.00	No necesita EC
F4	25.99	7.41	165	3743437.5	1650	32.08	35.00	No necesita EC
E2	26.05	8.55	195	6179062.5	1950	26.85	35.00	No necesita EC
E1	26.9	8.57	195	6179062.5	1950	27.32	35.00	No necesita EC
F2	26.96	7.42	165	3743437.5	1650	32.69	35.00	No necesita EC
Y2	28.85	13.12	270	16402500.0	2700	21.48	35.00	No necesita EC
H2	29.23	12.91	270	16402500.0	2700	21.45	35.00	No necesita EC
J1	29.98	13.19	270	16402500.0	2700	21.96	35.00	No necesita EC
W1	30.62	13.28	270	16402500.0	2700	22.27	35.00	No necesita EC
R1	36.78	17.94	300	22500000.0	3000	24.22	35.00	No necesita EC
H1	36.86	23.27	345	34219687.5	3450	22.41	35.00	No necesita EC
Y1	36.89	23.65	345	34219687.5	3450	22.61	35.00	No necesita EC
S1	37.55	17.98	300	22500000.0	3000	24.50	35.00	No necesita EC
P1	39.88	13.61	260	14646666.7	2600	27.42	35.00	No necesita EC
K1	47.98	22.8	345	34219687.5	3450	25.40	35.00	No necesita EC
V1	48.77	22.94	345	34219687.5	3450	25.70	35.00	No necesita EC
B4	52.52	36.56	420	61740000.0	4200	24.94	35.00	No necesita EC
T1	59.71	41.54	420	61740000.0	4200	28.35	35.00	No necesita EC
B1	60.85	36.59	420	61740000.0	4200	26.93	35.00	No necesita EC
Z1	85.43	158.02	695	279751979.2	6950	31.92	35.00	No necesita EC
G1	85.84	167.4	695	279751979.2	6950	33.15	35.00	No necesita EC
A1	97.59	458.95	1340	2005086666.7	13400	22.62	35.00	No necesita EC

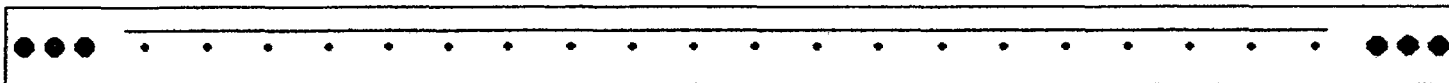


Sección de Muro

Nota: Si $f_{cu} > 0.20 \cdot f_c$ necesitaría elementos de confinamiento (EC)

Tabla 5.2.9
Cuántía de Refuerzo, R = 7.5

Muro	L_w (m)	$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$	$V_u(t)$	$0.5\phi V_c$	Condición
B2	1	5.61	0.57	2.38	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
B3	1	5.61	0.59	2.38	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
F2	1.65	9.25	1.44	3.93	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
F4	1.65	9.25	1.46	3.93	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
I1	1.9	10.66	1.55	4.53	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
X1	1.9	10.66	1.56	4.53	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
P1	2.6	14.58	2.43	6.20	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
R1	3	16.83	2.75	7.15	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
S1	3	16.83	2.77	7.15	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
J1	2.7	15.14	2.99	6.44	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
W1	2.7	15.14	3.05	6.44	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
H2	2.7	15.14	3.34	6.44	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
Y2	2.7	15.14	3.37	6.44	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
E2	1.95	10.94	3.72	4.65	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
E1	1.95	10.94	3.78	4.65	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
L1	2.6	14.58	3.95	6.20	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
U1	2.6	14.58	4.04	6.20	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
D4	2.1	11.78	4.61	5.01	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
D1	2.1	11.78	4.61	5.01	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
H1	3.45	19.35	4.76	8.22	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
Y1	3.45	19.35	5.03	8.22	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
K1	3.45	19.35	5.12	8.22	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
V1	3.45	19.35	5.21	8.22	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
B4	4.2	23.56	7.48	10.01	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
B1	4.2	23.56	7.5	10.01	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
T1	4.2	23.56	7.68	10.01	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
Z1	6.95	38.98	12.94	16.57	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
G1	6.95	38.98	13.73	16.57	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
A1	13.4	75.16	29.47	31.94	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3

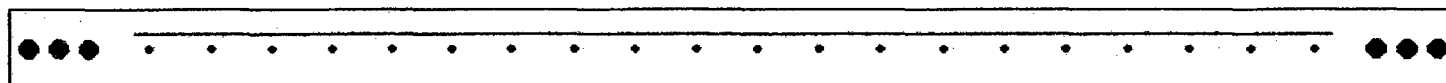


Sección de Muro

Nota: Las cuantías de refuerzo, ρ_v y ρ_h para muros estructurales no deben ser menores que 0.0025, salvo que si la fuerza de corte de diseño no excediera de $0.5\phi V_c$, se puede reducir el refuerzo mínimo para muros estructurales de acuerdo a la sección ACI 14.3

Tabla 5.2.10
Cuantía de Refuerzo, R = 4

Muro	L_w (m)	$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_u(t)$	$0.5\phi V_c$	Condición
B2	1	5.61	0.79	2.38	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
B3	1	5.61	0.83	2.38	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
F4	1.65	9.25	2.17	3.93	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
F2	1.65	9.25	2.17	3.93	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
I1	1.9	10.66	2.31	4.53	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
X1	1.9	10.66	2.33	4.53	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
P1	2.6	14.58	3.54	6.20	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
R1	3	16.83	4.05	7.15	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
S1	3	16.83	4.1	7.15	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
J1	2.7	15.14	4.44	6.44	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
W1	2.7	15.14	4.53	6.44	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
H2	2.7	15.14	4.94	6.44	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
Y2	2.7	15.14	4.98	6.44	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
E2	1.95	10.94	5.41	4.65	ρ_h y ρ_v debe ser mayor a 0.0025
E1	1.95	10.94	5.49	4.65	ρ_h y ρ_v debe ser mayor a 0.0025
L1	2.6	14.58	5.76	6.20	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
U1	2.6	14.58	5.85	6.20	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
D4	2.1	11.78	6.63	5.01	ρ_h y ρ_v debe ser mayor a 0.0025
D1	2.1	11.78	6.64	5.01	ρ_h y ρ_v debe ser mayor a 0.0025
H1	3.45	19.35	7.23	8.22	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
Y1	3.45	19.35	7.33	8.22	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
K1	3.45	19.35	7.58	8.22	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
V1	3.45	19.35	7.71	8.22	Usar ρ_h y ρ_v de acuerdo a ACI 14.3
T1	4.2	23.56	11.04	10.01	ρ_h y ρ_v debe ser mayor a 0.0025
B4	4.2	23.56	11.06	10.01	ρ_h y ρ_v debe ser mayor a 0.0025
B1	4.2	23.56	11.1	10.01	ρ_h y ρ_v debe ser mayor a 0.0025
Z1	6.95	38.98	19.13	16.57	ρ_h y ρ_v debe ser mayor a 0.0025
G1	6.95	38.98	20.35	16.57	ρ_h y ρ_v debe ser mayor a 0.0025
A1	13.4	75.16	44.17	31.94	ρ_h y ρ_v debe ser mayor a 0.0025



Sección de Muro

Nota: Las cuantías de refuerzo, ρ_v y ρ_h para muros estructurales no deben ser menores que 0.0025, salvo que si la fuerza de corte de diseño no excediera de $0.5\phi V_c$, se puede reducir el refuerzo mínimo para muros estructurales de acuerdo a la sección ACI 14.3

5.2.3 Resultados del Análisis Estático

5.2.3.1 Cortante Estático en la Base

Para calcular la fuerza estática cortante total en la base de la estructura, la norma E030 de diseño sismorresistente exige que la fuerza cortante en la base, V , se determinara por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R}W \Rightarrow V/W = \frac{ZUCS}{R}$$

Donde los parámetros de diseños están especificados en la sección 3.4 y son las siguientes:

- 📖 El factor de zona (Z) es 0.4
 - 📖 El factor de uso (U) es 1.0
 - 📖 El factor de suelo (S) es 1.0
 - 📖 El periodo que define la plataforma del espectro (T_p) es 0.4s
- El coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas, $R^{(7)}$ =4.

$$C = 2.5 * \left(\frac{0.4}{T} \right) = 4.76 \Rightarrow C = 2.5$$

$$V/W = \frac{0.4 \times 1 \times 2.5 \times 1}{4} = 0.25$$

$$\Rightarrow V = 158.15t^*$$

⁽⁷⁾ se usó el procedimiento descrito en el capítulo 14 de la N.T.E E030 del 2003

* Este cortante equivalente a V_u ya que la norma 2003 produce cortantes en condición última.

Distribución de la fuerza sísmica estática en la altura

Piso i	P _i (t)	h _i (m)	P _i h _i	F _i (t)	V _i (t)
5	99.69	12.60	1256.06	42.35	42.35
4	132.11	10.15	1340.92	45.21	87.57
3	132.11	7.70	1017.25	34.30	121.87
2	132.11	5.25	693.58	23.39	145.25
1	136.59	2.80	382.46	12.90	158.15
			4690.26		

- El coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas, R⁽⁸⁾=7.5.

$$C = 2.5 * \left(\frac{0.4}{T} \right)^{1.25} = 5.59 \Rightarrow C = 2.5$$

$$V/W = \frac{0.4 \times 1 \times 2.5 \times 1}{7.5} = 0.133$$

$$\Rightarrow V = 84.14t$$

Distribución de la fuerza sísmica estática en la altura

Piso i	P _i (t)	h _i (m)	P _i h _i	F _i (t)	V _i (t)
5	99.69	12.60	1256.06	22.53	22.53
4	132.11	10.15	1340.92	24.06	46.59
3	132.11	7.70	1017.25	18.25	64.84
2	132.11	5.25	693.58	12.44	77.28
1	136.59	2.80	382.46	6.86	84.14
			4690.26		

⁽⁸⁾ Se usó el procedimiento descrito en el capítulo 14 de la N.T.E E030 del 1997, norma con la cual fue diseñado el edificio.

5.2.3.2 Resumen de las Fuerzas Cortante en la Base

Tabla 5.2.11

Coeficiente de reducción	Carga	V _{estático} (t)	V _{dinámico} (t)		V _{din} /V _{est} (%)	
			V _X	V _Y	X-X	Y-Y
R ⁽⁹⁾ =4	Sísmica (S _X)	158.15	99.73	5.20	63.1	-
	Sísmica (S _Y)	158.15	5.20	122.11	-	77.2
R ⁽¹⁰⁾ =7.5	Sísmica (S _X)	84.14	53.18	2.77	63.2	-
	Sísmica (S _Y)	84.14	2.77	65.11	-	77.4

Como se puede apreciar en la tabla 5.2.11, el valor de la fuerza cortante en la base, en la dirección X-X, derivada del análisis dinámico-elástico es 63% del valor calculado según el artículo 17(17.3) de la norma E030, este porcentaje es menor al 80% establecido en misma norma. Mientras que en la dirección Y-Y, el porcentaje entre las fuerzas cortantes obtenidas de los análisis dinámico y estático es del 77%, este porcentaje es ligeramente menor al porcentaje mínimo establecido en la norma E030.

⁽⁹⁾ se usó el procedimiento descrito en el capítulo 14 de la N.T.E E030 del 2003

⁽¹⁰⁾ Se usó el procedimiento descrito en el capítulo 14 de la N.T.E E030 del 1997, norma con la cual fue diseñado el edificio.

Capítulo VI

6.0 Análisis Estático-Inelástico

6.1 Introducción

La evaluación inelástica de la estructura se ha realizado incorporando el modelo descrito en la sec 4.3 en el programa IDARC[27]. Este es un programa de análisis en dos dimensiones para estudiar respuesta inelástica de edificios de concreto armado donde se puede modelar el comportamiento del concreto considerando diferentes curvas del material. El elemento estructural muro es modelado como macro-elemento, por tanto el comportamiento inelástico de cada muro se representa por resortes acoplados de flexión y de corte, y un resorte lineal-elástico para la carga axial. Las características inelásticas del macro-modelo están basadas en el modelo de plasticidad extendida, ver sec 4.3.6, y la degradación de la estructura empleando para ello curvas del material (modelos Bilineales, Trilineales, etc.), por lo cual la matriz de rigidez $[K]$ es constantemente ensamblada a través del análisis. Las propiedades de los elementos son calculadas por el modelo matemático desarrollado para el presente estudio, ver sec 4.3.2.3.

Para predecir el comportamiento inelástico de la estructura se ha realizado un análisis estático inelástico de cargas laterales, este análisis se ejecutó mediante un control de fuerzas donde se somete a la estructura a un incremento de fuerzas lateral, las cuales representan las fuerzas inerciales que podrían ser experimentadas por la estructura ante un evento sísmico, el perfil de distribución de fuerzas fue variando durante todo el análisis pues se consideró una distribución proporcional a las formas de

modo, ya que estas cambian a lo largo del análisis porque la respuesta inelástica de la estructura modifica la matriz de rigidez, ver sec 4.3.9.

Los programas comerciales para el análisis elástico, como ETABS [14] y el SAP2000[15], han incorporado elementos no lineales para modelar el comportamiento de la estructura en el rango inelástico, permitiendo a los diseñadores ya familiarizados con estos programas modelar fácilmente la respuesta de la estructura. Sin embargo, la estructura aun es modelada en el rango elástico, ya que no son capaces de capturar la respuesta inelástica de la estructura.

6.2 Hipótesis del Modelo Utilizado para el Análisis

Algunas hipótesis fueron consideradas para el análisis:

1. De los materiales

El comportamiento no lineal local se define a partir de las curvas del material del acero y el concreto; con ayuda de estas curvas se obtienen las relaciones momento-curvatura de las secciones de cada elemento, ver sec 4.3.3.

- 📖 Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de la flexión.
- 📖 La relación esfuerzo-deformación para el concreto se supone como se muestra en la Fig. 4.3.1.
- 📖 La relación esfuerzo-deformación para el acero se supone como se muestra en la Fig. 4.3.3.

2. Del análisis

- 📖 El buen desempeño mostrado en sismos pasados y en los diversos estudios realizados de edificios construidos a base de muros y losas de concreto armado, los cuales son citados en el capítulo II, sugieren que estas estructuras basan su desempeño sísmico más en su alta rigidez y resistencia a cargas laterales que en su comportamiento inelástico, a consecuencia de la alta densidad de muros, entre 2% a 4%, que poseen estas estructuras los desplazamientos laterales son controlados y los niveles de distorsiones que presentan la mayor parte de edificios (5 a 8 pisos) raramente exceden de 0.25%, por ende se puede ignorar los efectos de segundo orden, debido que el edificio en estudio posee una densidad de muros de 2.8% en la dirección longitudinal, y una densidad de 4.2% en la dirección transversal.

- 📖 La fuerza axial aplicada en la sección se considera constante.

- 📖 La respuesta inelástica del concreto reforzado es causada por agrietamiento, las deformaciones plásticas en compresión y el aplastamiento del concreto y deformaciones plásticas del acero de refuerzo. Entonces, solo las propiedades inelásticas debido agrietamiento, deformaciones plásticas del concreto y acero son consideradas. Una perfecta adherencia entre las barras de acero y el concreto es asumida, esta suposición usualmente proporciona resultados razonablemente exactos.

- 📖 El programa supone que el diafragma rígido por piso se comporta como un enlace horizontal, entonces, solo un grado de libertad es requerido por piso en cada dirección.

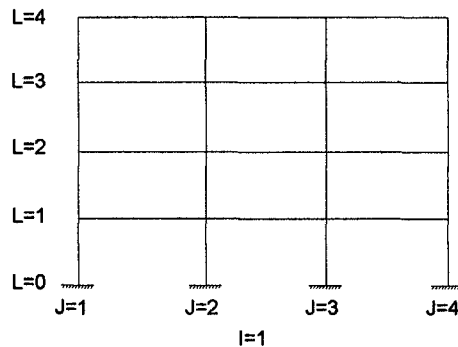
Además, la estructura es modelada como una serie de pórticos planos enlazados por un diafragma rígido, por lo que no se consideran efectos torsionales.

- 📖 Se consideran constantes los efectos de corte en la formulación de la matriz de rigidez.

6.3 Preparación de Datos

Una forma simple es usada para el ingreso de datos en el programa de computo IDARC. Se puede usar comas o espacios en blanco para separar los datos. No se debe ingresar líneas en blanco.

- 📖 Se debe descomponer la estructura en una serie de pórticos paralelos y solo se requiere el ingreso de las características de pórticos no idénticos. También, se debe especificar el número de pisos, la elevación de cada piso con respecto a la base, el número de los diferentes tipos de concreto, el número de los diferentes tipos de acero, las propiedades de los diferentes tipos de concreto y acero, si se debe incluir los efectos de segundo orden y el tipo de distribución de la flexibilidad.
- 📖 Se deben especificar el número de tipos de muros de corte, de elementos especiales de borde y de líneas de columna (necesario para especificar cada elemento vertical del pórtico, ver Fig. 6.3.1). Los elementos pueden ser agrupados por sus características de sección transversal y carga axial. Además, se requiere el ingreso de las dimensiones, la curva del material, el tipo de concreto, el tipo de acero, la carga axial, la altura y la cuantía de refuerzo de cada muro.



- Se establece la conectividad de elementos a través de tres parámetros el número de piso (L), el número de pórtico (I) y la línea de columna (J); ver Fig. 6.3.1.
- Finalmente se debe seleccionar el tipo de análisis.

6.4 Características Inelásticas de los Muros

Los muros han sido modelados considerando resortes acoplados de flexión y corte, las cuales representan la degradación de la estructura a lo largo del análisis. Las figuras 6.4.1. y 6.4.2. muestran las curvas momento-curvatura y corte-distorsión de material para diez muros representativos de la estructura, ver Fig. 6.5.

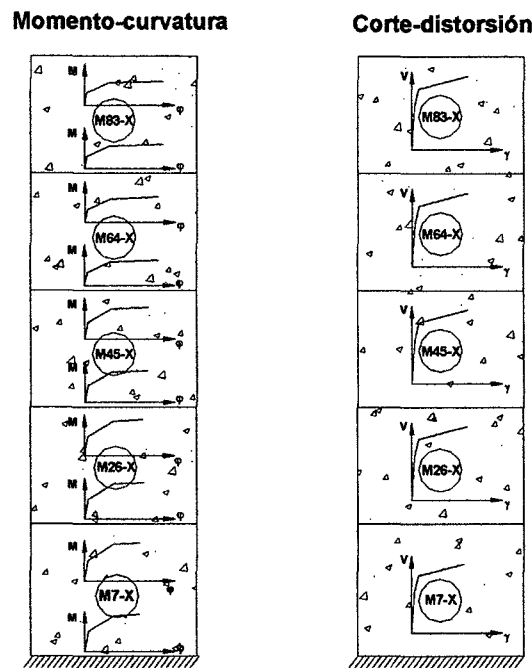


Fig. 6.4.1. Muros en la dirección longitudinal

Las propiedades inelásticas de los muros mostrados en las figuras 6.4.1. y 6.4.2 se entregan en las tablas 6.4.1 a 6.4.4

Tabla 6.4 .1

Muro	Primera fluencia		Fluencia de la sección		Capacidad última	
	φ_{1f} (rad/cm)	M_{1f} (t-cm)	φ_{sec} (rad/cm)	M_{sec} (t-cm)	φ_u (rad/cm)	M_u (t-cm)
7-X	5.67E-06	3.83E+03	4.95E-05	6.97E+03	9.38E-05	7.06E+03
26-X	5.42E-06	3.62E+03	4.82E-05	6.59E+03	9.85E-05	6.84E+03
45-X	4.80E-06	3.15E+03	4.49E-05	5.73E+03	1.07E-04	6.08E+03
64-X	3.74E-06	2.43E+03	4.28E-05	4.42E+03	1.25E-04	4.70E+03
83-X	3.48E-06	2.32E+03	4.15E-05	4.21E+03	1.33E-04	4.46E+03

Tabla 6.4.2

Muro	Agrietamiento		Fluencia		Capacidad última	
	γ_c	V_c (t)	γ_y	V_y (t)	γ_u	V_u (t)
7-X	1.73E-04	2.70E+01	4.45E-04	3.86E+01	3.56E-03	4.67E+01
26-X	1.83E-04	2.86E+01	4.72E-04	4.09E+01	3.77E-03	4.95E+01
45-X	1.83E-04	2.86E+01	4.72E-04	4.09E+01	3.77E-03	4.95E+01
64-X	1.83E-04	2.86E+01	4.72E-04	4.09E+01	3.77E-03	4.95E+01
83-X	1.83E-04	2.86E+01	4.72E-04	4.09E+01	3.77E-03	4.95E+01

Momento-curvatura

Corte-distorsión

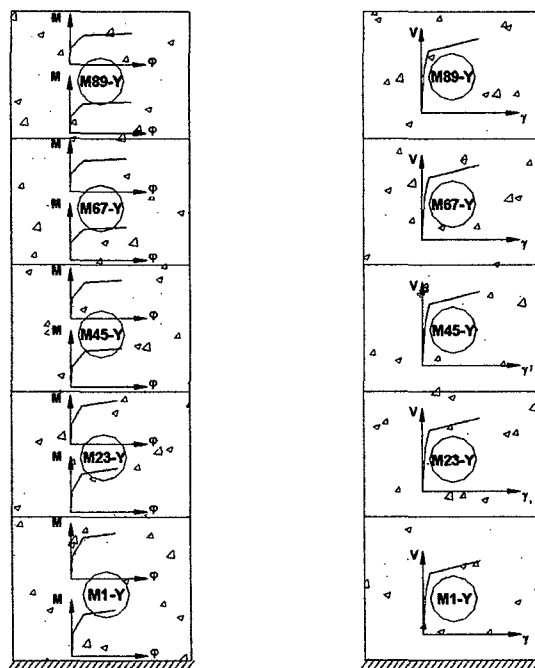


Fig. 6.4.2. Muros en la dirección transversal

Tabla 6.4.3

Muro	Primera fluencia		Fluencia de la sección		Capacidad última	
	φ_{1f} (rad/cm)	M_{1f} (t-cm)	φ_{sec} (rad/cm)	M_{sec} (t-cm)	φ_u (rad/cm)	M_u (t-cm)
1-Y	1.09E-06	3.09E+04	9.75E-06	5.61E+04	3.48E-05	6.09E+04
23-Y	1.02E-06	2.91E+04	8.89E-06	5.28E+04	3.71E-05	5.85E+04
45-Y	9.37E-07	2.68E+04	1.14E-05	4.88E+04	4.05E-05	5.15E+04
67-Y	8.11E-07	2.35E+04	1.10E-05	4.27E+04	4.43E-05	4.42E+04
89-Y	7.46E-07	2.22E+04	1.07E-05	4.03E+04	4.84E-05	4.14E+04

Tabla 6.4.4

Muro	Agrietamiento		fluencia		Capacidad última	
	γ_c (rad/cm)	V_c (t-cm)	γ_y (rad/cm)	V_y (t-cm)	γ_u (rad/cm)	V_u (t-cm)
1-Y	2.18E-04	1.21E+02	5.60E-04	1.73E+02	4.48E-03	2.09E+02
23-Y	2.18E-04	1.21E+02	5.60E-04	1.73E+02	4.48E-03	2.09E+02
45-Y	2.18E-04	1.21E+02	5.60E-04	1.73E+02	4.48E-03	2.09E+02
67-Y	2.18E-04	1.21E+02	5.60E-04	1.73E+02	4.48E-03	2.09E+02
89-Y	2.18E-04	1.21E+02	5.60E-04	1.73E+02	4.48E-03	2.09E+02

En el anexo 3 se adjunta las propiedades inelásticas de todos los muros de la estructura en estudio, éstas fueron calculadas con el programa CURVATURA MODIFICADO desarrollado para el presente estudio.

6.5 Comportamiento Local de los Elementos

El análisis inelástico-estático sirve para desarrollar el mecanismo de falla de la estructura hasta que uno de los muros alcance su capacidad máxima; en el anexo 4 se presenta el algoritmo del programa **PARADA** escrito para esta tesis y que se utilizó para encontrar el paso en el que se debe detener el análisis de la estructura, es decir el paso en el que por primera vez uno de los muros alcanza su capacidad máxima, en las tablas 6.5.1 y 6.5.2 se presenta un resumen de la secuencia de falla de los dos primeros niveles de la estructura, se puede observar que los muros alcanzan su capacidad última primero por flexión, en ambas direcciones, ver Fig. 6.5. El paso 499 significa que el muro todavía no ha llegado a su capacidad última.

Tabla 6.5.1

Muro	Capacidad última por flexión		Capacidad última por corte
	$\phi_{inferior}$	$\phi_{superior}$	V_u
	Número de pasos		
1-X	499	499	499
2-X	480	499	499
3-X	499	499	499
4-X	499	499	499
5-X	480	499	499
6-X	499	499	499
7-X	456	499	499
8-X	456	499	499
9-X	455	499	499
10-X	499	499	499
11-X	499	499	499
12-X	455	499	499
13-X	374	499	499
14-X	479	499	499
15-X	499	499	499
16-X	374	499	499
17-X	499	499	499
18-X	499	499	499
19-X	327	451	499
20-X	499	499	499
21-X	499	499	499
22-X	499	499	499
23-X	499	499	499
24-X	499	499	499
25-X	499	499	499
26-X	499	499	499
27-X	499	499	499
28-X	499	499	499
29-X	499	499	499
30-X	499	499	499
31-X	499	499	499
32-X	499	499	499
33-X	499	499	499
34-X	499	499	499
35-X	499	499	499
36-X	499	499	499
37-X	499	499	499
38-X	404	499	499
Mínimo	327	451	499

Tabla 6.5.2

Muro	Capacidad última por flexión		Capacidad última por corte
	$\Phi_{inferior}$	$\Phi_{superior}$	V_u
	Número de pasos		
1-Y	361	499	499
2-Y	444	499	499
3-Y	378	499	499
4-Y	399	499	499
5-Y	428	499	499
6-Y	482	499	499
7-Y	407	499	499
8-Y	383	499	499
9-Y	406	499	499
10-Y	373	499	499
11-Y	384	499	499
12-Y	384	499	499
13-Y	370	499	499
14-Y	406	499	499
15-Y	383	499	499
16-Y	406	499	499
17-Y	480	499	499
18-Y	428	499	499
19-Y	394	499	499
20-Y	381	499	499
21-Y	443	499	499
22-Y	362	499	499
23-Y	484	499	499
24-Y	499	499	499
25-Y	499	499	499
26-Y	499	499	499
27-Y	499	499	499
28-Y	499	499	499
29-Y	499	499	499
30-Y	499	499	499
31-Y	499	499	499
32-Y	499	499	499
33-Y	499	499	499
34-Y	499	499	499
35-Y	499	499	499
36-Y	499	499	499
37-Y	499	499	499
38-Y	499	499	499
39-Y	499	499	499
40-Y	499	499	499
41-Y	499	499	499
42-Y	499	499	499
43-Y	499	499	499
44-Y	491	499	499
Mínimo	361	499	499

Si bien es cierto en este tipo de estructuras se producen elevadas fuerzas de corte, pero los niveles de requerimiento por flexión son mayores, llegando a fallar la estructura primero por flexión, como se pueden observar en las figuras 6.5.1 a 6.5.4, éstas muestran los niveles de demanda por corte y flexión para ciertos muros hasta que el primer muro alcanzó su capacidad última. En el anexo 5 se presenta gráficos de requerimiento de flexión y corte para los dos primeros niveles de la estructura en estudio en ambas direcciones.

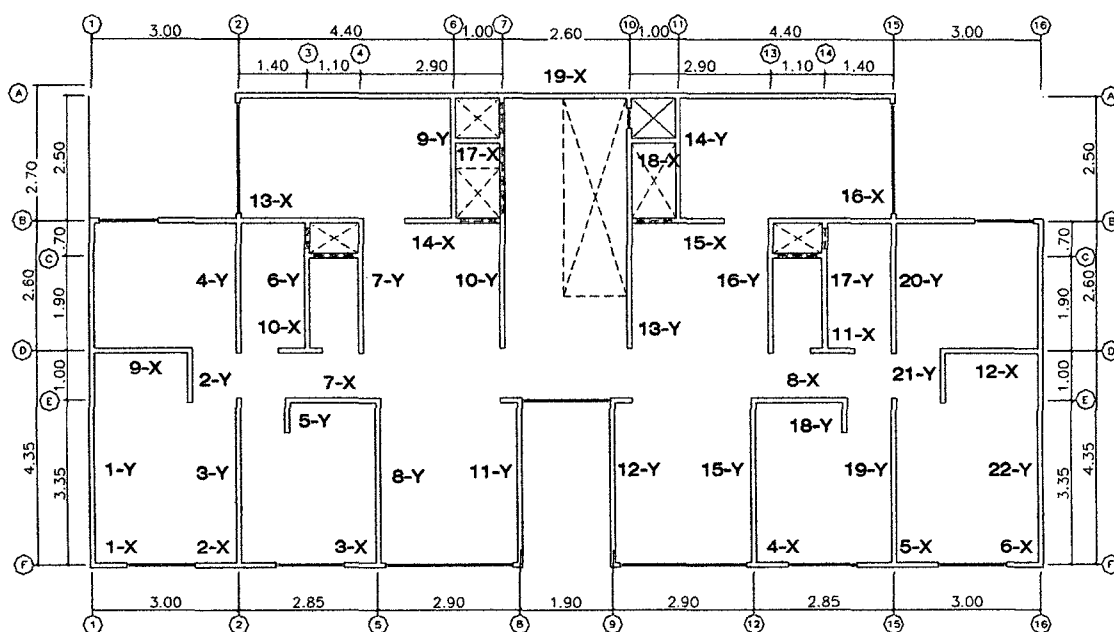


Figura 6.5. Primer piso

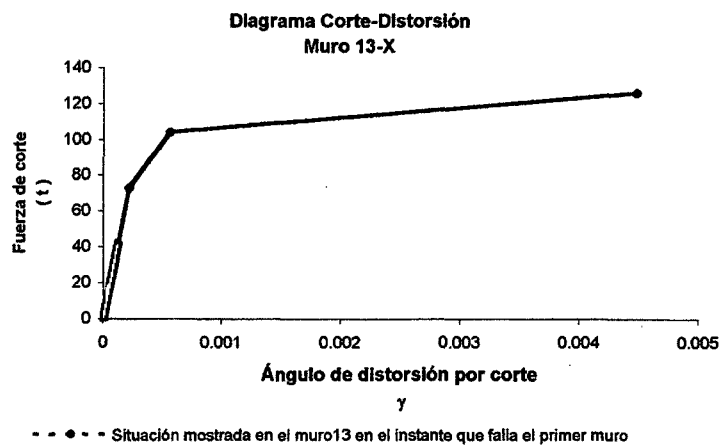
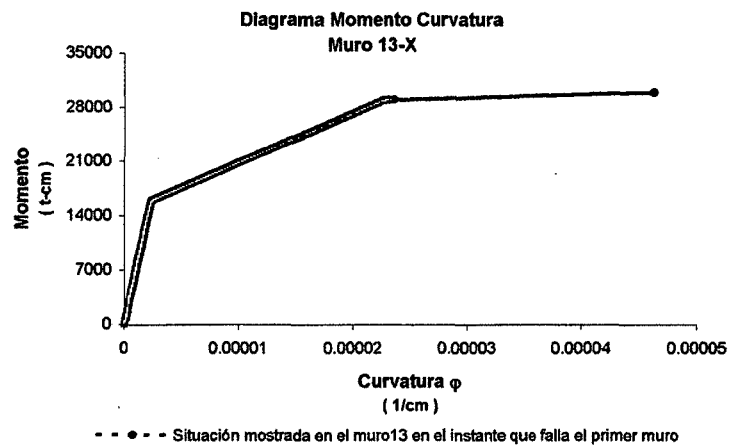
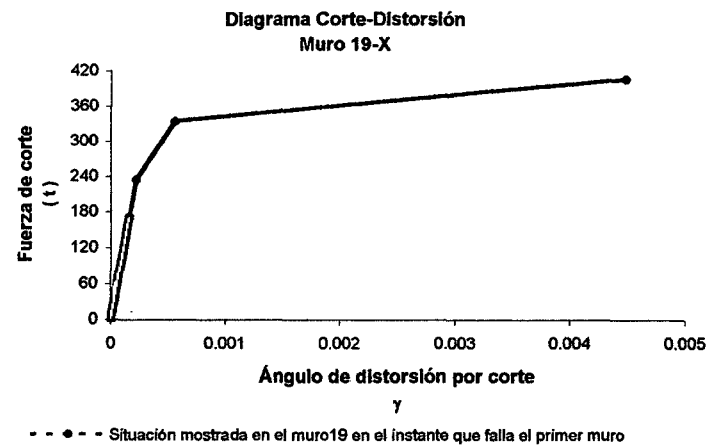
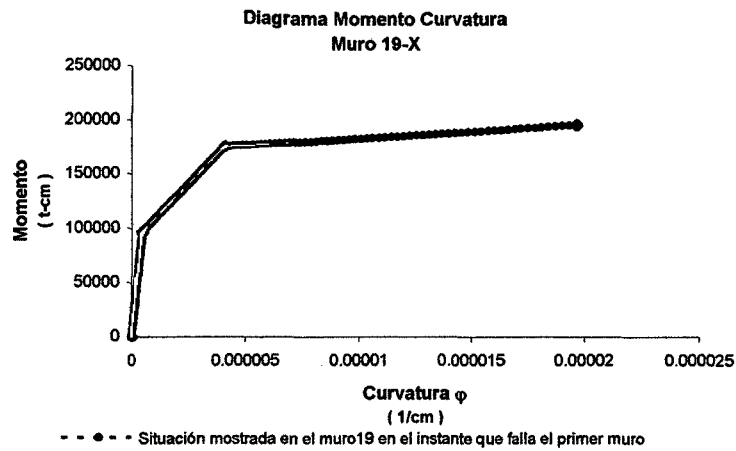
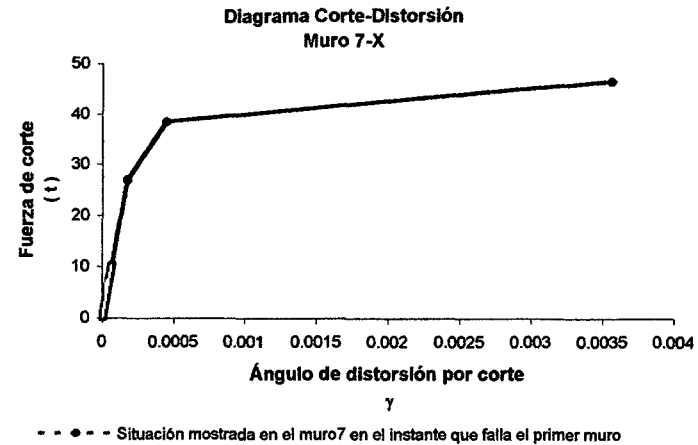
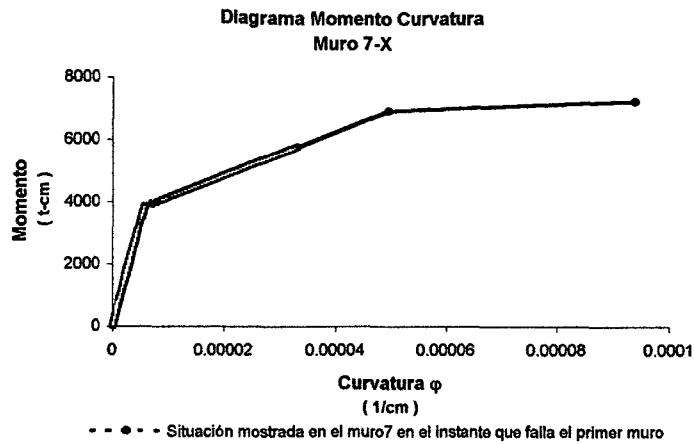
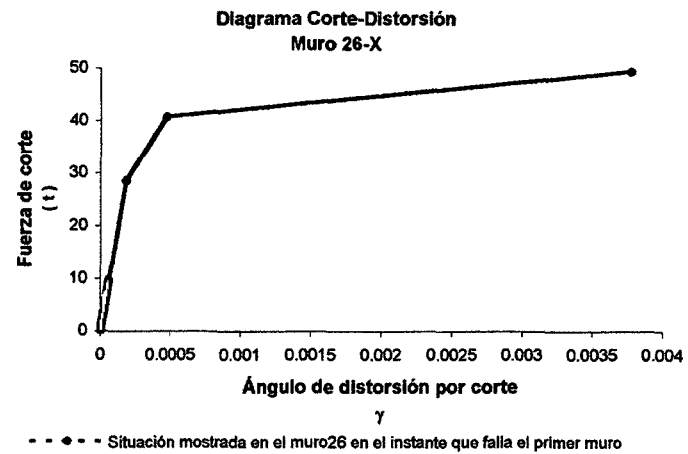
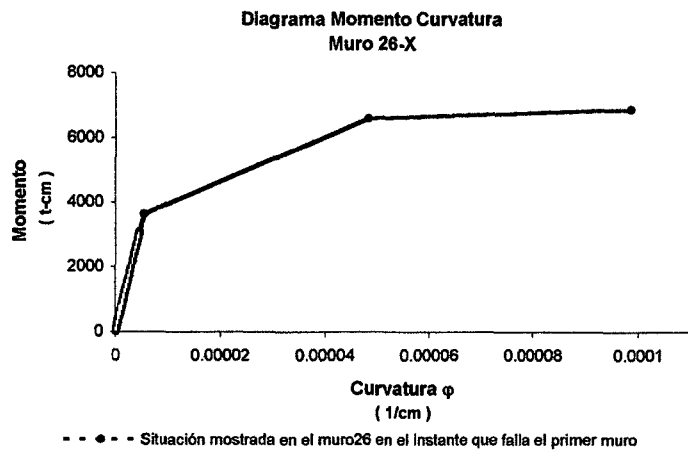


Fig. 6.5.1 Muros altamente requeridos



(a)



(b)

Fig. 6.5.2 (a) Muro moderadamente requerido. (b) Muro escasamente requerido

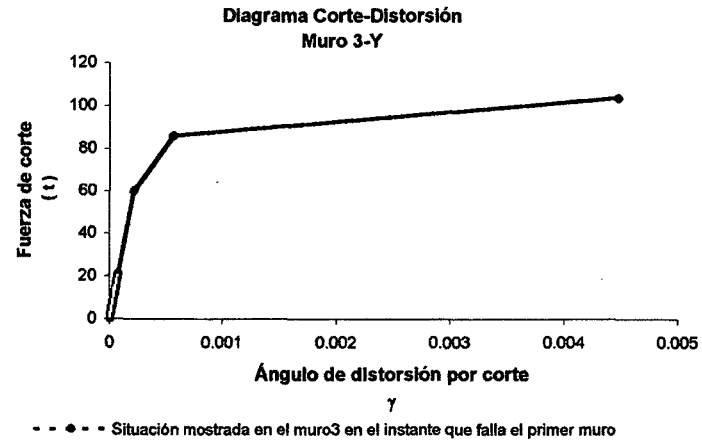
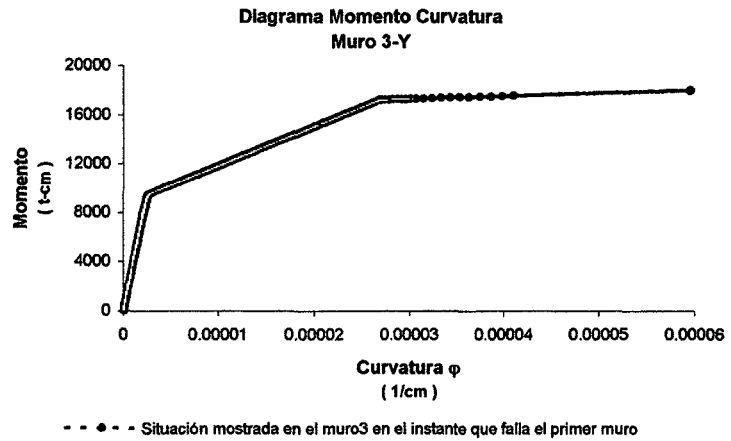
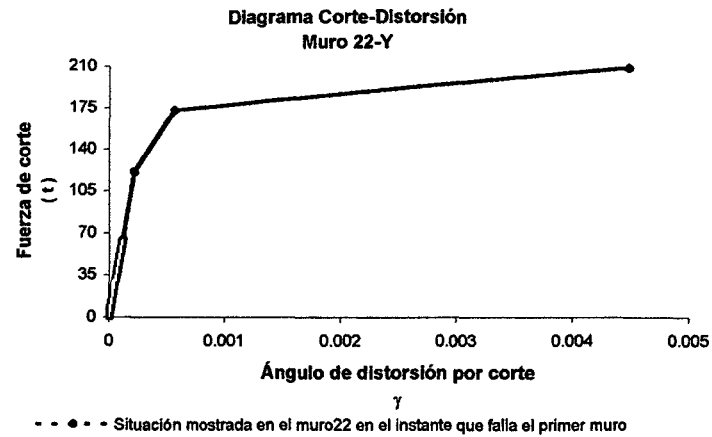
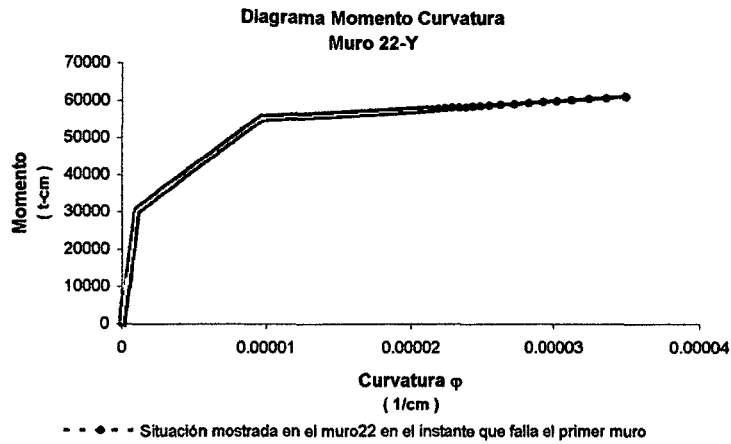
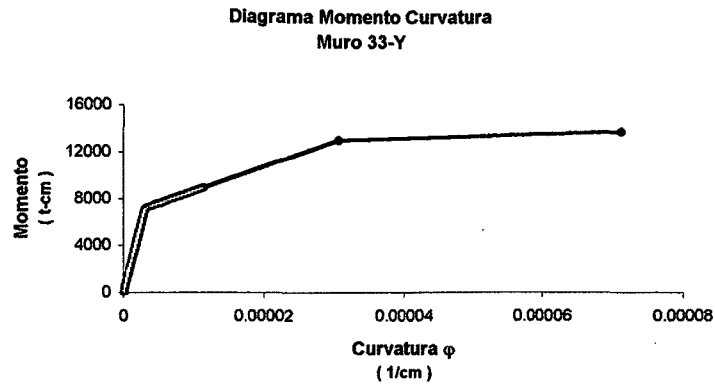
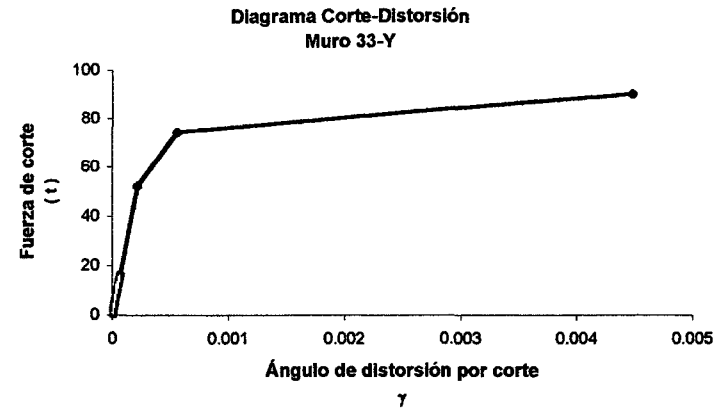


Fig. 6.5.3 Muros altamente requeridos

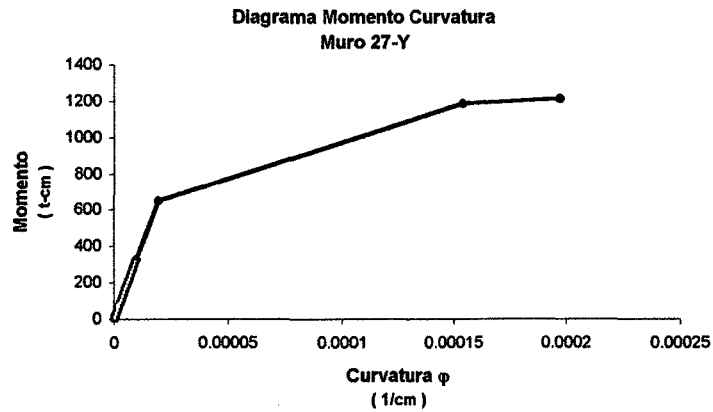


- - • - - Situación mostrada en el muro33 en el instante que falla el primer muro

(a)

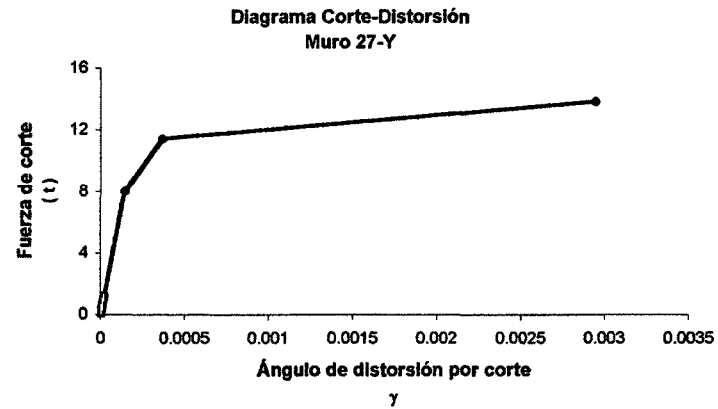


- - • - - Situación mostrada en el muro33 en el instante que falla el primer muro



- - • - - Situación mostrada en el muro27 en el instante que falla el primer muro

(b)



- - • - - Situación mostrada en el muro27 en el instante que falla el primer muro

Fig. 6.5.4 (a) Muro moderadamente requerido. (b) Muro escasamente requerido

6.5.1 Factor Requerido de Ductilidad por Curvatura y Requerimiento por Corte

Las tablas 6.5.1.1 a 6.5.1.4 presentan los niveles de demandada por flexión y corte de la estructura hasta que falle el primer muro, se puede apreciar que en la dirección transversal hay un requerimiento uniforme de la demanda de ductilidad, a causa de que los muros poseen áreas transversales similares, mas no sucede esto en la dirección longitudinal donde el comportamiento de la estructura esta gobernada por el muro de mayor sección transversal (muro 19-X, ver Fig. 6.5.). También se puede apreciar que la secuencia de falla se inicia con los muros de mayor sección transversal en ambas direcciones.

6.6 Curvas de Capacidad

Para evaluar las diferencias del comportamiento inelástico al utilizar un modelo trilineal o bilineal en los elementos se efectuaron dos análisis estático-inelástico en la dirección longitudinal para obtener las curvas de capacidad, la cortante de piso versus el desplazamiento de entrepiso del piso, éstas se muestran en las figuras 6.6.1 a 6.6.5, se puede observar que no existen discrepancias significativas, las diferencias obtenidas son del orden de hasta 10%, pero para el presente estudio se utilizó un modelo trilineal para evaluar el comportamiento de la estructura, pues un modelo trilineal representa mejor la curva del comportamiento del material, ver sección 4.3.2.3.

Tabla 6.5.1.1

Muro	Nivel requerido hasta que falla el primer muro		Fluencia de la sección		Requerimiento de ductilidad
	$\varphi_{actante}$ (rad/cm)	$M_{actante}$ (t-cm)	φ_{sec} (rad/cm)	M_{sec} (t-cm)	
1-X	2.89E-05	8.01E+02	1.44E-04	1.37E+03	2.00E-01
2-X	3.56E-05	3.43E+03	5.92E-05	4.29E+03	6.02E-01
3-X	3.93E-05	6.90E+02	1.30E-04	1.07E+03	3.02E-01
4-X	3.20E-05	8.11E+02	1.02E-04	1.29E+03	3.14E-01
5-X	3.56E-05	3.44E+03	5.92E-05	4.29E+03	6.02E-01
6-X	4.05E-05	6.35E+02	1.25E-04	9.67E+02	3.23E-01
7-X	3.32E-05	5.80E+03	4.95E-05	6.97E+03	6.70E-01
8-X	3.32E-05	5.80E+03	4.95E-05	6.96E+03	6.71E-01
9-X	3.19E-05	6.61E+03	4.49E-05	7.76E+03	7.09E-01
10-X	4.18E-05	8.26E+02	9.35E-05	1.14E+03	4.47E-01
11-X	3.94E-05	6.99E+02	7.26E-05	9.10E+02	5.42E-01
12-X	3.20E-05	6.55E+03	4.51E-05	7.69E+03	7.09E-01
13-X	2.35E-05	2.90E+04	2.27E-05	2.90E+04	1.04E+00
14-X	3.98E-05	1.37E+03	9.73E-05	1.96E+03	4.09E-01
15-X	3.94E-05	9.77E+02	7.26E-05	1.27E+03	5.42E-01
16-X	2.35E-05	2.91E+04	2.30E-05	2.90E+04	1.02E+00
17-X	3.10E-05	7.91E+02	3.84E-05	8.77E+02	8.07E-01
18-X	3.10E-05	7.91E+02	3.84E-05	8.77E+02	8.07E-01
19-X	1.96E-05	1.96E+05	4.10E-06	1.76E+05	4.79E+00
20-X	2.72E-06	1.08E+02	1.39E-04	1.28E+03	1.95E-02
21-X	4.62E-06	1.80E+03	6.10E-05	4.24E+03	7.57E-02
22-X	3.34E-06	1.30E+02	1.27E-04	1.02E+03	2.62E-02
23-X	3.04E-06	1.24E+02	9.74E-05	1.27E+03	3.12E-02
24-X	4.62E-06	1.80E+03	6.10E-05	4.24E+03	7.58E-02
25-X	3.45E-06	1.30E+02	1.33E-04	9.56E+02	2.60E-02
26-X	4.61E-06	3.08E+03	4.82E-05	6.59E+03	9.56E-02
27-X	4.61E-06	3.07E+03	5.05E-05	6.68E+03	9.12E-02
28-X	4.46E-06	3.71E+03	4.83E-05	7.56E+03	9.24E-02
29-X	4.21E-06	2.69E+02	8.94E-05	1.14E+03	4.71E-02
30-X	4.47E-06	2.77E+02	6.62E-05	8.54E+02	6.76E-02
31-X	4.46E-06	3.70E+03	4.76E-05	7.48E+03	9.35E-02
32-X	5.20E-06	1.72E+04	2.30E-05	2.81E+04	2.26E-01
33-X	3.94E-06	3.61E+02	9.89E-05	1.88E+03	3.99E-02
34-X	4.47E-06	3.87E+02	6.57E-05	1.19E+03	6.80E-02
35-X	5.20E-06	1.72E+04	2.30E-05	2.81E+04	2.26E-01
36-X	5.06E-06	4.65E+02	5.83E-05	8.35E+02	8.68E-02
37-X	4.22E-06	4.67E+02	5.85E-05	8.68E+02	7.20E-02
38-X	4.21E-06	1.49E+05	5.73E-06	1.71E+05	7.34E-01

Tabla 6.5.1.2

Muro	Nivel requerido hasta que falla el primer muro		Fluencia de la sección		Requerimiento de ductilidad
	$\varphi_{actuate}$ (rad/cm)	$M_{actuate}$ (t-cm)	φ_{sec} (rad/cm)	M_{sec} (t-cm)	
1-Y	3.49E-05	6.19E+04	9.75E-06	5.61E+04	3.58E+00
2-Y	5.66E-05	1.88E+03	8.77E-05	2.30E+03	6.45E-01
3-Y	4.10E-05	1.76E+04	2.69E-05	1.72E+04	1.53E+00
4-Y	4.30E-05	9.66E+03	3.19E-05	9.51E+03	1.35E+00
5-Y	6.99E-05	8.65E+02	1.55E-04	1.21E+03	4.50E-01
6-Y	4.35E-05	3.07E+03	3.53E-05	3.06E+03	1.23E+00
7-Y	4.20E-05	8.13E+03	3.09E-05	8.02E+03	1.36E+00
8-Y	4.07E-05	1.58E+04	2.49E-05	1.54E+04	1.63E+00
9-Y	4.21E-05	8.79E+03	2.83E-05	8.63E+03	1.49E+00
10-Y	4.44E-05	1.42E+04	3.94E-05	1.41E+04	1.13E+00
11-Y	4.24E-05	1.39E+04	3.19E-05	1.37E+04	1.33E+00
12-Y	4.27E-05	1.37E+04	3.31E-05	1.36E+04	1.29E+00
13-Y	3.96E-05	2.88E+04	2.42E-05	2.81E+04	1.64E+00
14-Y	4.22E-05	8.81E+03	2.83E-05	8.64E+03	1.49E+00
15-Y	4.06E-05	1.56E+04	2.51E-05	1.52E+04	1.62E+00
16-Y	4.23E-05	8.26E+03	3.08E-05	8.14E+03	1.37E+00
17-Y	4.00E-05	2.97E+03	2.48E-05	2.93E+03	1.61E+00
18-Y	6.99E-05	8.65E+02	1.55E-04	1.21E+03	4.50E-01
19-Y	4.09E-05	1.77E+04	2.70E-05	1.73E+04	1.52E+00
20-Y	4.30E-05	9.71E+03	3.22E-05	9.57E+03	1.34E+00
21-Y	5.69E-05	1.87E+03	8.89E-05	2.29E+03	6.41E-01
22-Y	3.60E-05	6.14E+04	9.63E-06	5.55E+04	3.74E+00
23-Y	6.84E-06	4.66E+04	8.89E-06	5.28E+04	7.69E-01
24-Y	9.96E-06	1.21E+03	8.72E-05	2.23E+03	1.14E-01
25-Y	1.02E-05	1.17E+04	2.27E-05	1.62E+04	4.48E-01
26-Y	1.12E-05	6.21E+03	2.51E-05	8.61E+03	4.49E-01
27-Y	9.92E-06	3.32E+02	1.54E-04	1.19E+03	6.45E-02
28-Y	1.10E-05	1.94E+03	2.19E-05	2.59E+03	5.05E-01
29-Y	9.46E-06	5.33E+03	2.14E-05	7.44E+03	4.42E-01
30-Y	1.00E-05	1.05E+04	1.96E-05	1.39E+04	5.12E-01
31-Y	1.07E-05	5.70E+03	2.52E-05	8.07E+03	4.25E-01
32-Y	1.27E-05	8.69E+03	3.83E-05	1.32E+04	3.32E-01
33-Y	1.14E-05	8.94E+03	3.06E-05	1.30E+04	3.73E-01
34-Y	1.12E-05	8.83E+03	2.76E-05	1.26E+04	4.07E-01
35-Y	9.86E-06	1.94E+04	2.25E-05	2.70E+04	4.38E-01
36-Y	1.08E-05	5.72E+03	2.52E-05	8.07E+03	4.29E-01
37-Y	9.65E-06	1.04E+04	1.98E-05	1.41E+04	4.87E-01
38-Y	1.01E-05	5.37E+03	2.09E-05	7.28E+03	4.84E-01
39-Y	9.76E-06	1.90E+03	2.30E-05	2.68E+03	4.23E-01
40-Y	9.92E-06	3.31E+02	1.54E-04	1.19E+03	6.44E-02
41-Y	1.02E-05	1.17E+04	2.27E-05	1.62E+04	4.49E-01
42-Y	1.11E-05	6.26E+03	2.56E-05	8.77E+03	4.36E-01
43-Y	9.96E-06	1.21E+03	8.72E-05	2.23E+03	1.14E-01
44-Y	6.72E-06	4.63E+04	8.89E-06	5.28E+04	7.56E-01

Tabla 6.5.1.3

Muro	Nivel requerido hasta que falla el primer muro		Fluencia		Requerimiento por corte
	$\gamma_{actuante}$	$V_{actuante}$ (t)	γ_y	V_y (t)	
1-X	4.13E-05	2.48E+00	3.65E-04	1.22E+01	1.13E-01
2-X	4.42E-05	5.83E+00	4.21E-04	3.08E+01	1.05E-01
3-X	3.33E-05	2.00E+00	3.65E-04	1.22E+01	9.12E-02
4-X	4.09E-05	2.45E+00	3.65E-04	1.22E+01	1.12E-01
5-X	4.43E-05	5.85E+00	4.21E-04	3.08E+01	1.05E-01
6-X	3.01E-05	1.80E+00	3.65E-04	1.22E+01	8.23E-02
7-X	6.24E-05	9.74E+00	4.45E-04	3.86E+01	1.40E-01
8-X	6.24E-05	9.74E+00	4.45E-04	3.86E+01	1.40E-01
9-X	6.17E-05	1.04E+01	4.59E-04	4.28E+01	1.34E-01
10-X	2.76E-05	1.99E+00	3.73E-04	1.49E+01	7.41E-02
11-X	2.09E-05	1.51E+00	3.73E-04	1.49E+01	5.61E-02
12-X	6.06E-05	1.02E+01	4.59E-04	4.28E+01	1.32E-01
13-X	1.26E-04	4.24E+01	5.60E-04	1.04E+02	2.25E-01
14-X	4.49E-05	3.59E+00	3.79E-04	1.68E+01	1.19E-01
15-X	2.63E-05	2.10E+00	3.79E-04	1.68E+01	6.95E-02
16-X	1.26E-04	4.24E+01	5.60E-04	1.04E+02	2.25E-01
17-X	1.32E-05	1.16E+00	3.84E-04	1.88E+01	3.43E-02
18-X	1.32E-05	1.16E+00	3.84E-04	1.88E+01	3.43E-02
19-X	1.61E-04	1.73E+02	5.60E-04	3.36E+02	2.87E-01
20-X	3.95E-06	2.37E-01	3.71E-04	1.24E+01	1.06E-02
21-X	4.41E-05	5.82E+00	4.40E-04	3.22E+01	1.00E-01
22-X	5.98E-06	3.58E-01	3.71E-04	1.24E+01	1.61E-02
23-X	5.25E-06	3.15E-01	3.71E-04	1.24E+01	1.42E-02
24-X	4.41E-05	5.82E+00	4.40E-04	3.22E+01	1.00E-01
25-X	6.09E-06	3.65E-01	3.71E-04	1.24E+01	1.64E-02
26-X	6.25E-05	9.74E+00	4.72E-04	4.09E+01	1.32E-01
27-X	6.24E-05	9.73E+00	4.72E-04	4.09E+01	1.32E-01
28-X	6.83E-05	1.15E+01	4.91E-04	4.58E+01	1.39E-01
29-X	1.19E-05	8.59E-01	3.80E-04	1.52E+01	3.14E-02
30-X	1.27E-05	9.17E-01	3.80E-04	1.52E+01	3.35E-02
31-X	6.80E-05	1.14E+01	4.91E-04	4.58E+01	1.39E-01
32-X	1.03E-04	3.45E+01	5.60E-04	1.04E+02	1.83E-01
33-X	1.39E-05	1.11E+00	3.87E-04	1.72E+01	3.59E-02
34-X	1.60E-05	1.28E+00	3.87E-04	1.72E+01	4.13E-02
35-X	1.02E-04	3.44E+01	5.60E-04	1.04E+02	1.83E-01
36-X	1.68E-05	1.48E+00	3.94E-04	1.92E+01	4.27E-02
37-X	1.69E-05	1.49E+00	3.94E-04	1.92E+01	4.29E-02
38-X	1.59E-04	1.72E+02	5.60E-04	3.36E+02	2.84E-01

Tabla 6.5.1.4

Muro	Nivel requerido hasta que falla el primer muro		Fluencia		Requerimiento por corte
	$\gamma_{actuante}$	$V_{actuante}$ (t)	γ_y	V_y (t)	
1-Y	1.00E-04	5.56E+01	5.60E-04	1.73E+02	1.79E-01
2-Y	2.73E-05	2.40E+00	3.84E-04	1.88E+01	7.09E-02
3-Y	7.69E-05	2.12E+01	5.60E-04	8.58E+01	1.37E-01
4-Y	5.73E-05	1.24E+01	5.29E-04	6.34E+01	1.08E-01
5-Y	3.40E-05	1.90E+00	3.63E-04	1.13E+01	9.37E-02
6-Y	2.67E-05	4.05E+00	4.41E-04	3.72E+01	6.05E-02
7-Y	4.63E-05	1.00E+01	5.29E-04	6.34E+01	8.76E-02
8-Y	6.93E-05	1.91E+01	5.60E-04	8.58E+01	1.24E-01
9-Y	5.29E-05	1.10E+01	5.15E-04	5.95E+01	1.03E-01
10-Y	9.37E-05	1.95E+01	5.15E-04	5.95E+01	1.82E-01
11-Y	7.26E-05	1.74E+01	5.60E-04	7.46E+01	1.30E-01
12-Y	7.27E-05	1.74E+01	5.60E-04	7.46E+01	1.30E-01
13-Y	1.02E-04	3.34E+01	5.60E-04	1.02E+02	1.82E-01
14-Y	5.32E-05	1.11E+01	5.15E-04	5.95E+01	1.03E-01
15-Y	6.74E-05	1.86E+01	5.60E-04	8.58E+01	1.20E-01
16-Y	4.79E-05	1.03E+01	5.29E-04	6.34E+01	9.07E-02
17-Y	2.50E-05	3.80E+00	4.41E-04	3.72E+01	5.68E-02
18-Y	3.40E-05	1.90E+00	3.63E-04	1.13E+01	9.37E-02
19-Y	7.72E-05	2.13E+01	5.60E-04	8.58E+01	1.38E-01
20-Y	5.74E-05	1.24E+01	5.29E-04	6.34E+01	1.09E-01
21-Y	2.69E-05	2.36E+00	3.84E-04	1.88E+01	6.99E-02
22-Y	9.73E-05	5.41E+01	5.60E-04	1.73E+02	1.74E-01
23-Y	1.06E-04	5.87E+01	5.60E-04	1.73E+02	1.89E-01
24-Y	5.06E-05	4.45E+00	3.94E-04	1.92E+01	1.29E-01
25-Y	6.27E-05	1.73E+01	5.60E-04	8.58E+01	1.12E-01
26-Y	5.00E-05	1.08E+01	5.60E-04	6.71E+01	8.93E-02
27-Y	2.23E-05	1.25E+00	3.68E-04	1.14E+01	6.06E-02
28-Y	2.04E-05	3.10E+00	4.66E-04	3.93E+01	4.37E-02
29-Y	3.45E-05	7.45E+00	5.60E-04	6.71E+01	6.16E-02
30-Y	5.28E-05	1.46E+01	5.60E-04	8.58E+01	9.43E-02
31-Y	4.81E-05	1.00E+01	5.60E-04	6.47E+01	8.59E-02
32-Y	1.02E-04	2.12E+01	5.60E-04	6.47E+01	1.82E-01
33-Y	6.65E-05	1.59E+01	5.60E-04	7.46E+01	1.19E-01
34-Y	6.51E-05	1.56E+01	5.60E-04	7.46E+01	1.16E-01
35-Y	8.40E-05	2.75E+01	5.60E-04	1.02E+02	1.50E-01
36-Y	4.85E-05	1.01E+01	5.60E-04	6.47E+01	8.67E-02
37-Y	5.09E-05	1.41E+01	5.60E-04	8.58E+01	9.10E-02
38-Y	3.63E-05	7.84E+00	5.60E-04	6.71E+01	6.49E-02
39-Y	1.80E-05	2.74E+00	4.66E-04	3.93E+01	3.87E-02
40-Y	2.23E-05	1.25E+00	3.68E-04	1.14E+01	6.05E-02
41-Y	6.30E-05	1.74E+01	5.60E-04	8.58E+01	1.13E-01
42-Y	5.07E-05	1.09E+01	5.60E-04	6.71E+01	9.05E-02
43-Y	5.07E-05	4.46E+00	3.94E-04	1.92E+01	1.29E-01
44-Y	1.03E-04	5.70E+01	5.60E-04	1.73E+02	1.83E-01

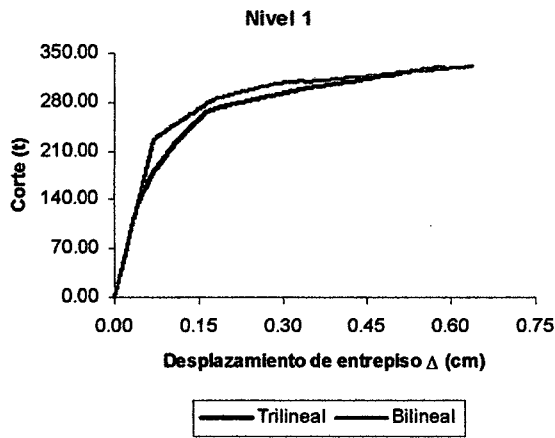


Fig. 6.6.1

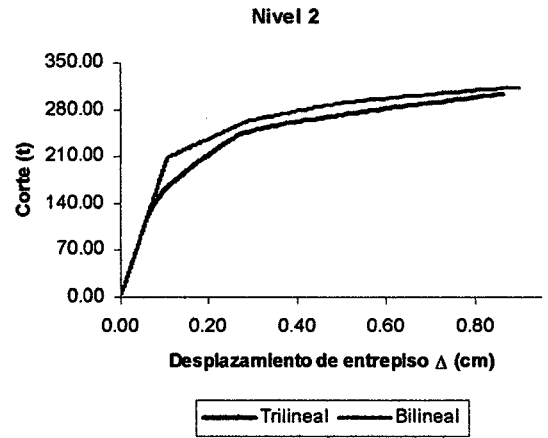


Fig. 6.6.2

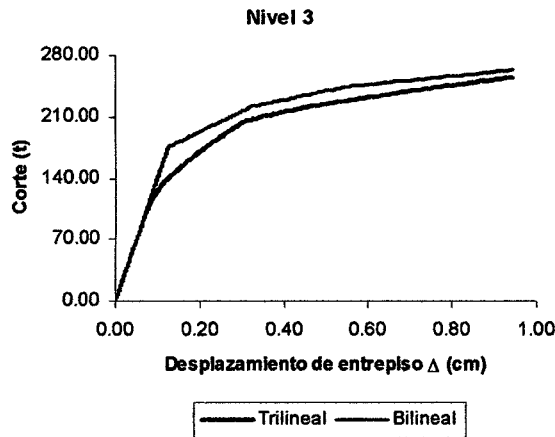


Fig. 6.6.3

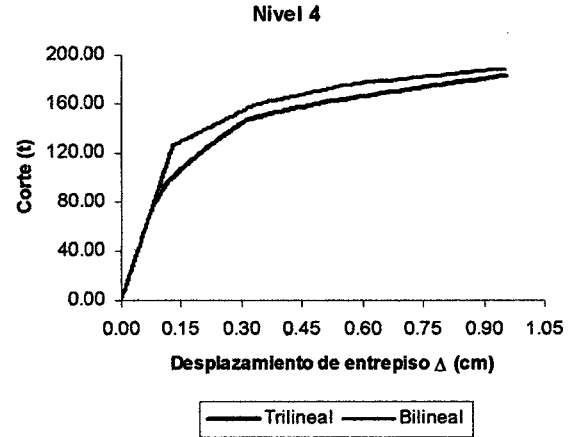


Fig. 6.6.4

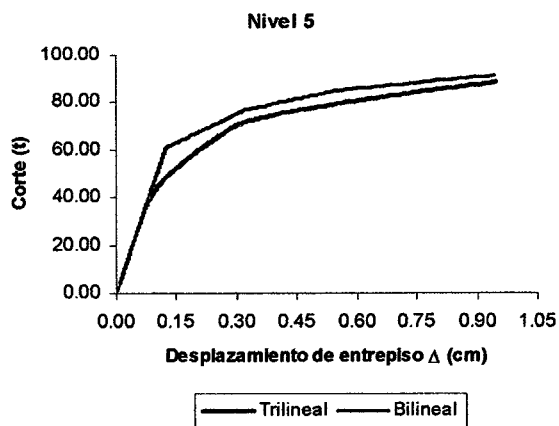


Fig. 6.6.5

IDARC utiliza el método de fibras para obtener las curvas del material, solo se tiene que ingresar las dimensiones de la sección y la cuantía, lo que hace el programa es dividir la sección en quince fibras longitudinales y distribuye uniformemente el refuerzo, pero no conviene utilizar esta opción en el presente estudio porque la cuantía de refuerzo de los muros que tiene la estructura varia a lo largo de los muros, ésta es mayor en los extremos, y como se puede apreciar en la Fig. 6.6.6 existen diferencias considerables al variar el área y la posición del acero refuerzo en los muros, por estas razones se utilizo el programa CURVATURA MODIFICADO (desarrollado para el presente estudio, ver sección 4.3.2.3) para calcular las curvas del material, pues considera la distribución real del acero de refuerzo.

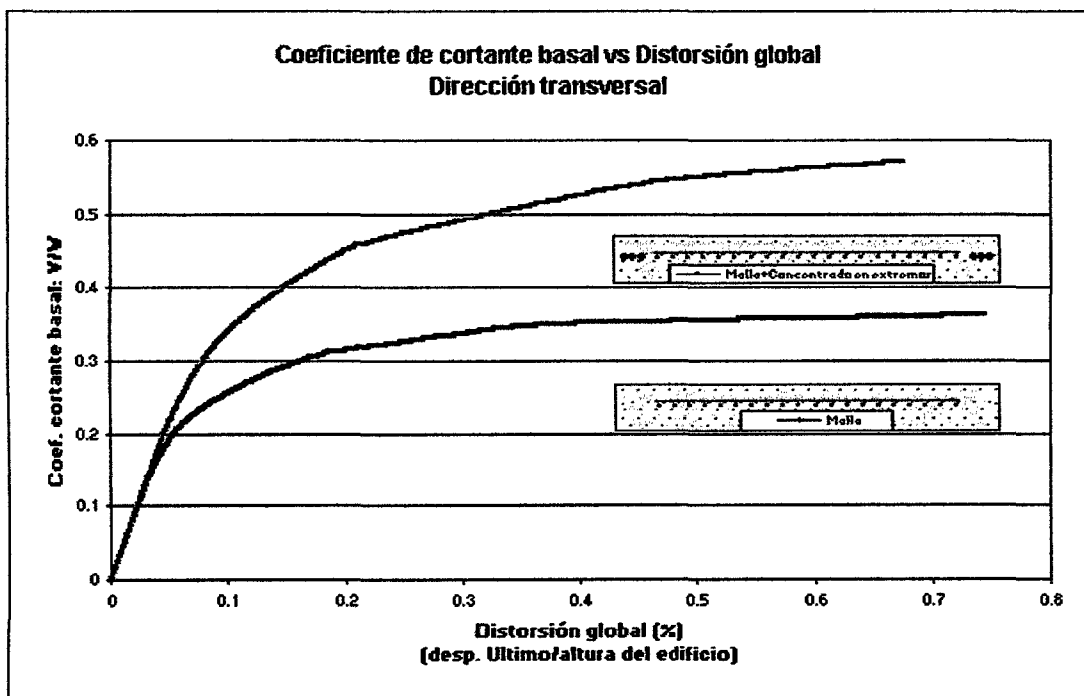
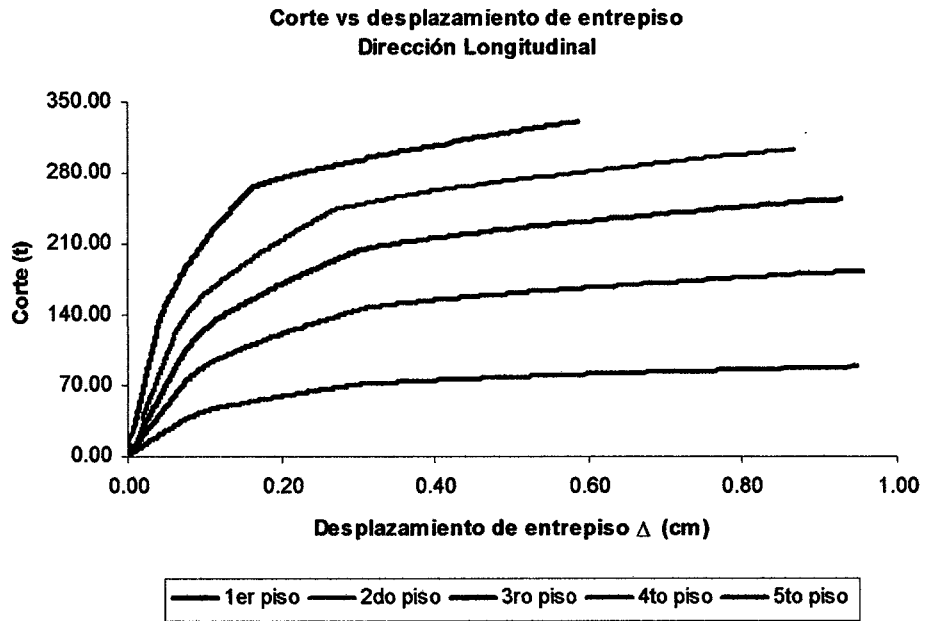
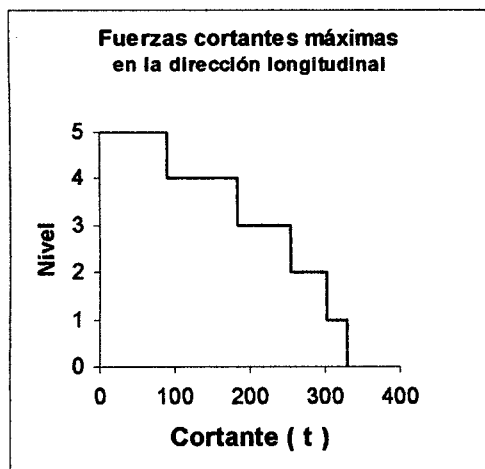


Fig. 6.6.6

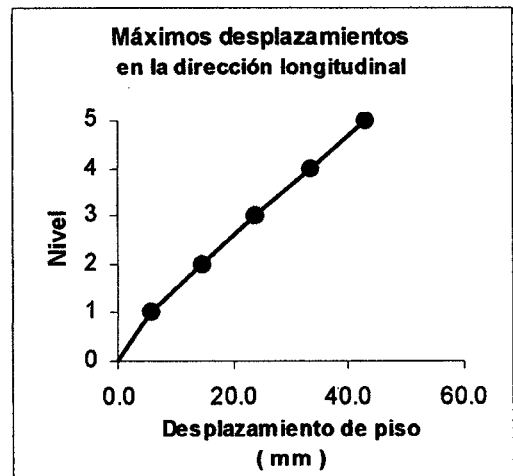
Las figuras 6.6.7 y 6.6.8 muestran la fuerza cortante versus el desplazamiento de entrepiso para los distintos niveles de la estructura en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. También se puede apreciar los máximos desplazamientos y fuerzas cortantes de cada nivel.



(a)

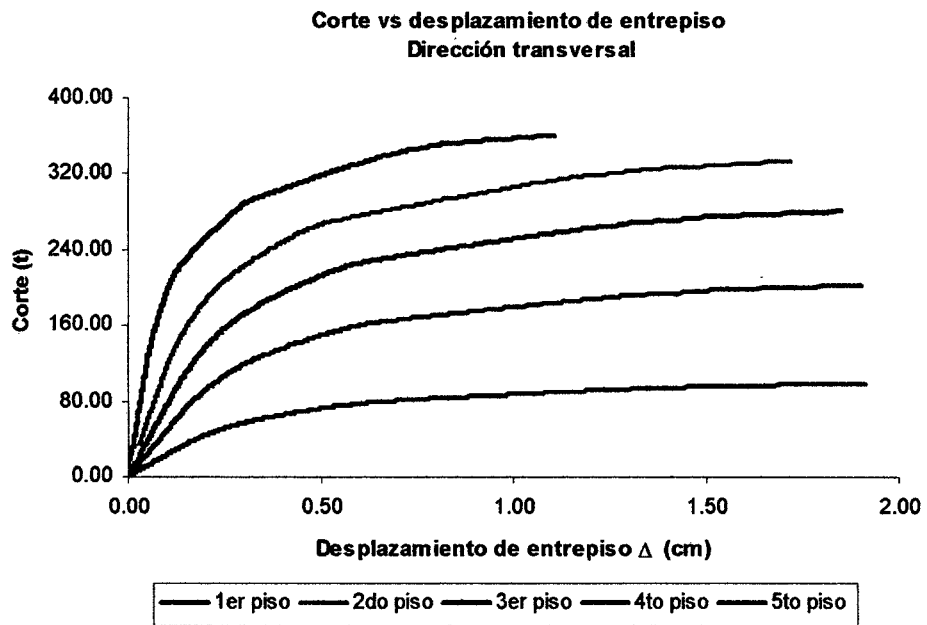


(b)

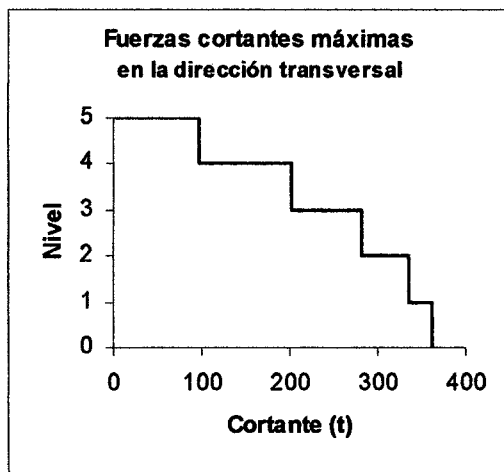


(c)

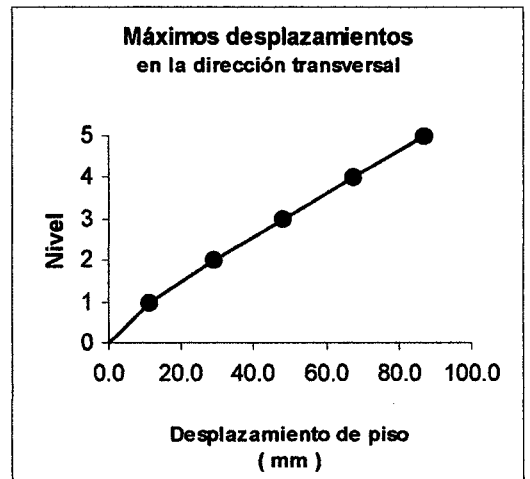
Fig. 6.6.7



(a)



(b)



(c)

Fig. 6.6.8

Un resumen de los máximos desplazamientos y fuerzas cortantes se presentan en las tablas 6.6.1 y 6.6.2, se puede observar que en las dos direcciones de análisis existe diferencias del orden de 9% en las fuerzas de corte, pero existen mayores diferencias en los desplazamientos laterales, variaciones del orden de 50%; existe una mayor capacidad en la dirección transversal por la mejor distribución de los muros en esta dirección.

Tabla 6.6.1

Piso	δx	Δx	Corte
	(mm)	(mm)	(t)
5	43.06	9.50	88.64
4	33.56	9.57	183.26
3	23.99	9.44	254.97
2	14.54	8.67	303.08
1	5.88	5.88	330.02

Tabla 6.6.2

Piso	δy	Δy	Corte
	(mm)	(mm)	(t)
5	86.95	19.56	98.65
4	67.39	19.45	203.12
3	47.94	18.96	281.73
2	28.98	17.60	334.61
1	11.38	11.38	362.30

Las figuras 6.6.9 y 6.6.10 muestran las curvas de carga versus distorsión hasta que falle el primer muro para los distintos niveles de la estructura en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. La distorsión máxima alcanzada en el primer nivel fue de 0.210% en la dirección longitudinal, sin embargo en la dirección transversal se obtuvo una distorsión máxima mayor, del orden de 0.396%, esto se debe a la mejor distribución de muros que existe en esta última dirección. Además, las curvas mostradas en las figuras mencionados arriba, se han marcado tres puntos en cada una de ellas, estos puntos han sido definidos de acuerdo al mecanismo de falla (la explicación del procedimiento adoptado para definir

estos puntos se encuentra en la sección 6.7). Las tablas 6.6.3 y 6.6.4 presentan los valores alcanzados por estos puntos en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

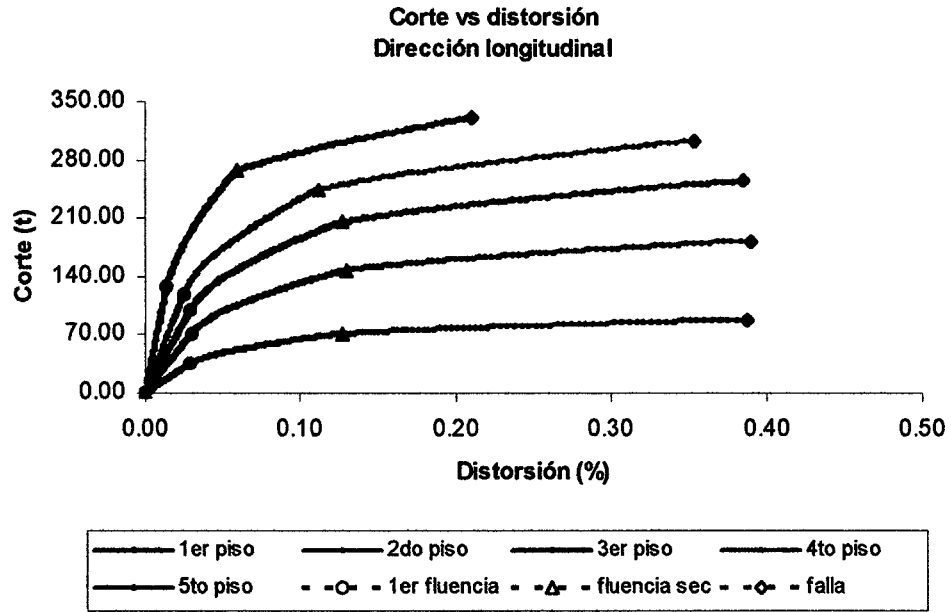


Fig. 6.6.9

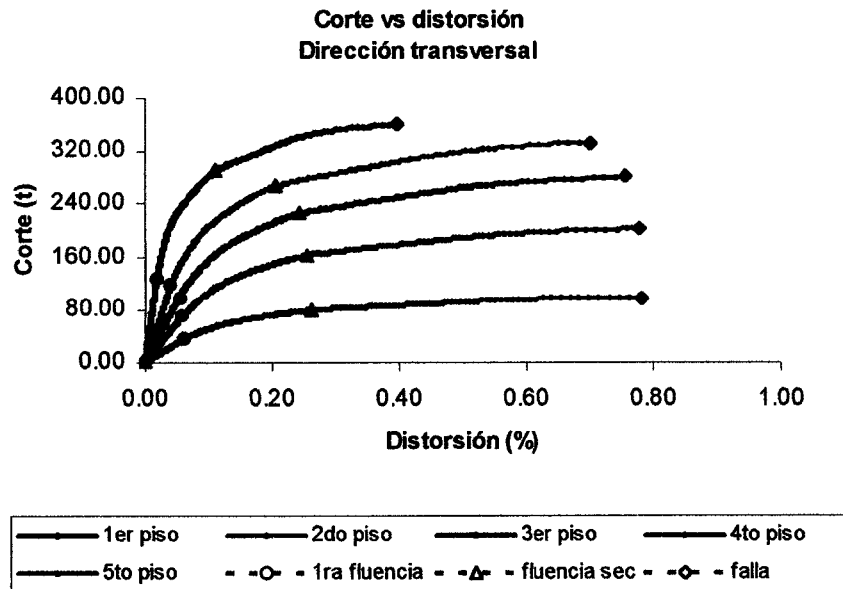


Fig. 6.6.10

Tabla 6.6.3

Piso	1er fluencia		Fluencia de sección		Falla	
	Distorsión (%)	$V_{1f}(t)$	Distorsión (%)	$V_v(t)$	Distorsión (%)	$V_u(t)$
1	0.014	128.79	0.059	266.26	0.210	330.02
2	0.025	119.00	0.112	244.15	0.354	303.08
3	0.029	99.84	0.127	205.05	0.385	254.97
4	0.030	71.74	0.130	147.39	0.391	183.26
5	0.029	34.70	0.127	71.29	0.388	88.64

Tabla 6.6.4

Piso	1er fluencia		Fluencia de sección		Falla	
	Distorsión (%)	$V_{1f}(t)$	Distorsión (%)	$V_v(t)$	Distorsión (%)	$V_u(t)$
1	0.019	127.0	0.111	290.3	0.396	361.3
2	0.041	117.1	0.206	267.0	0.702	333.7
3	0.054	98.3	0.242	225.0	0.757	281.0
4	0.060	70.7	0.257	162.2	0.777	202.6
5	0.061	34.3	0.260	78.8	0.781	98.4

6.6.1 Formas de Modo y Distribución de Fuerzas en Altura

Para el análisis estático-inelástico se utilizó una distribución de fuerzas proporcional a las formas de modo, las cuales son afectadas porque la respuesta inelástica de la estructura cambia la matriz de rigidez durante el análisis, ver sección 4.3.9. Las figuras 6.6.1.1 y 6.6.1.2 muestran la variación de las tres primeras formas de modo para diferentes niveles de distorsiones (desplazamiento del último piso entre la altura del edificio), desde el paso donde cambia la curva de capacidad del rango elástico al inelástico hasta que falle la estructura. Las figuras 6.6.1.3 y 6.6.1.4 muestran la distribución de las fuerzas en altura para diferentes niveles de distorsiones, donde se puede observar que la primera forma de modo es la que gobierna las curvas de capacidad de la estructura.

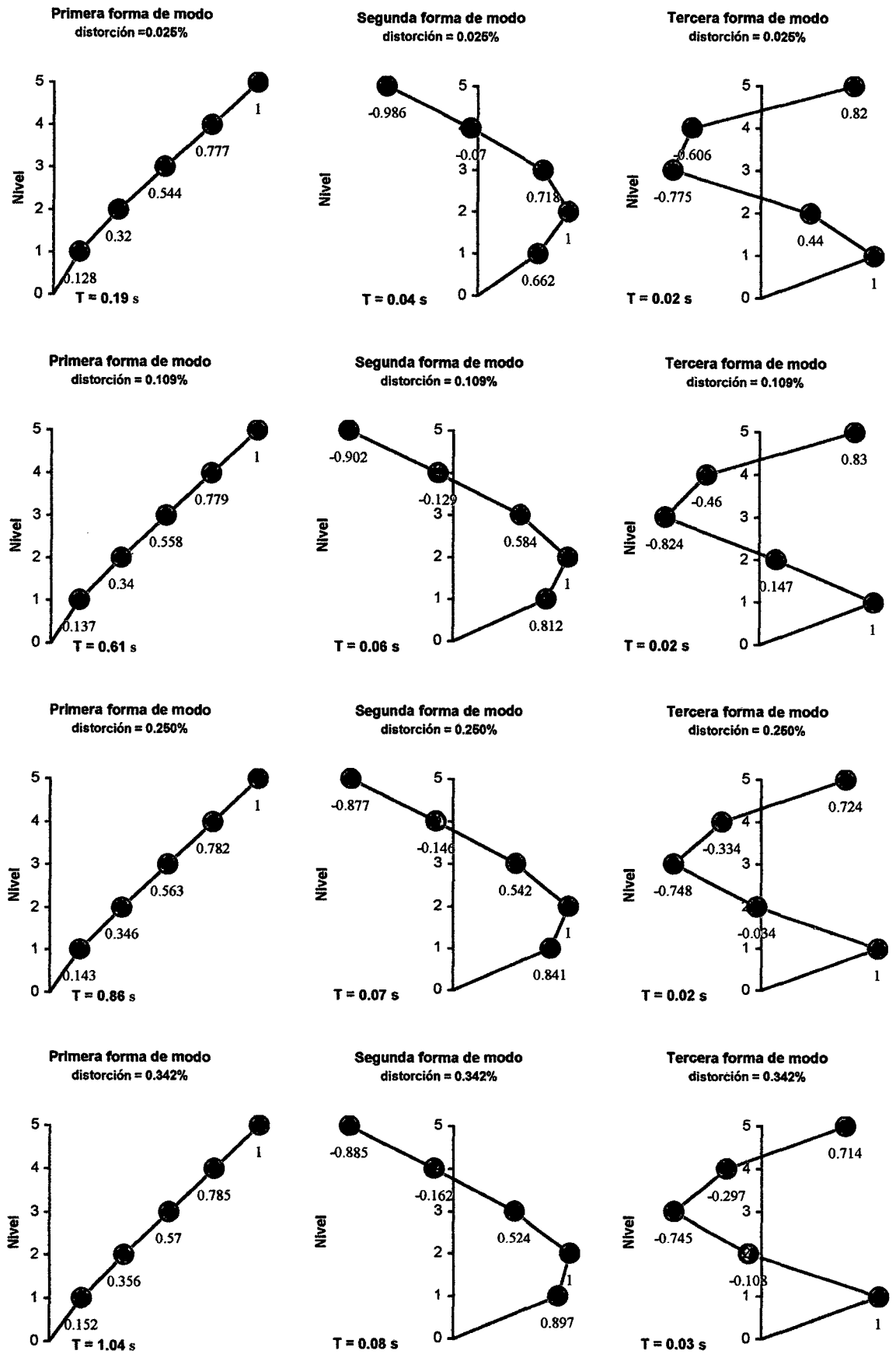


Fig. 6.6.1.1

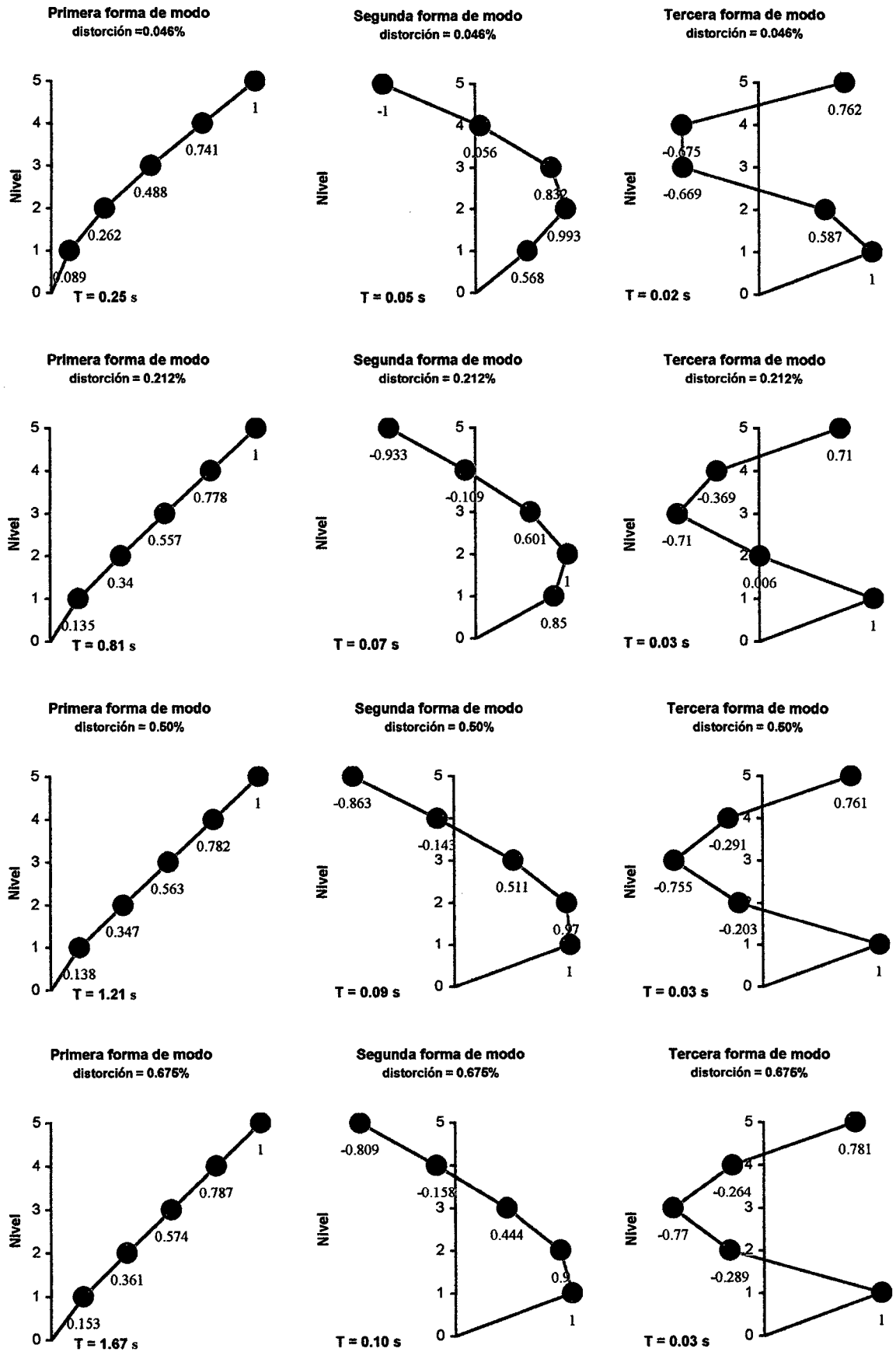


Fig. 6.6.1.2

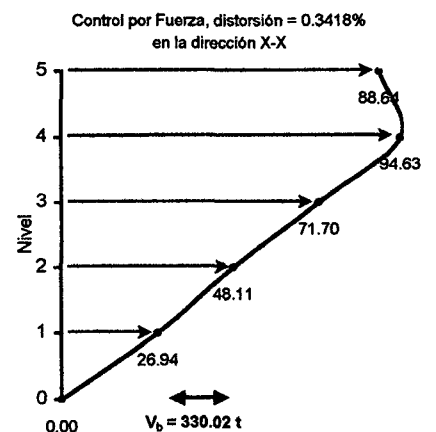
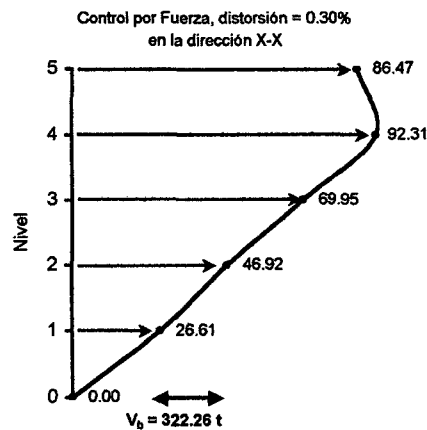
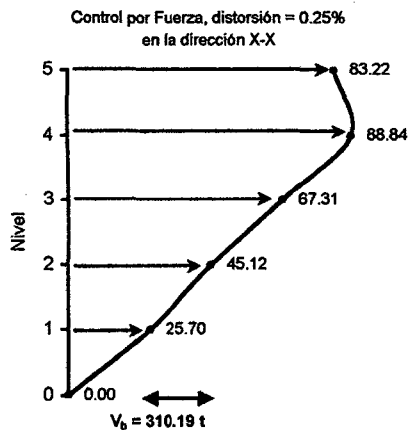
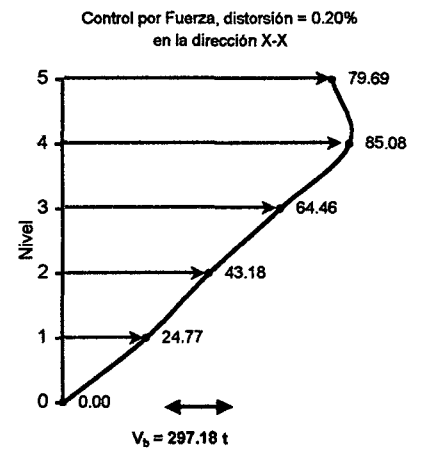
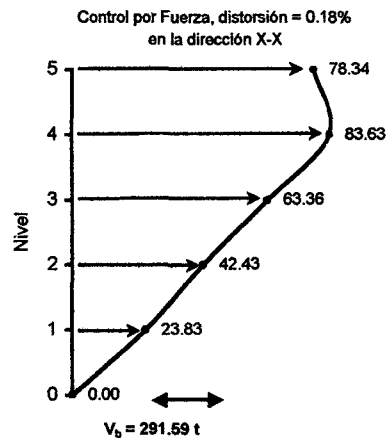
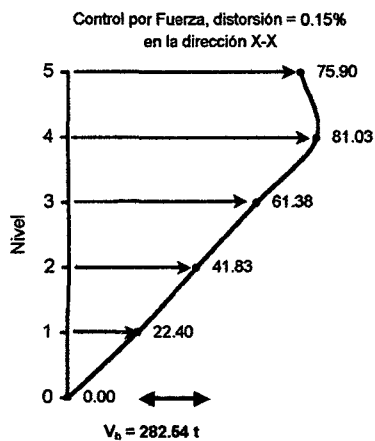
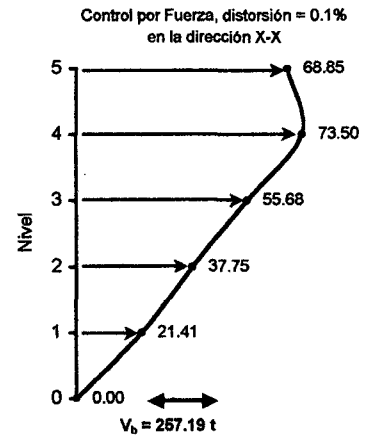
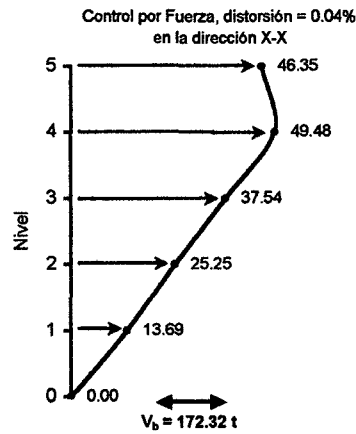
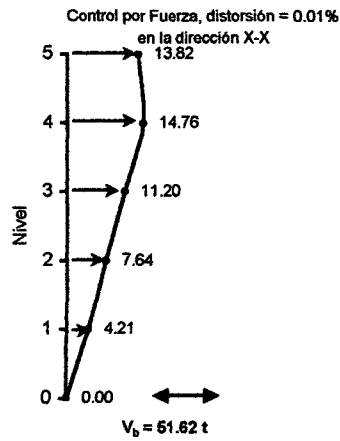


Fig. 6.6.1.3

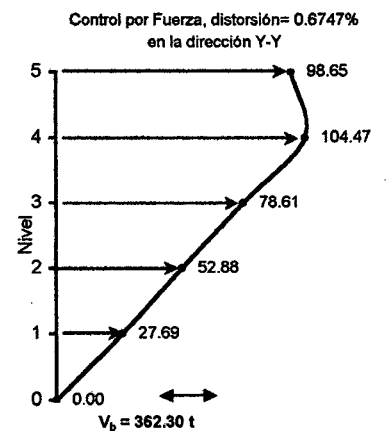
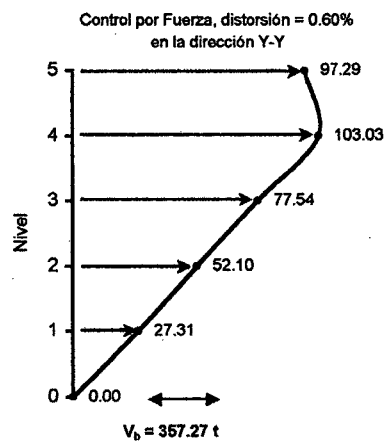
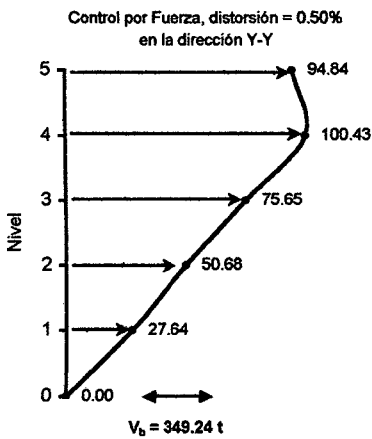
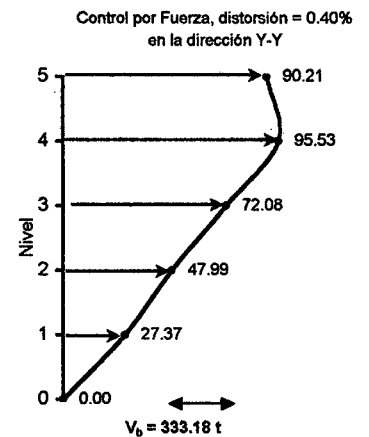
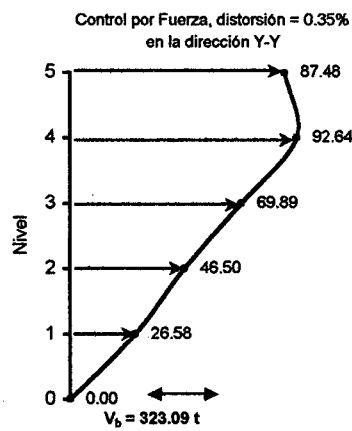
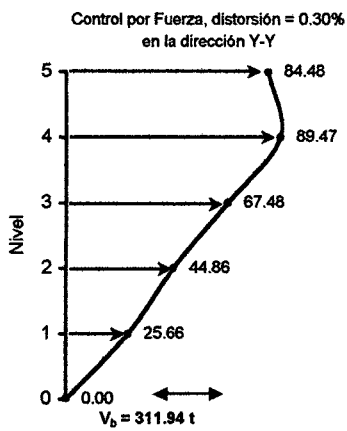
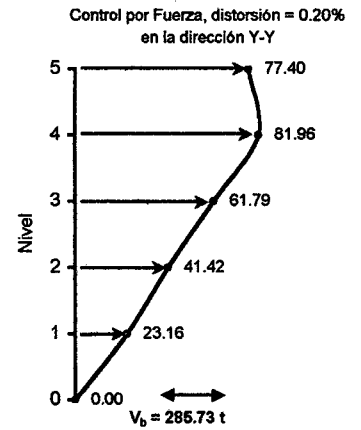
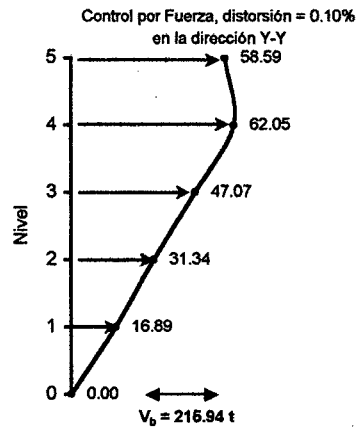
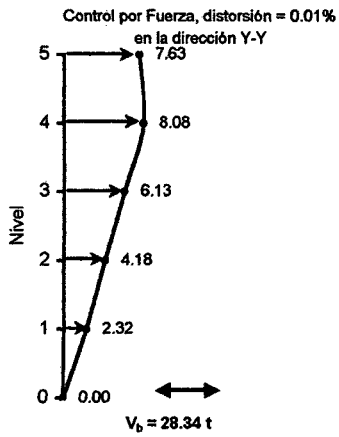


Fig. 6.6.1.4

Las tablas 6.6.3 y 6.6.4 presentan las características iniciales del análisis estático-inelástico en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

Tabla 6.6.3

Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Factor de participación modal	Masa efectiva (t)	Masa efectiva Relativo (%)
1	5.36	0.1864	1.642	472.32	74.66
2	20.98	0.0477	0.848	126.08	19.93
3	42.07	0.0238	0.382	25.50	4.03
4	60.64	0.0165	0.204	7.30	1.15
5	74.91	0.0134	0.090	1.41	0.22

Peso total (t) = 632.62

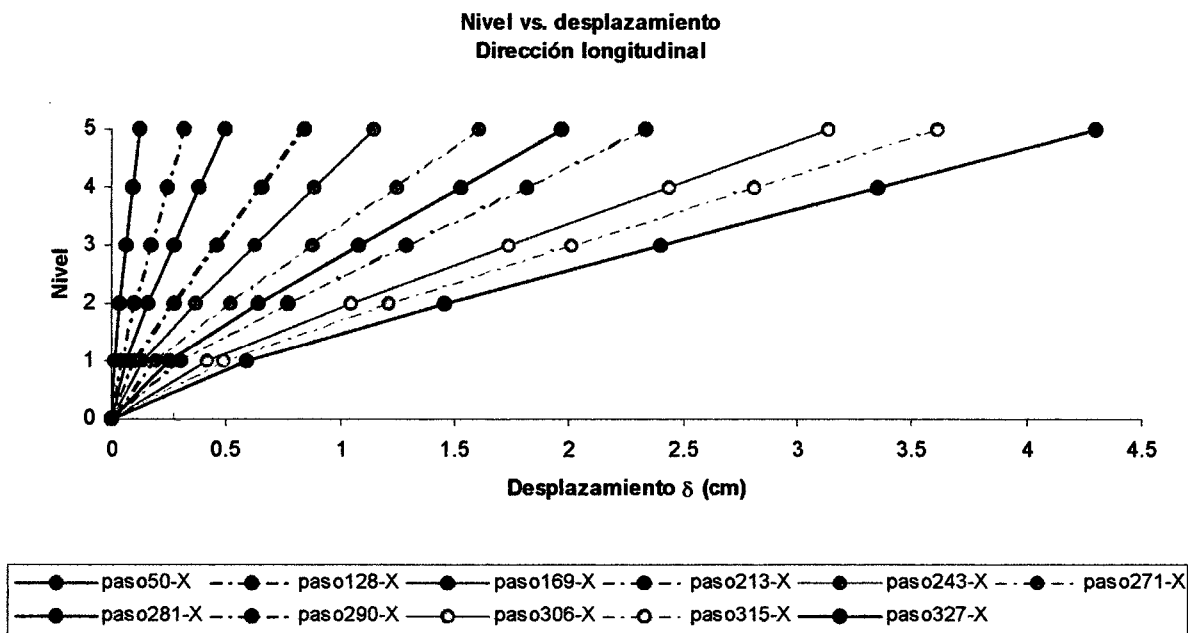
Tabla 6.6.4

Modo	Frecuencia (Hz)	Periodo (s)	Factor de participación modal	Masa efectiva (t)	Masa efectiva Relativo (%)
1	4.00	0.2501	1.592	444.19	70.21
2	20.63	0.0485	0.894	140.01	22.13
3	47.26	0.0212	0.456	36.43	5.76
4	74.24	0.0135	0.241	10.19	1.61
5	95.21	0.0105	0.102	1.80	0.29

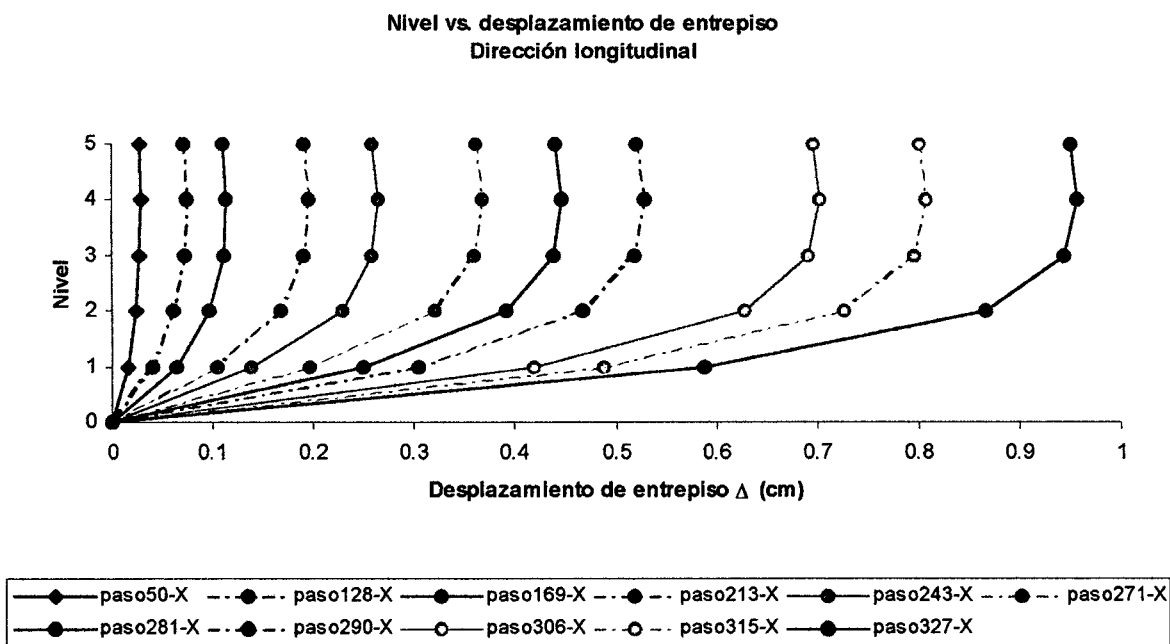
Peso total (t) = 632.62

6.6.2 Secuencia de los desplazamientos de entrepiso

Las figuras 6.6.2.1 y 6.6.2.2 muestran los desplazamientos y desplazamientos de entrepiso en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente, para los pasos donde cambian las propiedades inelásticas de los muros, ver tablas 6.6.2.1 y 6.6.2.2. Se puede apreciar que los desplazamientos en la dirección transversal son aproximadamente el doble que la dirección longitudinal por la mejor distribución de muros en esta dirección.

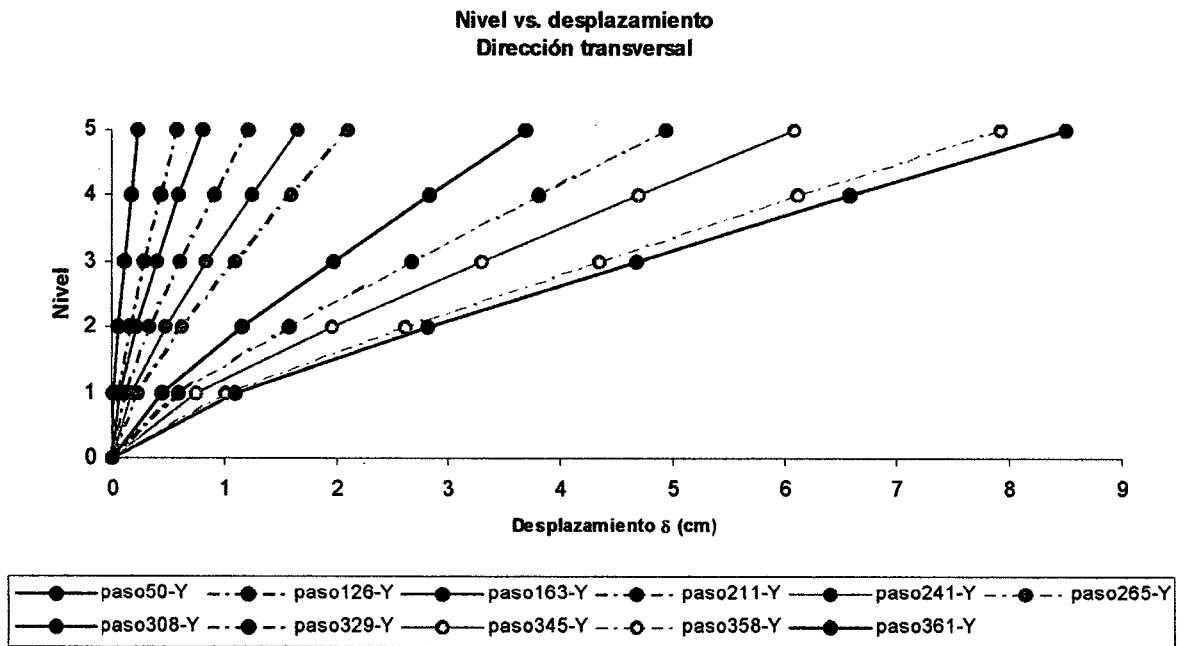


(a)

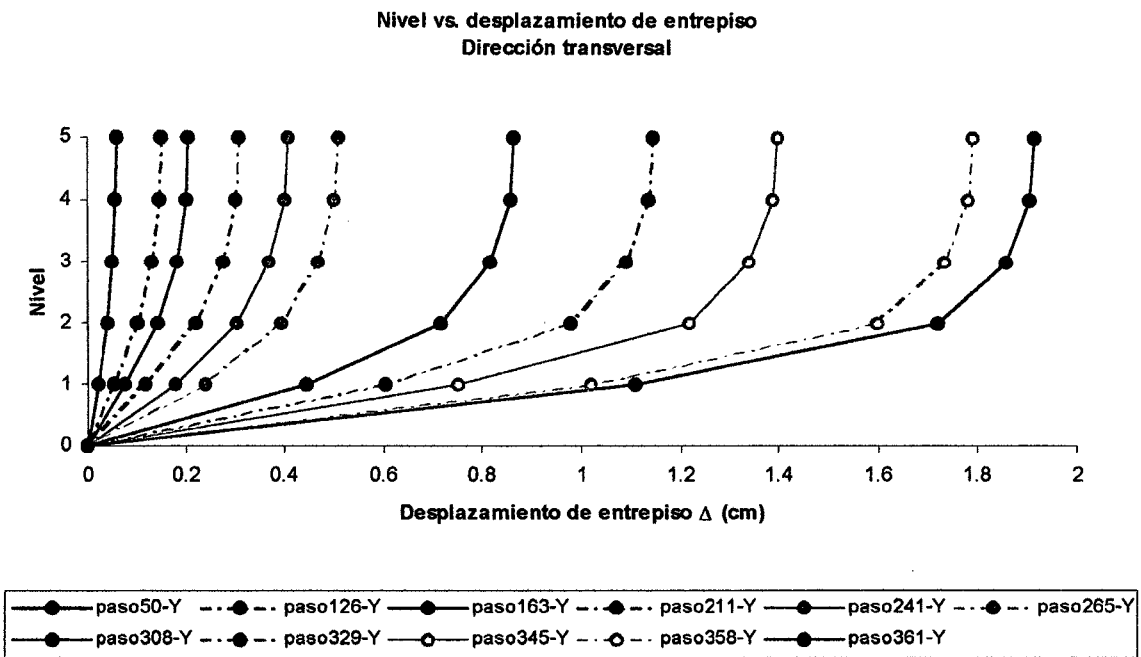


(b)

Fig. 6.6.2.1



(a)



(b)

Fig. 6.6.2.2

Tabla 6.6.2.1

Muro	Paso	Tipo de falla
19-X	128	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
38-X	169	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
16-X	213	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
57-X	243	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
7-X	271	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
11-X	281	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
10-X	290	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
6-X	306	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
4-X	315	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
19-X	327	Falla el muro por flexión en la parte inferior

Tabla 6.6.2.2

Muro	Paso	Tipo de falla
22-Y	126	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
23-Y	163	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
11-Y	211	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
66-Y	241	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
29-Y	265	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
32-Y	308	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
5-Y	329	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
52-Y	345	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
57-Y	358	Primera fluencia por flexión en la parte inferior
1-Y	361	Falla el muro por flexión en la parte inferior

6.7 Curvas de Capacidad Global de la Estructura

La capacidad global de la estructura es representada por la fuerza cortante en la base versus el desplazamiento del ultimo nivel, se usa para evaluar si la estructura es adecuada para sostener ciertos niveles de cargas sísmica.

Las figuras 6.7.1 a 6.7.6 muestran la secuencia de falla de la estructura hasta que falle el primer muro, se puede observar que la curva de capacidad cambia drásticamente cuando por primera vez un muro alcanza su primera fluencia y fluencia de la sección, por esta razón se puede definir los siguientes puntos: la primera fluencia global ocurre cuando un elemento alcanza su primera fluencia, la fluencia global ocurre cuando un elemento alcanza su fluencia de sección y la capacidad ultima de la

estructura ocurre cuando un elemento principal alcanza su capacidad última. ver figuras 6.7.7 y 6.7.8, hasta el primer punto puede considerarse en condiciones de servicio de la estructura deseables, en el segundo se llega a daño estructural significativo y en el tercero ocurre el colapso. Asimismo, si cortamos las curvas de capacidad de los niveles superiores de la estructura en el mismo paso donde se producen cada uno de estos puntos, los cuales han sido definidos de la forma descrita en la sección superior de esta sección, se encuentra que las curvas de capacidad cambian también radicalmente su pendiente, ver Fig. 6.6.9 y 6.6.10, en consecuencia se pueden establecer sus respectivos puntos de primera fluencia, fluencia de sección y capacidad última.

**Seguimiento de la primera fluencia por flexión en la parte inferior del muro
Dirección longitudinal**

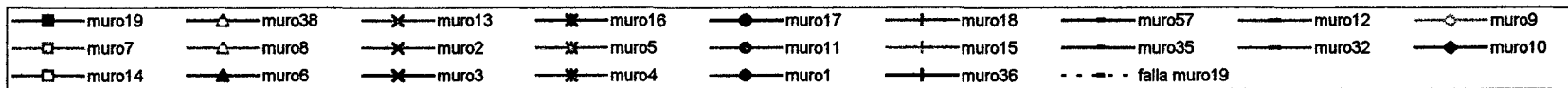
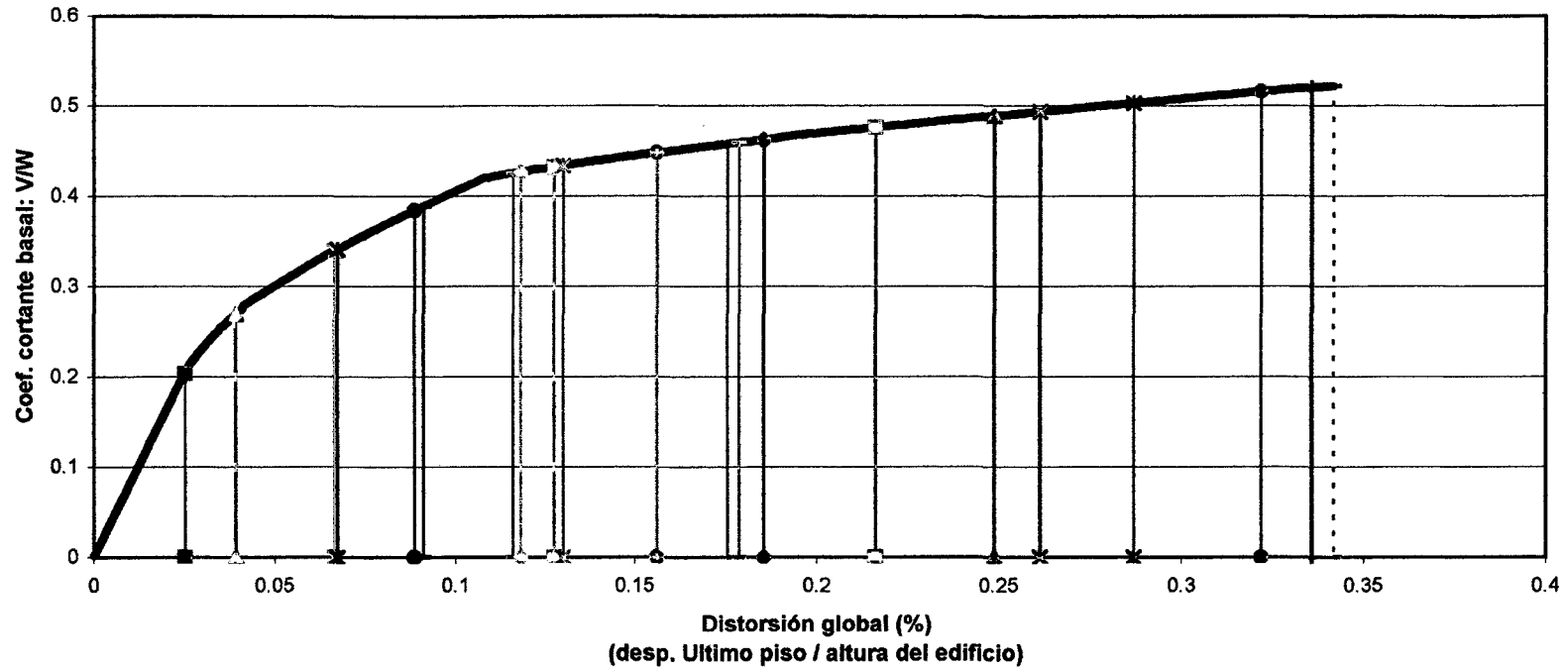


Fig. 6.7.1

**Seguimiento de la primera fluencia por flexión en la parte superior del muro
Dirección longitudinal**

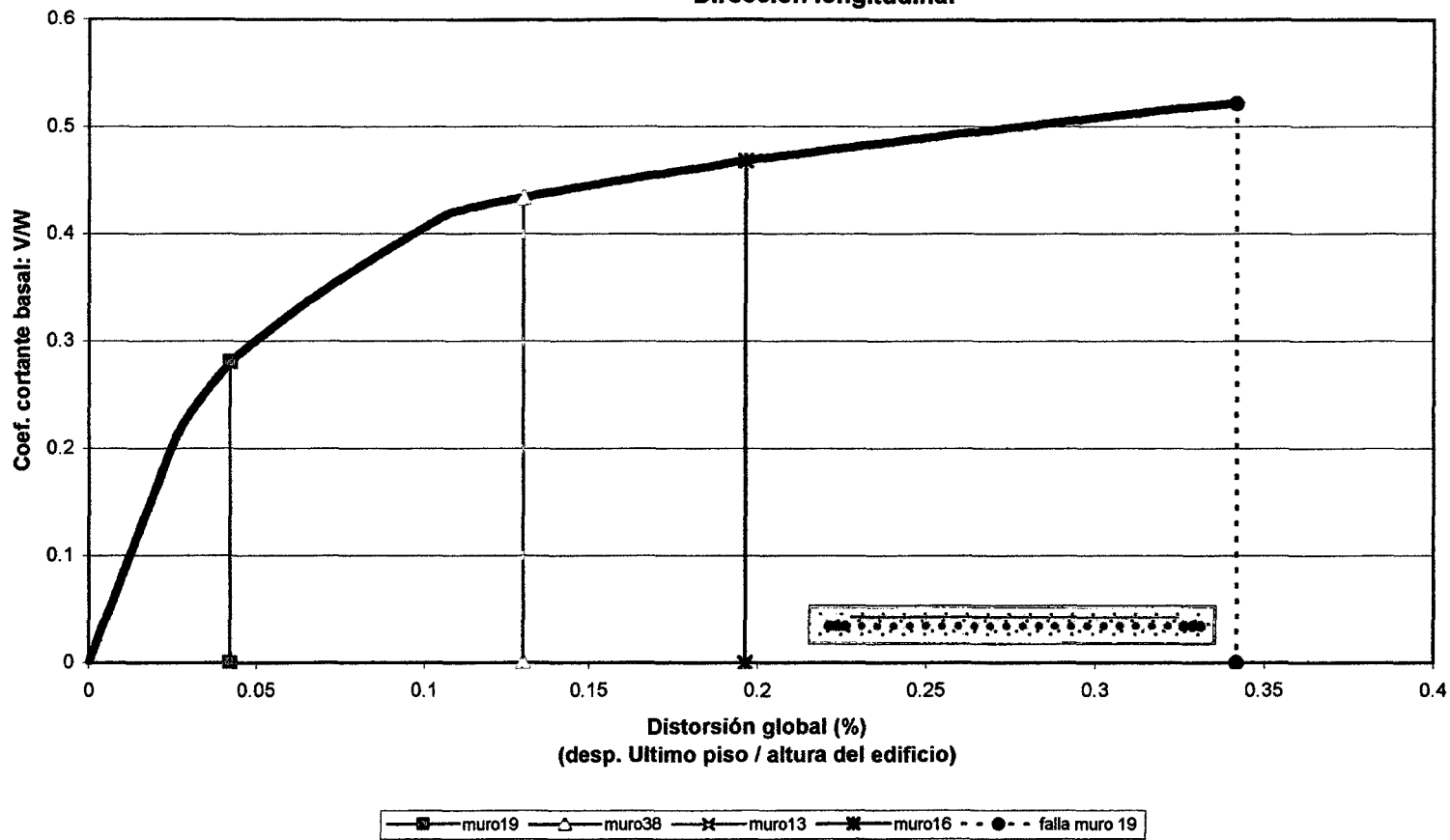


Fig. 6.7.2

Seguimiento de la fluencia de la sección por flexión en la parte inferior del muro
Dirección longitudinal

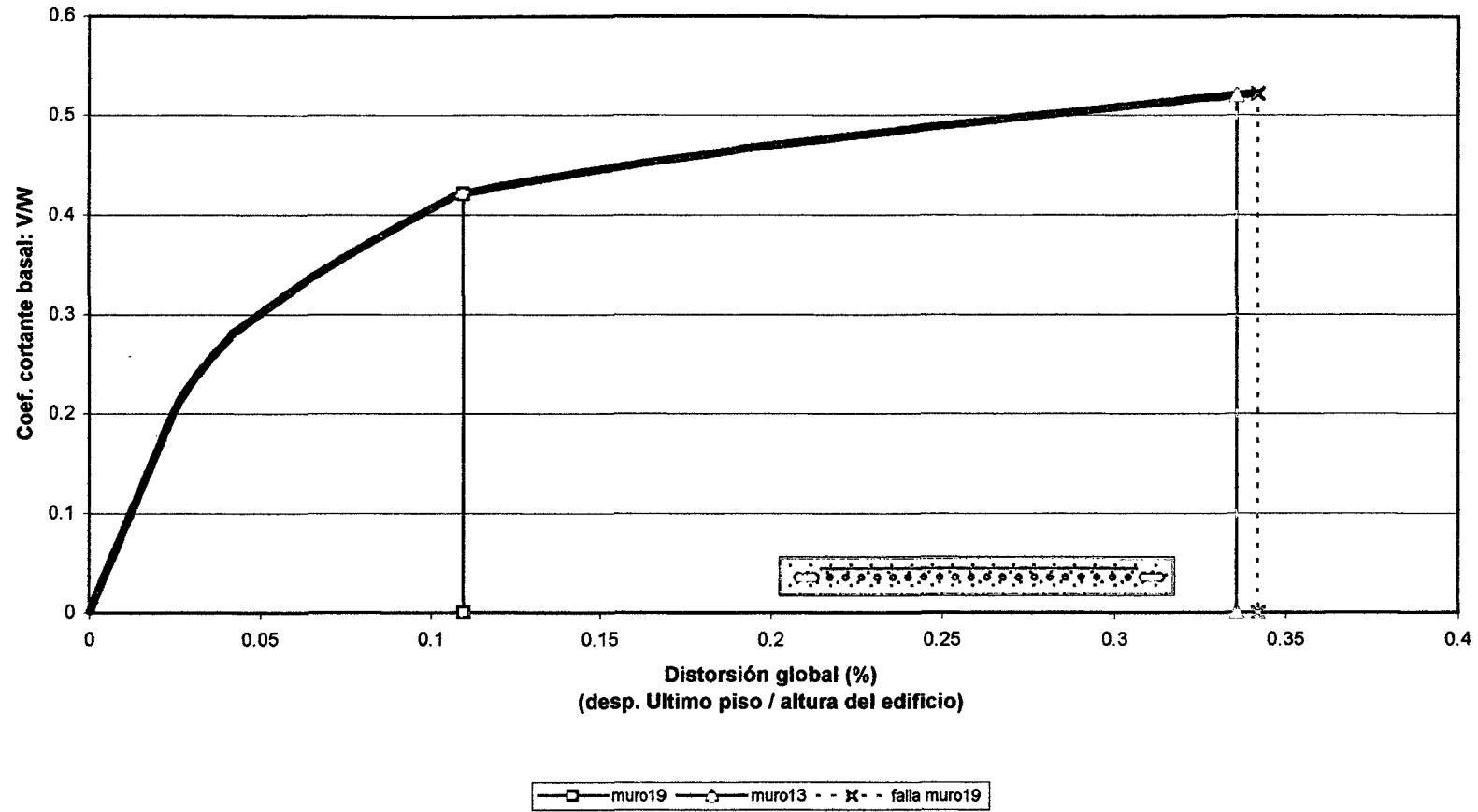


Fig. 6.7.3

**Seguimiento de la primera fluencia por flexión en la parte inferior del muro
Dirección transversal**

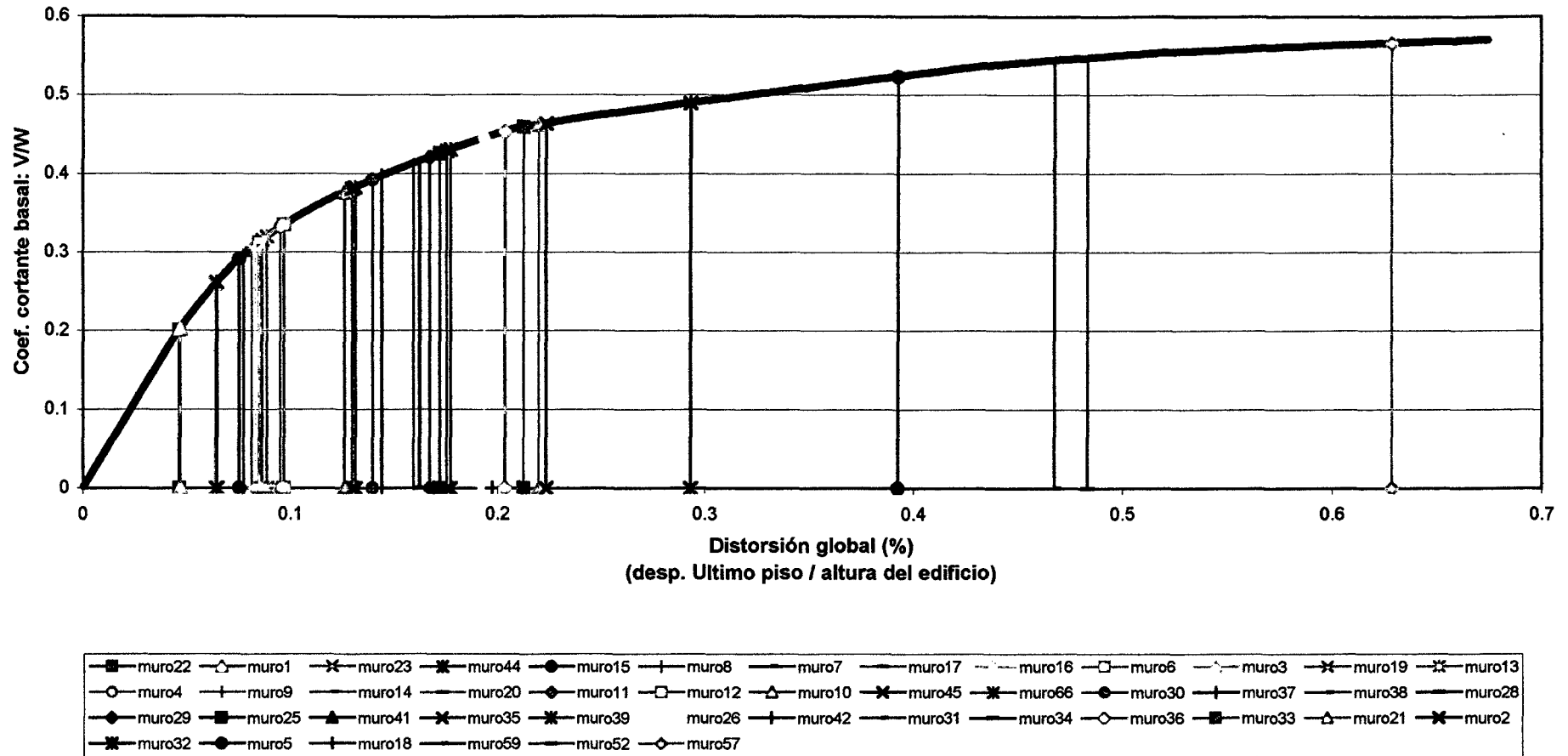


Fig. 6.7.4

**Seguimiento de la primera fluencia por flexión en la parte superior del muro
Dirección transversal**

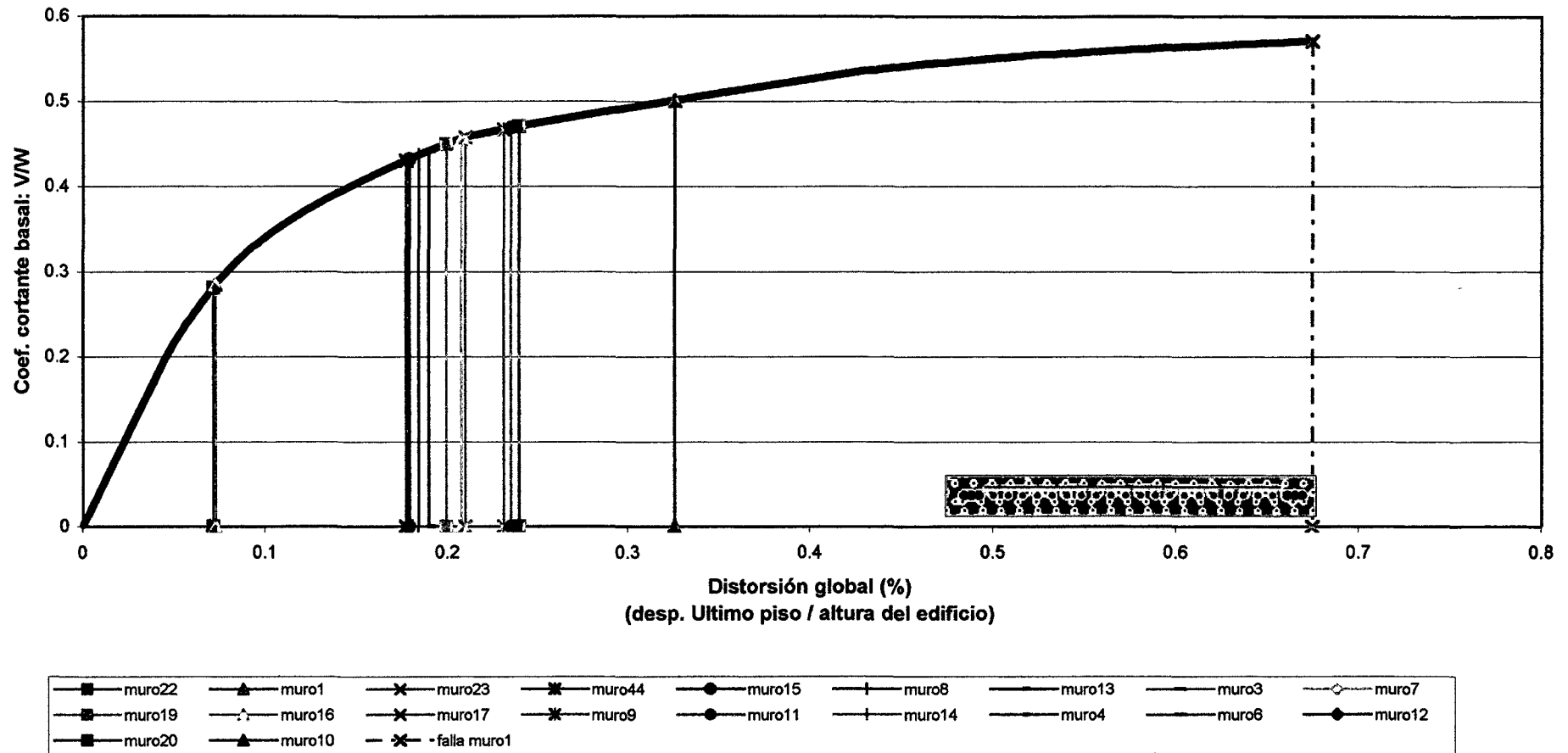


Fig. 6.7.5

**Seguimiento de la fluencia de la sección por flexión en la parte inferior del muro
Dirección transversal**

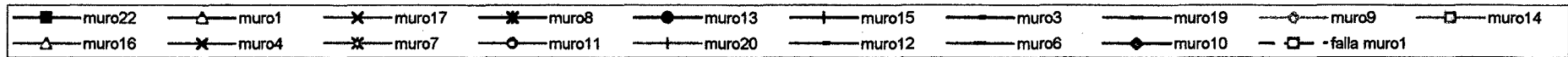
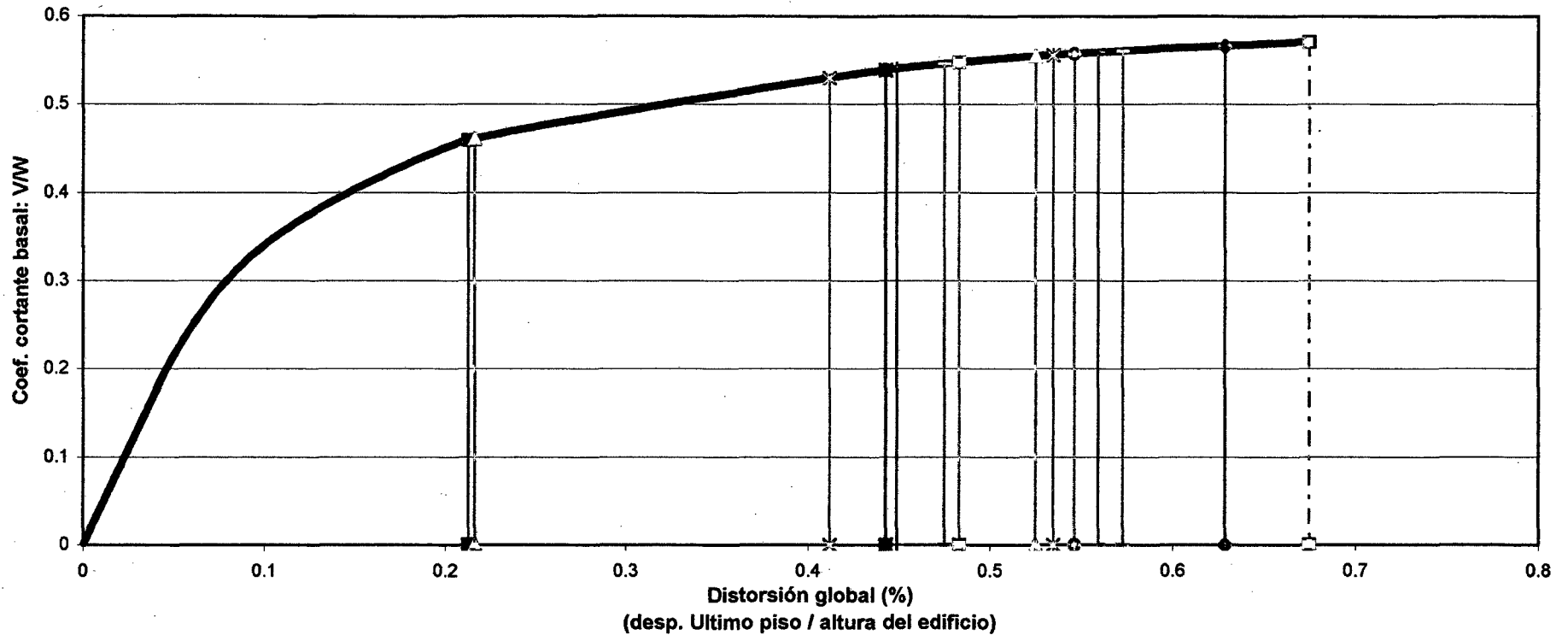


Fig. 6.7.6

Las figuras 6.7.7 y 6.7.8 muestran las curvas de capacidad global de la estructura, como se puede apreciar la estructura presenta un buen desempeño hasta los niveles de diseño especificados en la norma de diseño sismorresistente E030, puesto que la cortante basal (V/W) de diseño es de 0.25, ver sección 5.2.3. También se puede apreciar los puntos de primera fluencia y fluencia de la estructura, estos puntos de quiebre siguen el modelo trilineal seleccionado para representar las curvas del material.

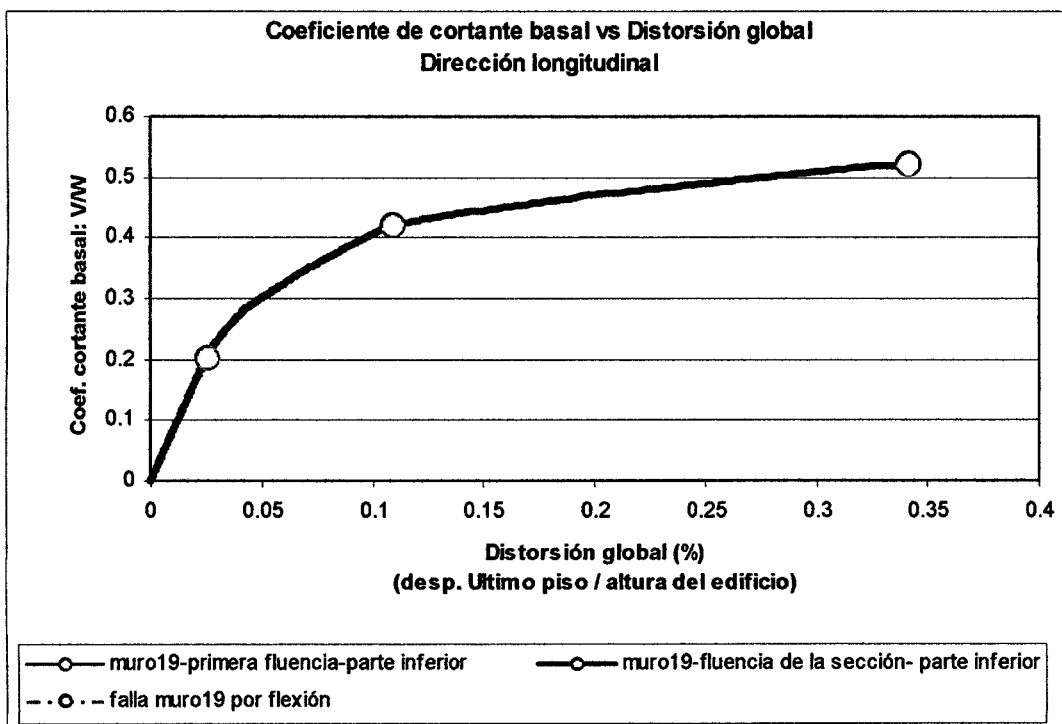


Fig. 6.7.7

Las tablas 6.7.1 y 6.7.2 presentan las propiedades globales de la estructura en la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

Tabla 6.7.1 (a)

δ_{cr} (cm)	V_{cr} (t)	δ_y (cm)	V_y (t)	δ_u (cm)	V_u (t)
0.318	128.801	1.381	266.269	4.307	330.036

Tabla 6.7.1 (b)

δ_u / H_t (%)	V / W	δ_u / H_t (%)	V / W	δ_u / H_t (%)	V / W
0.0252	0.2036	0.1096	0.4209	0.3418	0.5217

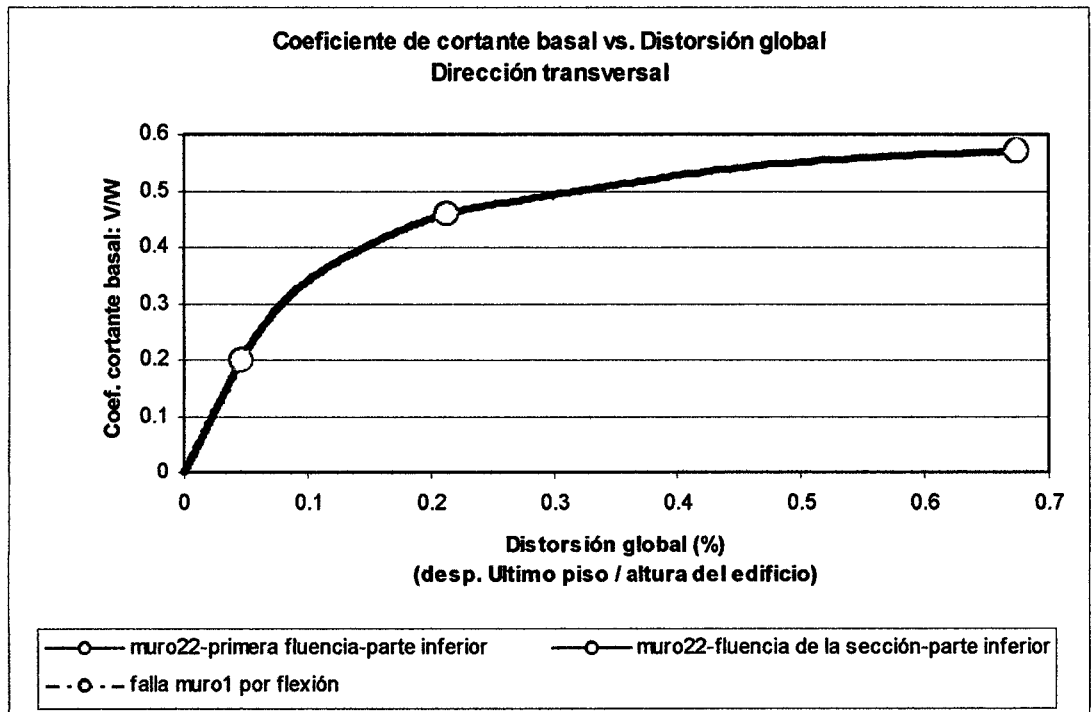


Fig. 6.7.8

Tabla 6.7.2 (a)

δ_{cr} (cm)	V_{cr} (t)	δ_y (cm)	V_y (t)	δ_u (cm)	V_u (t)
0.583	126.966	2.678	290.308	8.501	361.288

Tabla 6.7.2 (b)

δ_u / H_t (%)	V / W	δ_u / H_t (%)	V / W	δ_u / H_t (%)	V / W
0.0463	0.2007	0.2125	0.4589	0.6747	0.5711

6.8 Mecanismo de Falla

Las Fig. 6.8.1 y Fig. 6.8.2 muestran el mecanismo de falla para dos pórticos de la estructura en estudio en dirección longitudinal y en la dirección transversal, respectivamente, se puede observar que las primeras rotulas se originan en el primer piso y se propagan hacia los pisos superiores.

La Fig. 6.8.1(a) muestra el mecanismo de falla para el pórtico A en donde se encuentra el muro 19 que gobierna el mecanismo de falla en la dirección longitudinal de la estructura, ver Fig. 6.5.

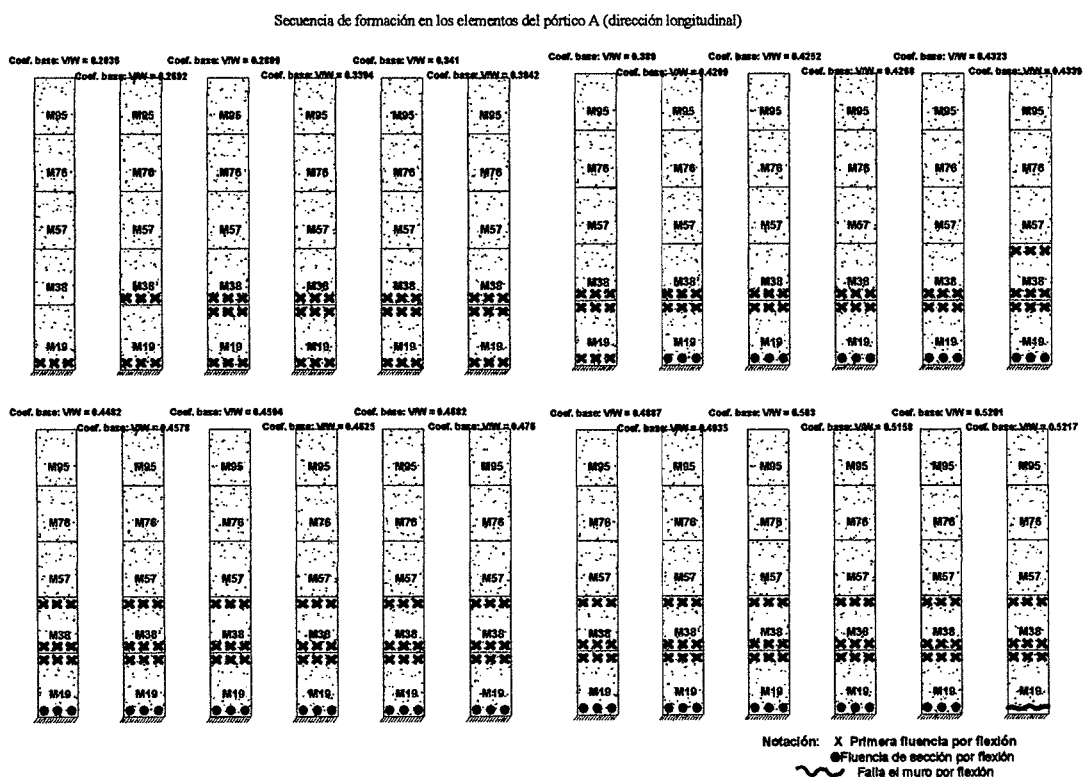


Fig. 6.8.1 (a)

Se puede apreciar en las Fig. 6.8.1 (b) y 6.8.2. (b) que los muros con mayores requerimientos de ductilidad son los muros de mayor sección transversal, ver Fig. 6.5.

Secuencia de formación en los elementos del pórtico B (dirección longitudinal)

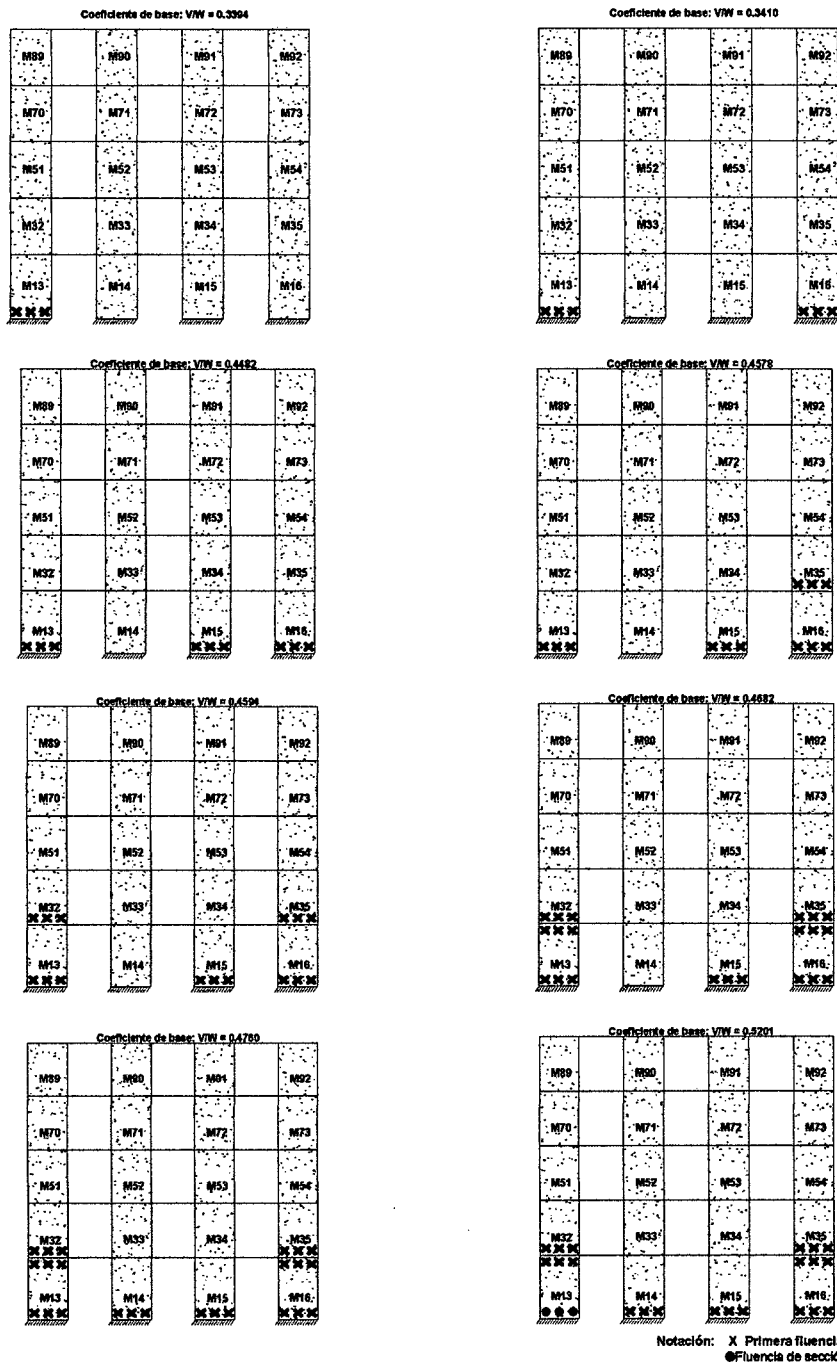


Fig. 6.8.1. (b)

La Fig. 6.8.2(a) muestra el mecanismo de falla para el pórtico 1 en donde se encuentra el muro 1 que gobierna el mecanismo de falla en la dirección transversal de la estructura, ver Fig. 6.5.

Secuencia de formación en los elementos del pórtico 1 (dirección transversal)

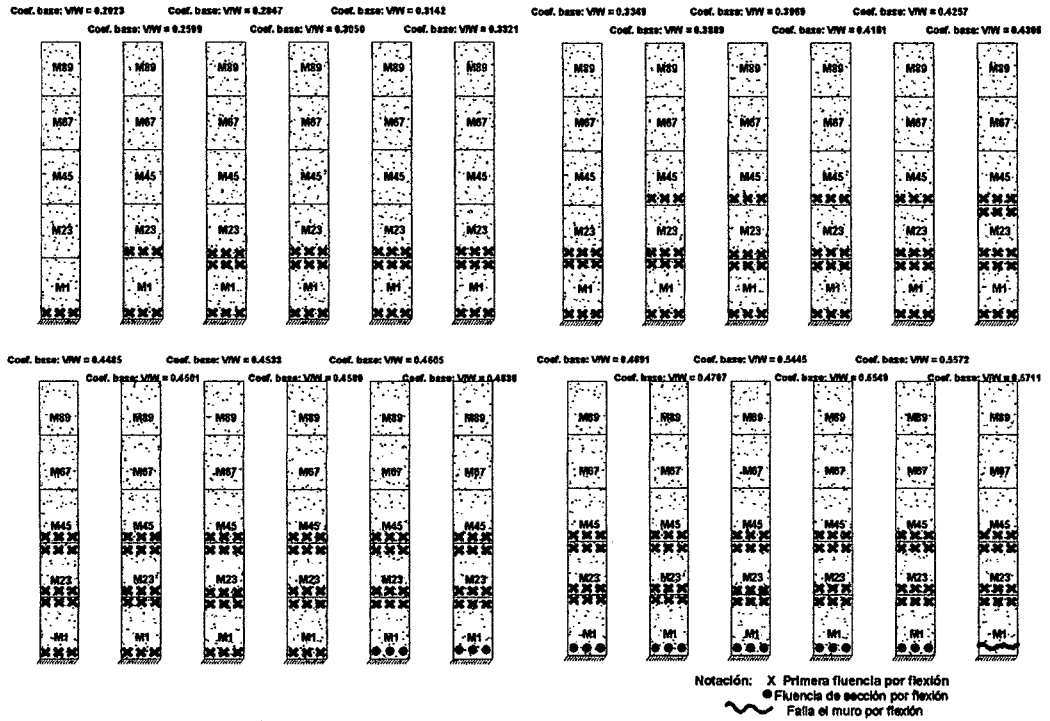


Fig. 6.8.2. (a)

Secuencia de formación en los elementos del pórtico 10 (dirección transversal)

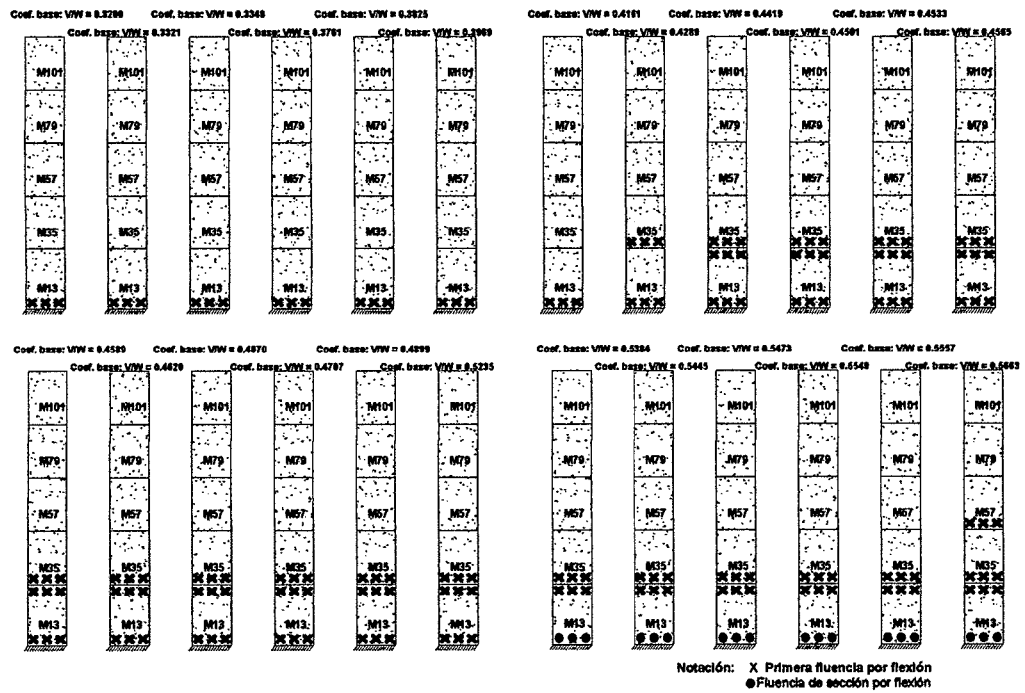


Fig. 6.8.2. (b)

Capítulo VII

7.0 Conclusiones y Recomendaciones

7.1 Conclusiones

7.1.1. Análisis Dinámico-Elástico

La fuerza cortante en la base obtenida del análisis dinámico-elástico es 63 % y 77% del valor calculado según el artículo 17.3 de la norma E030 (análisis estático) para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente, estos porcentajes son menores al 80% establecido en la misma norma. Las distorsiones de entrepiso, calculadas según el Art. 18 de la norma E030, no superan el 0.1% de la altura del entrepiso correspondiente, como consecuencia de la alta densidad de muros.

La estructura en estudio cumple con mayoría de requerimientos exigidos en la norma para el diseño de Edificios con Muros de Concreto de Ductilidad Limitada (EMDL), a pesar de que fue construido el 2003 cuando no existían requerimientos mínimos relacionados a este tipo de edificación, pues su diseño no estaba completamente considerados en las normas de concreto armado; se encuentran discrepancias en el refuerzo distribuido (malla electro soldada), pues éste se utiliza en todos los muros del edificio, mientras que la norma especifica usar acero en el tercio inferior de la altura.

7.1.2. Análisis Estático-Inelástico

La curva del material sufre grandes cambios al variar la posición del refuerzo en el muro, aún manteniendo el área de refuerzo en el muro, a consecuencia de esto el comportamiento global de la estructura sufre cambios importantes en su capacidad última, entonces en este tipo de sistemas se puede decir que el comportamiento global es sensible a la variación del comportamiento local.

Para el estudio del comportamiento global de la estructura es indiferente utilizar un modelo bilineal o un modelo trilineal para representar las curvas del material de los elementos, pues los resultados a nivel global se encuentran en el mismo orden de magnitud.

Se puede obtener resultados del mismo orden de magnitud a nivel global utilizando una curva trilineal que se ajuste lo mejor posible a la curva real del material o una curva trilineal idealizada mediante una compensación de áreas, ver Fig. 4.3.10.

En el edificio en estudio los requerimientos por flexión son mayores que los requerimientos por corte, por lo que se puede observar un comportamiento inelástico por flexión, a consecuencia de los altos momentos en la base de los elementos de mayor longitud.

El edificio posee una densidad de muros de 2.8% en la dirección longitudinal, y una densidad de 4.2% en la dirección transversal, por la alta densidad de muros que posee el edificio es una estructura muy rígida, por esta razón el comportamiento por

corte de la estructura es elástico o con un bajo grado de incursiones inelásticas.

En este tipo de sistemas cuando el edificio tiene poca altura el piso con mayores requerimientos de ductilidad es el primero, pues es el que posee un comportamiento inelástico generalizado, además este piso es el que limita la ductilidad de la estructura porque en él se presenta el muro que falla (falla por flexión y es el de mayor longitud).

En el análisis estático inelástico las fuerzas cortantes en la dirección longitudinal y transversal son diferentes, presentan diferencias del orden del 10%, pero existen mayores diferencias en los desplazamientos laterales, variaciones del orden del 50%; existe una mayor capacidad en la dirección transversal por la mejor distribución de los muros en esta dirección.

La secuencia de formación de rótulas plásticas comienza en el primer piso y el comportamiento inelástico se propaga de este piso hacia los pisos superiores, esta secuencia nos indica que los dos primeros pisos presentan un comportamiento inelástico, mientras que los demás niveles presentan un comportamiento elástico.

El análisis modal adaptativo permite una redistribución de las fuerzas proporcional a las formas de modo y a la masa, en este estudio se pudo observar que las tres primeras formas de modo conservan su forma a lo largo de todo el análisis, mas no su período el cual se incrementa en cada paso del análisis, entonces el aumento del período indica una disminución de la rigidez a lo largo del análisis. También se pudo observar que la primera forma de modo es la que gobierna la redistribución de fuerzas a lo largo de todo el análisis

En el presente trabajo se ha conseguido definir las propiedades de fluencia globales de una manera distinta a la visual. Las curvas de capacidad global cambian drásticamente cuando por primera vez un muro alcanza su primera fluencia y la fluencia de toda la sección, estos puntos marcan el inicio de un cambio drástico en las pendientes, por esta razón se puede definir los siguientes puntos: la primera fluencia global ocurre cuando un elemento alcanza su primera fluencia, la fluencia global ocurre cuando un elemento alcanza su fluencia de sección y la capacidad última de la estructura ocurre cuando un elemento principal alcanza su capacidad última, por lo expuesto anteriormente se ha encontrado que este criterio constituye una buena forma de definir las regiones de la curva de capacidad de la estructura.

Se puede observar que el edificio en estudio presenta un buen desempeño hasta los niveles especificados en la norma de diseño sismorresistente E030, con una respuesta elástica o con un bajo grado incursión inelástica, pues el coeficiente de cortante basal de diseño es 0.15 y 0.19 para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

7.2 Recomendaciones

En el funcional de flexibilidad se considera la función de flexibilidad por corte constante, por lo que se recomienda que para posteriores investigaciones se tome en cuenta un funcional de flexibilidad por corte variable a lo largo del elemento, de acuerdo a ensayos experimentales.

Se recomienda para posteriores investigaciones utilizar una curva trilineal del material idealizada para la flexión mediante una compensación

de áreas donde el primer punto de fluencia esté sobre la recta con pendiente elástica y con un momento del 97% del valor del momento de la primera fluencia de la curva real del material del elemento, los demás puntos de la curva idealizada quedan definidos por una compensación de áreas.

Cuando se requiera un análisis inelástico simplificado de las características globales de la estructura, se recomienda utilizar curvas del material bilineales en los elementos, pues los resultados obtenidos en el presente trabajo son del mismo orden de magnitud que si se utilizara un modelo trilineal para representar las curvas del material para los elementos.

Se recomienda en lo posible homogenizar las secciones de los muros, puesto que los muros de mayor sección transversal son los que fallan primero y limitan la ductilidad global de la estructura.

Como consecuencia de la alta densidad de muros se puede controlar los desplazamientos laterales hasta los niveles de diseño, pero es legítimo preguntarse si el suelo de fundación es lo suficientemente rígido como para resistir que los muros fluyan en sus bases, esto como resultado de los elevados momentos que se producen en los muros de mayor longitud, por lo que se recomienda un estudio de la capacidad portante del suelo y de la influencia de la flexibilidad de la platea, para ver si los esfuerzos del suelo resisten los esfuerzos producidos por los elevados momentos que se producen en la estructura.

Bibliografía

1. Al-Nimry, H, N Armauti and A Najimi (2002), "Inelastic cyclic response of stone-concrete bearing Walls", Department of Civil Engineering, University of Jordan Amman, Jordan.
2. American Concrete Institute Committee 318 (1999), "Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-99)", Detroit.
3. Arakawa, T (1970), "Allowable shear stress and shear reinforcement of RC Beams", Concrete journal, Japan, Vol. 8, No. 7.
4. Arakawa, T y K Ohno (1960), "Study on shear resistance of reinforced concrete beams", Transaction of AIJ, No. 66.
5. Bazán, E y R Meli (2002), "Diseño sísmico de edificios", Quinta edición, México.
6. Besson, B and T Sigfússon (2000), "Capacity and earthquake response analysis of RC-shear walls", University of Iceland.
7. Bonacci, J (1994), "Design Forces for Drift and Damage Control", Earthquake Spectra, Vol. 20, No. 2, 1994.
8. Bonelli, P (2000), "Structural Systems", Departamento de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.
9. Celebi, M and E Safak (1988), "Earthquake response of a unique building in Viña del Mar". U.S. Geological Survey, 345 Middlefield Rd., Menlo Park, Ca 94025 USA.
10. Chaf, W and J Guh (1999), "Performance based design of concrete shear wall building". SEAOC CONVENTION.
11. Chafloque, J (1993), "Estudio de diseño y ductilidad de muros de corte esbelto de concreto armado", Tesis para optar el título de ingeniero, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima-Perú.
12. Chun, Y and J Yang (2000), "Approximate estimations of natural periods for apartment buildings with shear-wall dominant systems". Dept. of Struct. Eng.-Korea National Housing Corporation, Seoul. Korea.
13. CIP-SENCICO (2004), "Normas para el diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada"
14. Computers and Structure (1995), "ETABS-Extended 3D analysis of building systems-version 8.09", Berkeley, C.A.
15. Computers and Structures, "SAP 2000-Integrated finite element analysis and design of structures", Berkeley, C.A.
16. Flores, L (2004), "Respuesta inelástica de pórticos planos bajo sollicitación sísmica", Tesis para optar el título de ingeniero, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima-Perú, Diciembre.

17. Gallagher, R (1975), "Finite elements analysis- fundamentals", Prentice-hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
18. Ghosh, S and D Fanella (2003), "Seismic and wind design of concrete buildings", International Code Council, U.S.A.
19. Gibu, P (1988), "Muros de albañilería confina sujeta a carga lateral", Tesis para optar el título de ingeniero, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima-Perú.
20. Hidalgo, P, R Jordán and C Ledezma (2000), "Experimental study of reinforced concrete walls under shear failure", 6th U.S. National conference on earthquake engineering, Chile.
21. Hidalgo, P, R Jordán and M Martinez (2001), "Development and use of an analytical model to predict the inelastic seismic behavior of shear wall, reinforced concrete buildings", Universidad Católica de Chile, Chile.
22. Hirose, M (1975), "Past experimental results on reinforced concrete shear walls and analysis on them", Building Research Institute, Ministry of construction of Japan.
23. Kunnath, S, A Reinhorn and R Lobo, "IDARC Version 5.5: a Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures", National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
24. Morales, R (2002), "Diseño en concreto armado", Instituto de la Construcción y Gerencia Fondo Editorial ICG, Lima-Perú.
25. N.T.E E060, "Concreto Armado", Reglamento Nacional de Construcción, Lima-Perú.
26. N.T.E E030 (2003), "Diseño Sismorresistente", Reglamento Nacional de Construcción, Lima-Perú.
27. Park, Y, A Reinhorn and S Kunnath (1987), "IDARC: Inelastic damage analysis of reinforced concrete frame - shear-wall structures", Technical report NCEER-87-0008, State University of New York at Buffalo.
28. Park, R y T Paulay (1981), "estructuras de concreto reforzado", Editorial Limusa, México.
29. Park, Y and C Hofmayer (1994), "Technical guidelines for aseismic design of nuclear power plants-translation of JEAG 4601-1987", NUREG/CR-6241.
30. Paulay, T and M Priestley (1992), "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", John Wiley.
31. "Standard for structural Calculation of reinforced concrete structures", AIJ, 1991.
32. Valdivia, C (2003), "Comportamiento de muros de concreto de baja resistencia expuesta a una carga lateral cíclica", Tesis para optar el título de

ingeniero, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima-Perú.

33. Vulcano, A, V Bertero and V Colotti (1988), "Analytical modeling of RC structural walls", Proceedings, 9th World Conference on Earthquake Engineering 6, Tokyo-Kyoto.
34. Wallace, J (1995), "Nolinear Modeling of RC and SRC structures Walls", Journal of structural Engineering, ASCE.
35. Wood, S (1991), "Performance of reinforced concrete buildings during the 1985 Chile earthquake", Department of Engineering, University of Texas, Austin, U.S.A.
36. Wood, S (1995), "Development of reinforcement details to improve the cyclic response of slender structural walls", University of Texas, Austin, U.S.A.
37. San Batolomé, A, A Muñoz, M Villagarcía y C Acuña (2003), "Comportamiento sísmica de placas de concreto reforzadas con mallas electrosoldadas", Pontificia Universidad Católica del Perú.
38. Zavala, C, G Medina y R Proaño (2005), "Comportamiento de muros de concreto reforzado con mallas electrosoldada", Reporte de Investigación CISMID/FIC/UNI.

ANEXO I
Modelo de Filmes

Modelo de Fibras

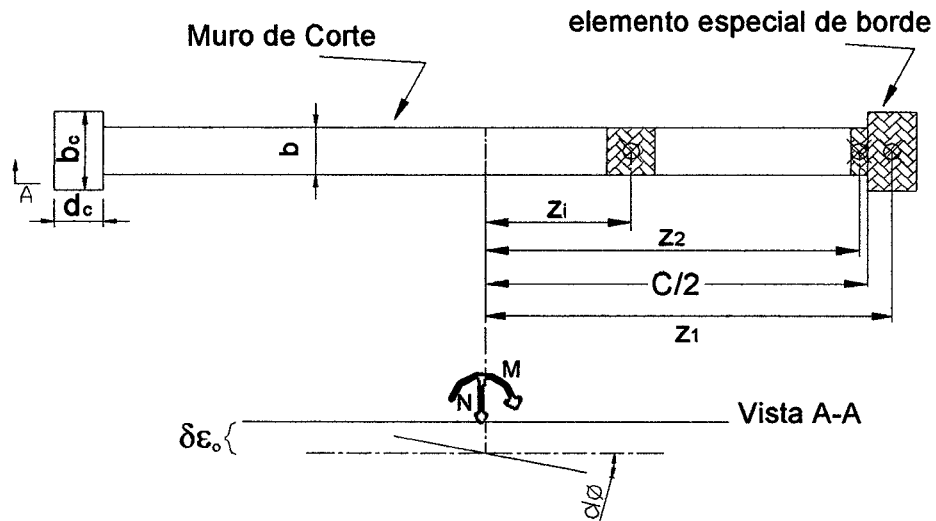


Fig. A.2.

La deformación unitaria esta proporcionada por, ver Fig. A.2.

$$\epsilon(z) = \epsilon_o + z \cdot \phi \quad 1$$

Donde: ϵ_o es la deformación unitaria en el centro de gravedad, z es la distancia entre la sub sección y el eje de referencia, y ϕ es la curvatura de la sección. La carga axial resultante y el momento en la sección pueden ser obtenidos de:

$$N = \int_{-L/2}^{L/2} E \cdot \epsilon \cdot dA \quad 2a$$

$$M = \int_{-L/2}^{L/2} E z \phi dA \quad 2b$$

Donde:

- ❖ E es el módulo de elasticidad de la correspondiente sub-sección (fibra) de concreto o acero.
- ❖ z es la distancia entre la sub-sección (fibra) al eje de referencia.

Sustituyendo la ecuación 1 en la ecuación 2 y reemplazando la integral por una sumatoria finita sobre una fibra discretizada, la siguiente expresión es obtenida para un incremento de la deformación en el eje neutro $\Delta\varepsilon_o$ y la curvatura $\Delta\phi$ en el paso j .

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}_j = \begin{bmatrix} k_A(\varepsilon_{o,j}, \phi_j) & k_z(\varepsilon_{o,j}, \phi_j) \\ k_z(\varepsilon_{o,j}, \phi_j) & k_{zz}(\varepsilon_{o,j}, \phi_j) \end{bmatrix}_j \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_o \\ \Delta\phi \end{Bmatrix}_j \quad 3$$

Donde:

$$k_A = \sum_{i=1}^{NCC} E_{ci}(\varepsilon_{o,j}, \phi_j) A_{ci} + \sum_{i=1}^{NSS} E_{si}(\varepsilon_{o,j}, \phi_j) A_{si} \quad 4a$$

$$k_z = \sum_{i=1}^{NCC} E_{ci}(\varepsilon_{o,j}, \phi_j) A_{ci} z_i + \sum_{i=1}^{NSS} E_{si}(\varepsilon_{o,j}, \phi_j) A_{si} z_i \quad 4b$$

$$k_{ss} = \sum_{i=1}^{NCC} E_{ci}(\varepsilon_{o,j}, \phi_j) A_{ci} z_i^2 + \sum_{i=1}^{NSS} E_{si}(\varepsilon_{o,j}, \phi_j) A_{si} z_i^2 \quad 4c$$

Donde: NCC y NSS son el número de fibras de concreto y acero consideradas en la sección; E_{ci} y E_{si} son los módulos de Young de la fibra "i" del concreto y de la fibra "i" del acero; A_{ci} y A_{si} son las áreas de la fibra "i" del concreto y de la fibra "i" del acero.

Con las relaciones formuladas arriba, el procedimiento completo para desarrollar la envolvente de momento-curvatura es como sigue:

1. Aplicar una pequeño incremento de curvatura $\Delta\phi_j$ para un previo valor conocido ϕ_{j-1}

$$\phi_j = \phi_{j-1} + \Delta\phi_j \quad 5$$

2. En el primer paso ($j=0$), se aplica la carga axial completa. Como N es constante, el incremento de la fuerza axial ΔN_k^n debe ser cero. Basados en la matriz de rigidez previa (en la ecuación 3), podemos calcular el incremento de la deformación centroidal como sigue, donde n es el número de pasos de iteración ($n \geq 1$).

$$\Delta\varepsilon_o^n = -k_{z,j}^{n-1} \Delta\phi_j / k_{A,j}^{n-1} \quad 6$$

Note que $K_{z,j}^o$ y $K_{A,j}^o$ son las características de la rigidez en el paso anterior, $k-1$.

3. Actualizando las nuevas deformaciones y curvaturas:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_o \\ \phi \end{Bmatrix}_j^n = \begin{Bmatrix} \varepsilon_o \\ \phi \end{Bmatrix}_j^{n-1} + \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_o \\ 0 \end{Bmatrix}_j^n \quad 7$$

4. Volver a calcular los términos de la matriz de rigidez de la ecuación 3 usando las expresiones de la ecuación 4.
5. Hallar la carga no balanceada:

$$\Delta N_j^n = k_{A,j}^n \Delta\varepsilon_{o,j}^n + k_{z,j}^n \Delta\phi_j \quad 8$$

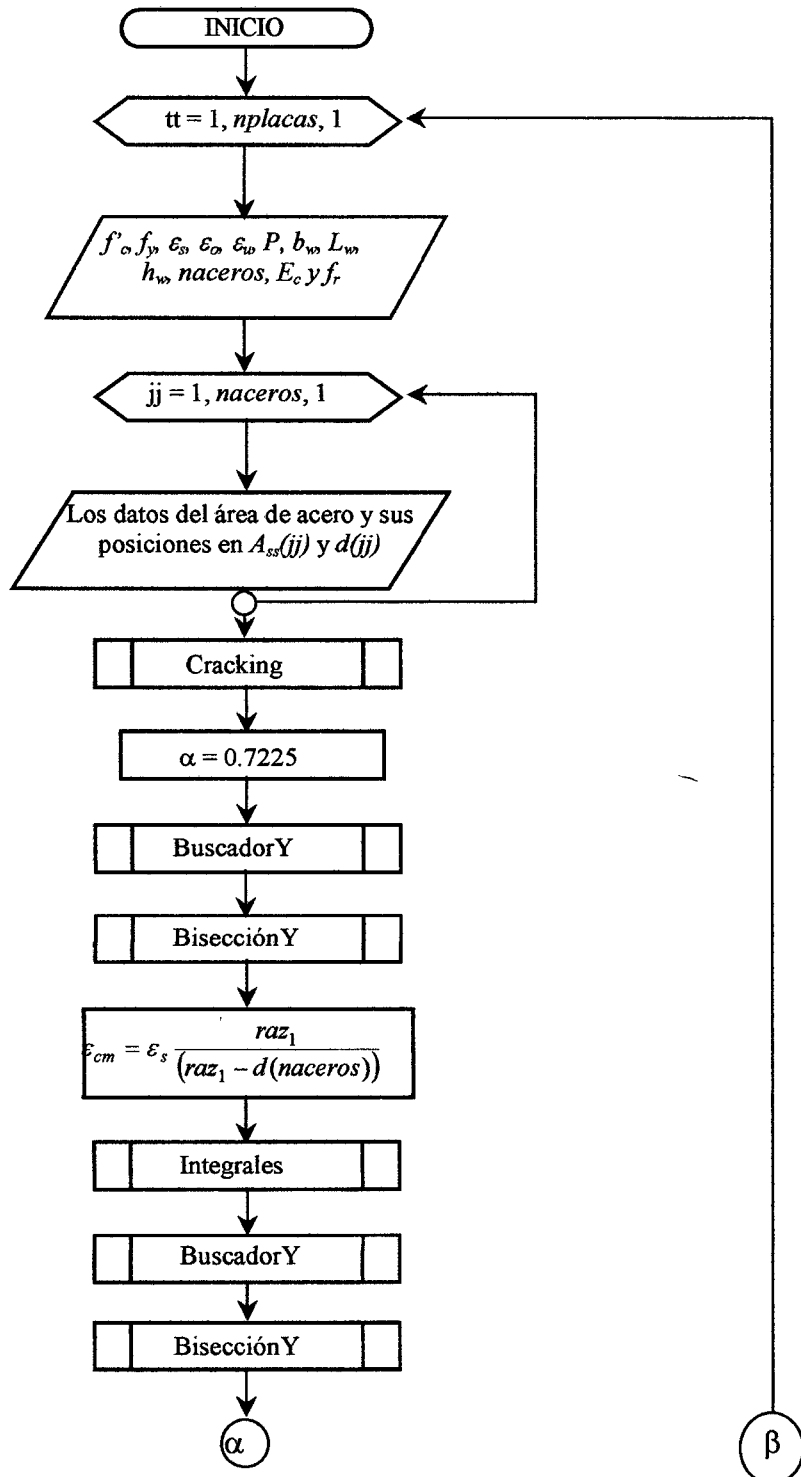
6. Si $|\Delta N_j^n| \geq \xi$ donde ξ es un valor limite tolerante, continuar con el proceso iterativo, retornando al paso (2). De lo contrario calcular el incremento del momento:

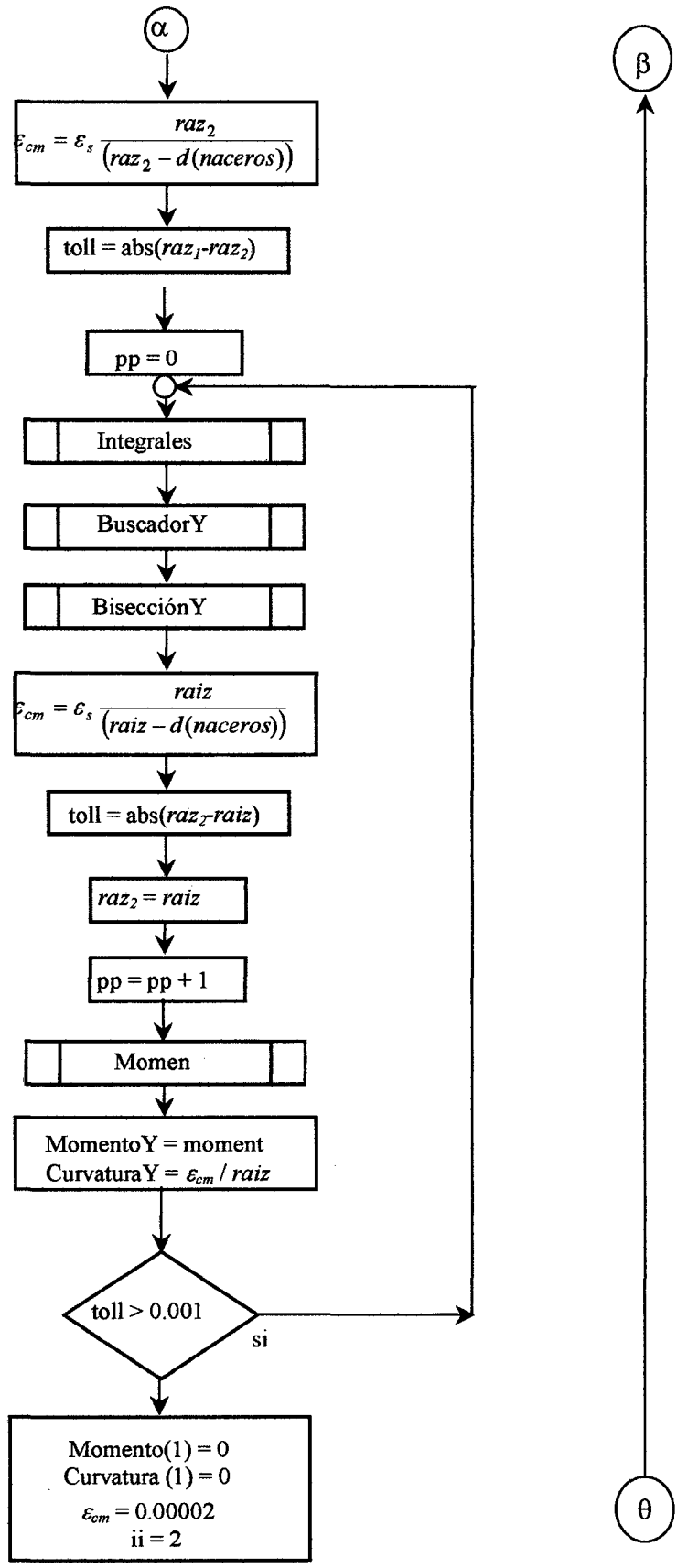
$$\Delta M_j = k_{j,k}^n \Delta\varepsilon_{o,j}^n + k_{zz,j}^n \Delta\phi_j \quad 9$$

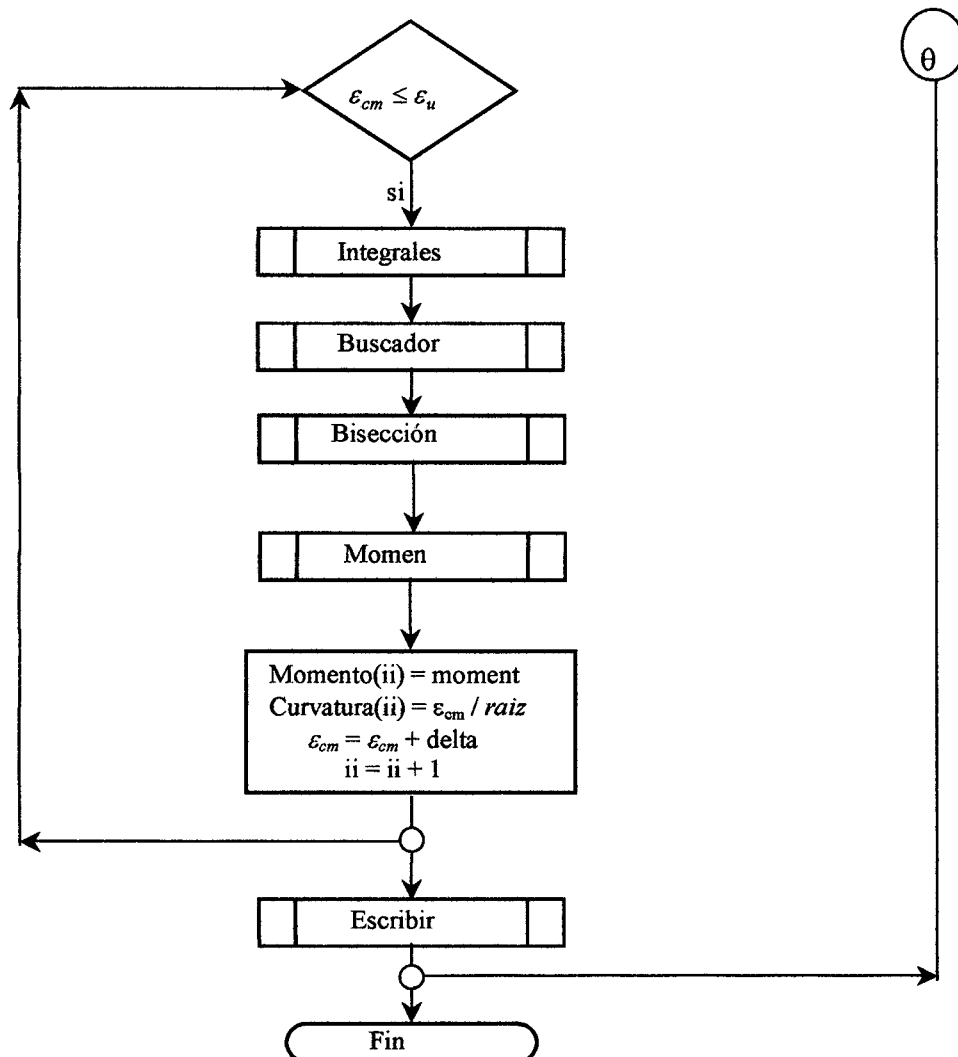
y actualizar el momento, y continuar la búsqueda para la relación momento-curvatura, agregando otro incremento de la curvatura $\Delta\phi_{j+1}$ para el proceso y comenzar nuevamente con el paso (1).

ANEXO 2
Programa Curricular Modificado

Diagrama de Flujo del Programa Curvatura Modificado







Descripción:

Cracking

: Determina el punto de agrietamiento para la curva momento-curvatura.

Integrales

: Determina el valor de los coeficientes $\alpha = \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c}{f_c' \epsilon_{cm}}$ $\gamma = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_{cm}} \epsilon_c f_c d\epsilon_c}{\epsilon_{cm} \int_0^{\epsilon_{cm}} f_c d\epsilon_c}$

Buscador

: Busca la el intervalo donde se encuentra profundidad kd del eje neutro.

Bisección

: Determina la profundidad kd del eje neutro.

Momen

: Determina el momento.

ANEXO 3

Propiedades Inelásticas

Propiedades inelásticas de flexión para muros del primer y segundo piso en la dirección longitudinal

Muro	Primera fluencia		Fluencia de la sección		Capacidad última	
	φ_{1f} (rad/cm)	M_{1f} (t-cm)	φ_{sec} (rad/cm)	M_{sec} (t-cm)	φ_U (rad/cm)	M_U (t-cm)
1-X	1.90E-05	7.53E+02	1.44E-04	1.37E+03	2.02E-04	1.34E+03
2-X	6.11E-06	2.36E+03	5.92E-05	4.29E+03	1.23E-04	4.48E+03
3-X	1.50E-05	5.88E+02	1.30E-04	1.07E+03	2.20E-04	1.09E+03
4-X	1.68E-05	7.07E+02	1.02E-04	1.29E+03	1.91E-04	1.38E+03
5-X	6.12E-06	2.36E+03	5.92E-05	4.29E+03	1.23E-04	4.49E+03
6-X	1.41E-05	5.32E+02	1.25E-04	9.67E+02	2.29E-04	1.06E+03
7-X	5.67E-06	3.83E+03	4.95E-05	6.97E+03	9.38E-05	7.06E+03
8-X	5.67E-06	3.83E+03	4.95E-05	6.96E+03	9.39E-05	7.05E+03
9-X	5.12E-06	4.27E+03	4.49E-05	7.76E+03	9.16E-05	7.91E+03
10-X	1.00E-05	6.29E+02	9.35E-05	1.14E+03	2.22E-04	1.21E+03
11-X	8.11E-06	5.00E+02	7.26E-05	9.10E+02	2.37E-04	9.76E+02
12-X	5.07E-06	4.23E+03	4.51E-05	7.69E+03	9.17E-05	7.91E+03
13-X	2.40E-06	1.60E+04	2.27E-05	2.90E+04	4.63E-05	3.00E+04
14-X	1.18E-05	1.08E+03	9.73E-05	1.96E+03	1.49E-04	2.03E+03
15-X	8.18E-06	7.00E+02	7.26E-05	1.27E+03	1.85E-04	1.35E+03
16-X	2.40E-06	1.60E+04	2.30E-05	2.90E+04	4.63E-05	3.00E+04
17-X	4.35E-06	4.82E+02	3.84E-05	8.77E+02	2.79E-04	9.44E+02
18-X	4.35E-06	4.82E+02	3.84E-05	8.77E+02	2.79E-04	9.44E+02
19-X	4.67E-07	9.69E+04	4.10E-06	1.76E+05	1.97E-05	1.87E+05

Muro	Primera fluencia		Fluencia de la sección		Capacidad última	
	φ_{1f} (rad/cm)	M_{1f} (t-cm)	φ_{sec} (rad/cm)	M_{sec} (t-cm)	φ_U (rad/cm)	M_U (t-cm)
20-X	1.77E-05	7.03E+02	1.39E-04	1.28E+03	2.09E-04	1.31E+03
21-X	5.98E-06	2.33E+03	6.10E-05	4.24E+03	1.30E-04	4.33E+03
22-X	1.44E-05	5.60E+02	1.27E-04	1.02E+03	2.26E-04	1.07E+03
23-X	1.70E-05	6.96E+02	9.74E-05	1.27E+03	1.98E-04	1.35E+03
24-X	5.99E-06	2.33E+03	6.10E-05	4.24E+03	1.30E-04	4.33E+03
25-X	1.39E-05	5.26E+02	1.33E-04	9.56E+02	2.36E-04	1.03E+03
26-X	5.42E-06	3.62E+03	4.82E-05	6.59E+03	9.85E-05	6.84E+03
27-X	5.51E-06	3.67E+03	5.05E-05	6.68E+03	9.86E-05	6.84E+03
28-X	5.00E-06	4.16E+03	4.83E-05	7.56E+03	9.62E-05	7.68E+03
29-X	9.83E-06	6.27E+02	8.94E-05	1.14E+03	2.35E-04	1.17E+03
30-X	7.59E-06	4.70E+02	6.62E-05	8.54E+02	2.48E-04	9.35E+02
31-X	4.95E-06	4.11E+03	4.76E-05	7.48E+03	9.63E-05	7.67E+03
32-X	2.36E-06	1.54E+04	2.30E-05	2.81E+04	4.87E-05	2.90E+04
33-X	1.13E-05	1.04E+03	9.89E-05	1.88E+03	1.55E-04	1.98E+03
34-X	7.57E-06	6.56E+02	6.57E-05	1.19E+03	1.92E-04	1.30E+03
35-X	2.35E-06	1.54E+04	2.30E-05	2.81E+04	4.87E-05	2.90E+04
36-X	4.15E-06	4.59E+02	5.83E-05	8.35E+02	3.05E-04	8.79E+02
37-X	4.31E-06	4.78E+02	5.85E-05	8.68E+02	2.99E-04	8.93E+02
38-X	4.55E-07	9.43E+04	5.73E-06	1.71E+05	2.10E-05	1.79E+05

Propiedades inelásticas de flexión para muros del tercero y cuarto piso en la dirección longitudinal

Muro	Primera fluencia		Fluencia de la sección		Capacidad última	
	φ_{1f} (rad/cm)	M_{1f} (t-cm)	φ_{sec} (rad/cm)	M_{sec} (t-cm)	φ_u (rad/cm)	M_u (t-cm)
39-X	1.72E-05	6.86E+02	1.37E-04	1.25E+03	2.16E-04	1.29E+03
40-X	5.52E-06	2.18E+03	5.27E-05	3.96E+03	1.38E-04	4.15E+03
41-X	1.44E-05	5.45E+02	1.26E-04	9.91E+02	2.34E-04	1.03E+03
42-X	1.79E-05	7.07E+02	1.39E-04	1.28E+03	2.07E-04	1.32E+03
43-X	5.53E-06	2.18E+03	5.27E-05	3.97E+03	1.38E-04	4.15E+03
44-X	1.40E-05	5.36E+02	1.37E-04	9.74E+02	2.41E-04	1.01E+03
45-X	4.80E-06	3.15E+03	4.49E-05	5.73E+03	1.07E-04	6.08E+03
46-X	4.79E-06	3.15E+03	4.49E-05	5.72E+03	1.08E-04	6.08E+03
47-X	4.24E-06	3.51E+03	4.09E-05	6.39E+03	1.04E-04	6.87E+03
48-X	9.22E-06	5.93E+02	9.77E-05	1.08E+03	2.49E-04	1.13E+03
49-X	7.41E-06	4.63E+02	9.09E-05	8.41E+02	2.60E-04	8.94E+02
50-X	4.29E-06	3.56E+03	4.15E-05	6.47E+03	1.04E-04	6.86E+03
51-X	2.03E-06	1.33E+04	2.02E-05	2.41E+04	5.28E-05	2.56E+04
52-X	9.90E-06	9.02E+02	9.57E-05	1.64E+03	1.86E-04	1.72E+03
53-X	7.23E-06	6.31E+02	8.44E-05	1.15E+03	2.10E-04	1.23E+03
54-X	2.03E-06	1.33E+04	2.02E-05	2.41E+04	5.29E-05	2.56E+04
55-X	3.89E-06	4.32E+02	5.78E-05	7.85E+02	3.30E-04	8.23E+02
56-X	3.96E-06	4.39E+02	5.78E-05	7.99E+02	3.23E-04	8.39E+02
57-X	4.12E-07	8.59E+04	5.71E-06	1.56E+05	2.26E-05	1.61E+05

Muro	Primera fluencia		Fluencia de la sección		Capacidad última	
	φ_{1f} (rad/cm)	M_{1f} (t-cm)	φ_{sec} (rad/cm)	M_{sec} (t-cm)	φ_u (rad/cm)	M_u (t-cm)
58-X	1.19E-05	4.57E+02	1.15E-04	8.32E+02	2.84E-04	8.71E+02
59-X	4.02E-06	1.56E+03	4.89E-05	2.84E+03	1.65E-04	3.00E+03
60-X	1.00E-05	3.71E+02	8.70E-05	6.75E+02	2.72E-04	7.63E+02
61-X	1.24E-05	4.72E+02	1.17E-04	8.58E+02	2.69E-04	8.98E+02
62-X	4.01E-06	1.56E+03	4.87E-05	2.83E+03	1.65E-04	3.00E+03
63-X	9.74E-06	3.65E+02	1.11E-04	6.64E+02	2.83E-04	7.39E+02
64-X	3.74E-06	2.43E+03	4.28E-05	4.42E+03	1.25E-04	4.70E+03
65-X	3.76E-06	2.45E+03	4.32E-05	4.46E+03	1.25E-04	4.69E+03
66-X	3.44E-06	2.83E+03	3.96E-05	5.15E+03	1.19E-04	5.40E+03
67-X	7.39E-06	4.74E+02	9.17E-05	8.61E+02	3.26E-04	8.79E+02
68-X	7.03E-06	4.48E+02	8.91E-05	8.15E+02	2.67E-04	8.51E+02
69-X	3.42E-06	2.82E+03	3.94E-05	5.13E+03	1.19E-04	5.40E+03
70-X	1.67E-06	1.10E+04	1.96E-05	1.99E+04	5.94E-05	2.09E+04
71-X	7.98E-06	7.22E+02	8.29E-05	1.31E+03	2.31E-04	1.39E+03
72-X	7.01E-06	6.25E+02	8.43E-05	1.14E+03	2.10E-04	1.18E+03
73-X	1.67E-06	1.09E+04	1.95E-05	1.98E+04	5.95E-05	2.09E+04
74-X	3.58E-06	4.03E+02	5.64E-05	7.33E+02	3.59E-04	7.67E+02
75-X	3.66E-06	4.10E+02	5.64E-05	7.46E+02	3.51E-04	7.82E+02
76-X	3.55E-07	7.47E+04	5.47E-06	1.36E+05	2.45E-05	1.43E+05

Propiedades inelásticas de flexión para muros del quinto piso en la dirección longitudinal

Muro	Primera fluencia		Fluencia de la sección		Capacidad última	
	φ_{1f} (rad/cm)	M_{1f} (t-cm)	φ_{sec} (rad/cm)	M_{sec} (t-cm)	φ_u (rad/cm)	M_u (t-cm)
77-X	1.14E-05	4.47E+02	1.14E-04	8.13E+02	3.01E-04	8.40E+02
78-X	3.72E-06	1.49E+03	4.82E-05	2.70E+03	1.80E-04	2.80E+03
79-X	9.50E-06	3.60E+02	1.07E-04	6.55E+02	2.92E-04	7.23E+02
80-X	1.15E-05	4.46E+02	1.15E-04	8.10E+02	2.92E-04	8.56E+02
81-X	3.71E-06	1.48E+03	4.81E-05	2.69E+03	1.80E-04	2.80E+03
82-X	9.18E-06	3.52E+02	1.06E-04	6.40E+02	3.01E-04	7.07E+02
83-X	3.48E-06	2.32E+03	4.15E-05	4.21E+03	1.33E-04	4.46E+03
84-X	3.48E-06	2.32E+03	4.15E-05	4.21E+03	1.33E-04	4.46E+03
85-X	3.26E-06	2.73E+03	3.78E-05	4.97E+03	1.25E-04	5.19E+03
86-X	6.35E-06	4.18E+02	5.21E-05	7.60E+02	3.51E-04	8.32E+02
87-X	6.49E-06	4.22E+02	8.83E-05	7.68E+02	2.83E-04	8.08E+02
88-X	3.26E-06	2.73E+03	3.78E-05	4.97E+03	1.25E-04	5.19E+03
89-X	1.44E-06	9.63E+03	1.19E-05	1.75E+04	6.33E-05	1.99E+04
90-X	7.51E-06	6.87E+02	8.13E-05	1.25E+03	2.45E-04	1.35E+03
91-X	6.46E-06	5.85E+02	7.83E-05	1.06E+03	2.17E-04	1.14E+03
92-X	1.44E-06	9.63E+03	1.19E-05	1.75E+04	6.33E-05	1.99E+04
93-X	3.12E-06	3.60E+02	5.70E-05	6.54E+02	3.90E-04	7.12E+02
94-X	3.21E-06	3.69E+02	5.56E-05	6.71E+02	3.85E-04	7.21E+02
95-X	3.20E-07	6.91E+04	5.34E-06	1.26E+05	2.66E-05	1.34E+05

Propiedades inelásticas de corte para muros del primer y segundo piso en la dirección longitudinal

Muro	Agrietamiento		Fluencia		Capacidad última	
	γ_c	V_c (t)	γ_y	V_y (t)	γ_u	V_u (t)
1-X	1.42E-04	8.52E+00	3.65E-04	1.22E+01	2.92E-03	1.47E+01
2-X	1.64E-04	2.16E+01	4.21E-04	3.08E+01	3.37E-03	3.73E+01
3-X	1.42E-04	8.52E+00	3.65E-04	1.22E+01	2.92E-03	1.47E+01
4-X	1.42E-04	8.52E+00	3.65E-04	1.22E+01	2.92E-03	1.47E+01
5-X	1.64E-04	2.16E+01	4.21E-04	3.08E+01	3.37E-03	3.73E+01
6-X	1.42E-04	8.52E+00	3.65E-04	1.22E+01	2.92E-03	1.47E+01
7-X	1.73E-04	2.70E+01	4.45E-04	3.86E+01	3.56E-03	4.67E+01
8-X	1.73E-04	2.70E+01	4.45E-04	3.86E+01	3.56E-03	4.67E+01
9-X	1.78E-04	3.00E+01	4.59E-04	4.28E+01	3.67E-03	5.18E+01
10-X	1.45E-04	1.04E+01	3.73E-04	1.49E+01	2.99E-03	1.81E+01
11-X	1.45E-04	1.04E+01	3.73E-04	1.49E+01	2.99E-03	1.81E+01
12-X	1.78E-04	3.00E+01	4.59E-04	4.28E+01	3.67E-03	5.18E+01
13-X	2.18E-04	7.31E+01	5.60E-04	1.04E+02	4.48E-03	1.26E+02
14-X	1.47E-04	1.18E+01	3.79E-04	1.68E+01	3.03E-03	2.04E+01
15-X	1.47E-04	1.18E+01	3.79E-04	1.68E+01	3.03E-03	2.04E+01
16-X	2.18E-04	7.31E+01	5.60E-04	1.04E+02	4.48E-03	1.26E+02
17-X	1.49E-04	1.31E+01	3.84E-04	1.88E+01	3.07E-03	2.27E+01
18-X	1.49E-04	1.31E+01	3.84E-04	1.88E+01	3.07E-03	2.27E+01
19-X	2.18E-04	2.35E+02	5.60E-04	3.36E+02	4.48E-03	4.06E+02

Muro	Agrietamiento		Fluencia		Capacidad última	
	γ_c	V_c (t)	γ_y	V_y (t)	γ_u	V_u (t)
20-X	1.44E-04	8.65E+00	3.71E-04	1.24E+01	2.97E-03	1.50E+01
21-X	1.71E-04	2.26E+01	4.40E-04	3.22E+01	3.52E-03	3.90E+01
22-X	1.44E-04	8.65E+00	3.71E-04	1.24E+01	2.97E-03	1.50E+01
23-X	1.44E-04	8.65E+00	3.71E-04	1.24E+01	2.97E-03	1.50E+01
24-X	1.71E-04	2.26E+01	4.40E-04	3.22E+01	3.52E-03	3.90E+01
25-X	1.44E-04	8.65E+00	3.71E-04	1.24E+01	2.97E-03	1.50E+01
26-X	1.83E-04	2.86E+01	4.72E-04	4.09E+01	3.77E-03	4.95E+01
27-X	1.83E-04	2.86E+01	4.72E-04	4.09E+01	3.77E-03	4.95E+01
28-X	1.91E-04	3.20E+01	4.91E-04	4.58E+01	3.92E-03	5.54E+01
29-X	1.48E-04	1.06E+01	3.80E-04	1.52E+01	3.04E-03	1.84E+01
30-X	1.48E-04	1.06E+01	3.80E-04	1.52E+01	3.04E-03	1.84E+01
31-X	1.91E-04	3.20E+01	4.91E-04	4.58E+01	3.92E-03	5.54E+01
32-X	2.18E-04	7.31E+01	5.60E-04	1.04E+02	4.48E-03	1.26E+02
33-X	1.50E-04	1.20E+01	3.87E-04	1.72E+01	3.09E-03	2.08E+01
34-X	1.50E-04	1.20E+01	3.87E-04	1.72E+01	3.09E-03	2.08E+01
35-X	2.18E-04	7.31E+01	5.60E-04	1.04E+02	4.48E-03	1.26E+02
36-X	1.53E-04	1.35E+01	3.94E-04	1.92E+01	3.15E-03	2.33E+01
37-X	1.53E-04	1.35E+01	3.94E-04	1.92E+01	3.15E-03	2.33E+01
38-X	2.18E-04	2.35E+02	5.60E-04	3.36E+02	4.48E-03	4.06E+02

Propiedades inelásticas de corte para muros del tercero y cuarto piso en la dirección longitudinal

Muro	Agrietamiento		Fluencia		Capacidad última	
	γ_c	V_c (t)	γ_y	V_y (t)	γ_u	V_u (t)
39-X	1.44E-04	8.65E+00	3.71E-04	1.24E+01	2.97E-03	1.50E+01
40-X	1.71E-04	2.26E+01	4.40E-04	3.22E+01	3.52E-03	3.90E+01
41-X	1.44E-04	8.65E+00	3.71E-04	1.24E+01	2.97E-03	1.50E+01
42-X	1.44E-04	8.65E+00	3.71E-04	1.24E+01	2.97E-03	1.50E+01
43-X	1.71E-04	2.26E+01	4.40E-04	3.22E+01	3.52E-03	3.90E+01
44-X	1.44E-04	8.65E+00	3.71E-04	1.24E+01	2.97E-03	1.50E+01
45-X	1.83E-04	2.86E+01	4.72E-04	4.09E+01	3.77E-03	4.95E+01
46-X	1.83E-04	2.86E+01	4.72E-04	4.09E+01	3.77E-03	4.95E+01
47-X	1.91E-04	3.20E+01	4.91E-04	4.58E+01	3.92E-03	5.54E+01
48-X	1.48E-04	1.06E+01	3.80E-04	1.52E+01	3.04E-03	1.84E+01
49-X	1.48E-04	1.06E+01	3.80E-04	1.52E+01	3.04E-03	1.84E+01
50-X	1.91E-04	3.20E+01	4.91E-04	4.58E+01	3.92E-03	5.54E+01
51-X	2.18E-04	7.31E+01	5.60E-04	1.04E+02	4.48E-03	1.26E+02
52-X	1.50E-04	1.20E+01	3.87E-04	1.72E+01	3.09E-03	2.08E+01
53-X	1.50E-04	1.20E+01	3.87E-04	1.72E+01	3.09E-03	2.08E+01
54-X	2.18E-04	7.31E+01	5.60E-04	1.04E+02	4.48E-03	1.26E+02
55-X	1.53E-04	1.35E+01	3.94E-04	1.92E+01	3.15E-03	2.33E+01
56-X	1.53E-04	1.35E+01	3.94E-04	1.92E+01	3.15E-03	2.33E+01
57-X	2.18E-04	2.35E+02	5.60E-04	3.36E+02	4.48E-03	4.06E+02

Muro	Agrietamiento		Fluencia		Capacidad última	
	γ_c	V_c (t)	γ_y	V_y (t)	γ_u	V_u (t)
58-X	1.44E-04	8.65E+00	3.71E-04	1.24E+01	2.97E-03	1.50E+01
59-X	1.71E-04	2.26E+01	4.40E-04	3.22E+01	3.52E-03	3.90E+01
60-X	1.44E-04	8.65E+00	3.71E-04	1.24E+01	2.97E-03	1.50E+01
61-X	1.44E-04	8.65E+00	3.71E-04	1.24E+01	2.97E-03	1.50E+01
62-X	1.71E-04	2.26E+01	4.40E-04	3.22E+01	3.52E-03	3.90E+01
63-X	1.44E-04	8.65E+00	3.71E-04	1.24E+01	2.97E-03	1.50E+01
64-X	1.83E-04	2.86E+01	4.72E-04	4.09E+01	3.77E-03	4.95E+01
65-X	1.83E-04	2.86E+01	4.72E-04	4.09E+01	3.77E-03	4.95E+01
66-X	1.91E-04	3.20E+01	4.91E-04	4.58E+01	3.92E-03	5.54E+01
67-X	1.48E-04	1.06E+01	3.80E-04	1.52E+01	3.04E-03	1.84E+01
68-X	1.48E-04	1.06E+01	3.80E-04	1.52E+01	3.04E-03	1.84E+01
69-X	1.91E-04	3.20E+01	4.91E-04	4.58E+01	3.92E-03	5.54E+01
70-X	2.18E-04	7.31E+01	5.60E-04	1.04E+02	4.48E-03	1.26E+02
71-X	1.50E-04	1.20E+01	3.87E-04	1.72E+01	3.09E-03	2.08E+01
72-X	1.50E-04	1.20E+01	3.87E-04	1.72E+01	3.09E-03	2.08E+01
73-X	2.18E-04	7.31E+01	5.60E-04	1.04E+02	4.48E-03	1.26E+02
74-X	1.53E-04	1.35E+01	3.94E-04	1.92E+01	3.15E-03	2.33E+01
75-X	1.53E-04	1.35E+01	3.94E-04	1.92E+01	3.15E-03	2.33E+01
76-X	2.18E-04	2.35E+02	5.60E-04	3.36E+02	4.48E-03	4.06E+02

Propiedades inelásticas de corte para muros del quinto piso en la dirección longitudinal

Muro	Agrietamiento		Fluencia		Capacidad última	
	γ_c	V_c (t)	γ_y	V_y (t)	γ_u	V_u (t)
77-X	1.44E-04	8.65E+00	3.71E-04	1.24E+01	2.97E-03	1.50E+01
78-X	1.71E-04	2.26E+01	4.40E-04	3.22E+01	3.52E-03	3.90E+01
79-X	1.44E-04	8.65E+00	3.71E-04	1.24E+01	2.97E-03	1.50E+01
80-X	1.44E-04	8.65E+00	3.71E-04	1.24E+01	2.97E-03	1.50E+01
81-X	1.71E-04	2.26E+01	4.40E-04	3.22E+01	3.52E-03	3.90E+01
82-X	1.44E-04	8.65E+00	3.71E-04	1.24E+01	2.97E-03	1.50E+01
83-X	1.83E-04	2.86E+01	4.72E-04	4.09E+01	3.77E-03	4.95E+01
84-X	1.83E-04	2.86E+01	4.72E-04	4.09E+01	3.77E-03	4.95E+01
85-X	1.91E-04	3.20E+01	4.91E-04	4.58E+01	3.92E-03	5.54E+01
86-X	1.48E-04	1.06E+01	3.80E-04	1.52E+01	3.04E-03	1.84E+01
87-X	1.48E-04	1.06E+01	3.80E-04	1.52E+01	3.04E-03	1.84E+01
88-X	1.91E-04	3.20E+01	4.91E-04	4.58E+01	3.92E-03	5.54E+01
89-X	2.18E-04	7.31E+01	5.60E-04	1.04E+02	4.48E-03	1.26E+02
90-X	1.50E-04	1.20E+01	3.87E-04	1.72E+01	3.09E-03	2.08E+01
91-X	1.50E-04	1.20E+01	3.87E-04	1.72E+01	3.09E-03	2.08E+01
92-X	2.18E-04	7.31E+01	5.60E-04	1.04E+02	4.48E-03	1.26E+02
93-X	1.53E-04	1.35E+01	3.94E-04	1.92E+01	3.15E-03	2.33E+01
94-X	1.53E-04	1.35E+01	3.94E-04	1.92E+01	3.15E-03	2.33E+01
95-X	2.18E-04	2.35E+02	5.60E-04	3.36E+02	4.48E-03	4.06E+02

Propiedades inelásticas de flexión para muros del primer y segundo piso en la dirección transversal

Muro	Primera fluencia		Fluencia de la sección		Capacidad última	
	φ_{1f} (rad/cm)	M_{1f} (t-cm)	φ_{sec} (rad/cm)	M_{sec} (t-cm)	φ_u (rad/cm)	M_u (t-cm)
1-Y	1.09E-06	3.09E+04	9.75E-06	5.61E+04	3.48E-05	6.09E+04
2-Y	1.05E-05	1.26E+03	8.77E-05	2.30E+03	1.44E-04	2.40E+03
3-Y	2.62E-06	9.49E+03	2.69E-05	1.72E+04	5.95E-05	1.79E+04
4-Y	3.13E-06	5.23E+03	3.19E-05	9.51E+03	8.64E-05	9.97E+03
5-Y	1.99E-05	6.64E+02	1.55E-04	1.21E+03	1.57E-04	1.23E+03
6-Y	2.95E-06	1.68E+03	3.53E-05	3.06E+03	1.64E-04	3.23E+03
7-Y	2.65E-06	4.41E+03	3.09E-05	8.02E+03	9.35E-05	8.61E+03
8-Y	2.34E-06	8.48E+03	2.49E-05	1.54E+04	6.49E-05	1.60E+04
9-Y	3.15E-06	4.75E+03	2.83E-05	8.63E+03	9.29E-05	9.16E+03
10-Y	4.50E-06	7.78E+03	3.94E-05	1.41E+04	5.69E-05	1.43E+04
11-Y	3.12E-06	7.54E+03	3.19E-05	1.37E+04	6.72E-05	1.42E+04
12-Y	3.11E-06	7.47E+03	3.31E-05	1.36E+04	6.79E-05	1.41E+04
13-Y	2.58E-06	1.54E+04	2.42E-05	2.81E+04	4.86E-05	2.94E+04
14-Y	3.15E-06	4.75E+03	2.83E-05	8.64E+03	9.27E-05	9.18E+03
15-Y	2.30E-06	8.35E+03	2.51E-05	1.52E+04	6.50E-05	1.60E+04
16-Y	2.70E-06	4.48E+03	3.08E-05	8.14E+03	9.36E-05	8.60E+03
17-Y	2.82E-06	1.61E+03	2.48E-05	2.93E+03	1.64E-04	3.23E+03
18-Y	1.99E-05	6.64E+02	1.55E-04	1.21E+03	1.57E-04	1.23E+03
19-Y	2.64E-06	9.53E+03	2.70E-05	1.73E+04	5.95E-05	1.79E+04
20-Y	3.15E-06	5.26E+03	3.22E-05	9.57E+03	8.64E-05	9.97E+03
21-Y	1.05E-05	1.26E+03	8.89E-05	2.29E+03	1.44E-04	2.40E+03
22-Y	1.07E-06	3.05E+04	9.63E-06	5.55E+04	3.48E-05	6.09E+04

Muro	Primera fluencia		Fluencia de la sección		Capacidad última	
	φ_{1f} (rad/cm)	M_{1f} (t-cm)	φ_{sec} (rad/cm)	M_{sec} (t-cm)	φ_u (rad/cm)	M_u (t-cm)
23-Y	1.02E-06	2.91E+04	8.89E-06	5.28E+04	3.71E-05	5.85E+04
24-Y	1.01E-05	1.23E+03	8.72E-05	2.23E+03	1.52E-04	2.33E+03
25-Y	2.52E-06	8.90E+03	2.27E-05	1.62E+04	6.42E-05	1.71E+04
26-Y	2.82E-06	4.74E+03	2.51E-05	8.61E+03	9.24E-05	9.51E+03
27-Y	1.95E-05	6.52E+02	1.54E-04	1.19E+03	1.62E-04	1.21E+03
28-Y	2.49E-06	1.43E+03	2.19E-05	2.59E+03	1.79E-04	3.04E+03
29-Y	2.47E-06	4.09E+03	2.14E-05	7.44E+03	1.01E-04	8.08E+03
30-Y	2.20E-06	7.66E+03	1.96E-05	1.39E+04	7.12E-05	1.50E+04
31-Y	2.92E-06	4.44E+03	2.52E-05	8.07E+03	9.73E-05	8.87E+03
32-Y	4.39E-06	7.23E+03	3.83E-05	1.32E+04	6.11E-05	1.37E+04
33-Y	3.09E-06	7.17E+03	3.06E-05	1.30E+04	7.12E-05	1.37E+04
34-Y	2.99E-06	6.93E+03	2.76E-05	1.26E+04	7.20E-05	1.36E+04
35-Y	2.45E-06	1.49E+04	2.25E-05	2.70E+04	5.17E-05	2.83E+04
36-Y	2.92E-06	4.44E+03	2.52E-05	8.07E+03	9.73E-05	8.87E+03
37-Y	2.22E-06	7.73E+03	1.98E-05	1.41E+04	7.12E-05	1.50E+04
38-Y	2.41E-06	4.00E+03	2.09E-05	7.28E+03	1.01E-04	8.08E+03
39-Y	2.58E-06	1.48E+03	2.30E-05	2.68E+03	1.78E-04	3.04E+03
40-Y	1.95E-05	6.53E+02	1.54E-04	1.19E+03	1.63E-04	1.21E+03
41-Y	2.52E-06	8.90E+03	2.27E-05	1.62E+04	6.42E-05	1.71E+04
42-Y	2.87E-06	4.82E+03	2.56E-05	8.77E+03	9.24E-05	9.51E+03
43-Y	1.01E-05	1.23E+03	8.72E-05	2.23E+03	1.52E-04	2.33E+03
44-Y	1.02E-06	2.90E+04	8.89E-06	5.28E+04	3.71E-05	5.85E+04

Propiedades inelásticas de flexión para muros del tercero y cuarto piso en la dirección transversal

Muro	Primera fluencia		Fluencia de la sección		Capacidad última	
	φ_{1f} (rad/cm)	M_{1f} (t-cm)	φ_{sec} (rad/cm)	M_{sec} (t-cm)	φ_u (rad/cm)	M_u (t-cm)
45-Y	9.37E-07	2.68E+04	1.14E-05	4.88E+04	4.05E-05	5.15E+04
46-Y	8.80E-06	1.06E+03	8.44E-05	1.93E+03	1.83E-04	2.00E+03
47-Y	2.16E-06	7.68E+03	1.88E-05	1.40E+04	7.02E-05	1.53E+04
48-Y	2.43E-06	4.09E+03	2.10E-05	7.44E+03	9.96E-05	8.20E+03
49-Y	1.71E-05	5.45E+02	1.39E-04	9.91E+02	1.98E-04	1.06E+03
50-Y	2.59E-06	1.49E+03	3.92E-05	2.70E+03	1.96E-04	2.85E+03
51-Y	2.25E-06	3.77E+03	1.94E-05	6.85E+03	1.06E-04	7.59E+03
52-Y	1.87E-06	6.51E+03	1.63E-05	1.18E+04	7.89E-05	1.31E+04
53-Y	2.44E-06	3.71E+03	2.10E-05	6.75E+03	1.06E-04	7.78E+03
54-Y	4.00E-06	6.29E+03	3.69E-05	1.14E+04	7.09E-05	1.17E+04
55-Y	2.69E-06	6.27E+03	2.38E-05	1.14E+04	7.82E-05	1.22E+04
56-Y	2.66E-06	6.22E+03	2.38E-05	1.13E+04	7.91E-05	1.21E+04
57-Y	2.05E-06	1.24E+04	1.82E-05	2.26E+04	5.73E-05	2.46E+04
58-Y	2.45E-06	3.72E+03	2.10E-05	6.76E+03	1.06E-04	7.79E+03
59-Y	1.87E-06	6.51E+03	1.63E-05	1.18E+04	7.89E-05	1.31E+04
60-Y	2.25E-06	3.76E+03	1.94E-05	6.84E+03	1.06E-04	7.59E+03
61-Y	2.59E-06	1.49E+03	3.92E-05	2.70E+03	1.95E-04	2.85E+03
62-Y	1.71E-05	5.43E+02	1.41E-04	9.88E+02	1.98E-04	1.06E+03
63-Y	2.09E-06	7.40E+03	1.81E-05	1.35E+04	7.02E-05	1.53E+04
64-Y	2.43E-06	4.09E+03	2.10E-05	7.44E+03	9.96E-05	8.20E+03
65-Y	8.80E-06	1.06E+03	8.44E-05	1.93E+03	1.83E-04	2.00E+03
66-Y	9.37E-07	2.68E+04	1.14E-05	4.88E+04	4.05E-05	5.15E+04

Muro	Primera fluencia		Fluencia de la sección		Capacidad última	
	φ_{1f} (rad/cm)	M_{1f} (t-cm)	φ_{sec} (rad/cm)	M_{sec} (t-cm)	φ_u (rad/cm)	M_u (t-cm)
67-Y	8.11E-07	2.35E+04	1.10E-05	4.27E+04	4.43E-05	4.42E+04
68-Y	6.85E-06	8.19E+02	7.46E-05	1.49E+03	2.29E-04	1.61E+03
69-Y	1.84E-06	6.56E+03	2.28E-05	1.19E+04	8.11E-05	1.24E+04
70-Y	2.12E-06	3.60E+03	2.85E-05	6.54E+03	1.12E-04	6.90E+03
71-Y	1.45E-05	4.55E+02	1.42E-04	8.27E+02	2.51E-04	8.39E+02
72-Y	2.33E-06	1.35E+03	3.78E-05	2.45E+03	1.92E-04	2.63E+03
73-Y	1.93E-06	3.23E+03	2.81E-05	5.87E+03	1.17E-04	6.19E+03
74-Y	1.66E-06	5.80E+03	2.21E-05	1.05E+04	8.61E-05	1.11E+04
75-Y	2.24E-06	3.42E+03	3.02E-05	6.22E+03	1.14E-04	6.56E+03
76-Y	3.16E-06	4.86E+03	2.80E-05	8.84E+03	8.00E-05	9.60E+03
77-Y	2.15E-06	5.00E+03	2.70E-05	9.09E+03	8.87E-05	9.65E+03
78-Y	2.13E-06	4.96E+03	2.67E-05	9.01E+03	8.94E-05	9.58E+03
79-Y	1.80E-06	1.09E+04	2.08E-05	1.99E+04	6.27E-05	2.07E+04
80-Y	2.24E-06	3.42E+03	3.02E-05	6.22E+03	1.14E-04	6.56E+03
81-Y	1.66E-06	5.80E+03	2.21E-05	1.05E+04	8.61E-05	1.11E+04
82-Y	1.91E-06	3.19E+03	2.78E-05	5.81E+03	1.18E-04	6.19E+03
83-Y	2.33E-06	1.35E+03	3.78E-05	2.45E+03	1.92E-04	2.63E+03
84-Y	1.44E-05	4.55E+02	1.42E-04	8.27E+02	2.51E-04	8.39E+02
85-Y	1.84E-06	6.56E+03	2.28E-05	1.19E+04	8.11E-05	1.24E+04
86-Y	2.12E-06	3.60E+03	2.85E-05	6.54E+03	1.12E-04	6.90E+03
87-Y	6.85E-06	8.19E+02	7.46E-05	1.49E+03	2.29E-04	1.61E+03
88-Y	8.11E-07	2.35E+04	1.10E-05	4.27E+04	4.44E-05	4.42E+04

Propiedades inelásticas de flexión para muros del quinto piso en la dirección transversal

Muro	Primera fluencia		Fluencia de la sección		Capacidad última	
	φ_{1f} (rad/cm)	M_{1f} (t-cm)	φ_{sec} (rad/cm)	M_{sec} (t-cm)	φ_u (rad/cm)	M_u (t-cm)
89-Y	7.46E-07	2.22E+04	1.07E-05	4.03E+04	4.84E-05	4.14E+04
90-Y	6.52E-06	7.91E+02	7.31E-05	1.44E+03	2.43E-04	1.55E+03
91-Y	1.69E-06	6.19E+03	2.28E-05	1.12E+04	8.91E-05	1.17E+04
92-Y	1.92E-06	3.34E+03	2.82E-05	6.07E+03	1.21E-04	6.44E+03
93-Y	1.36E-05	4.37E+02	1.34E-04	7.94E+02	2.69E-04	8.08E+02
94-Y	2.04E-06	1.22E+03	3.72E-05	2.21E+03	2.14E-04	2.42E+03
95-Y	1.73E-06	2.99E+03	2.71E-05	5.43E+03	1.27E-04	5.73E+03
96-Y	1.45E-06	5.23E+03	2.15E-05	9.51E+03	9.58E-05	1.02E+04
97-Y	2.07E-06	3.22E+03	2.95E-05	5.85E+03	1.21E-04	6.24E+03
98-Y	2.90E-06	4.58E+03	3.13E-05	8.33E+03	8.78E-05	9.00E+03
99-Y	1.27E-06	4.53E+03	2.11E-05	8.24E+03	9.58E-05	9.02E+03
100-Y	1.26E-06	4.51E+03	2.11E-05	8.20E+03	9.63E-05	8.98E+03
101-Y	1.68E-06	1.04E+04	1.94E-05	1.89E+04	6.68E-05	1.97E+04
102-Y	2.05E-06	3.21E+03	2.95E-05	5.83E+03	1.22E-04	6.21E+03
103-Y	1.45E-06	5.23E+03	2.15E-05	9.51E+03	9.58E-05	1.02E+04
104-Y	1.73E-06	2.98E+03	2.71E-05	5.43E+03	1.27E-04	5.73E+03
105-Y	2.04E-06	1.22E+03	3.72E-05	2.21E+03	2.14E-04	2.43E+03
106-Y	1.36E-05	4.37E+02	1.34E-04	7.94E+02	2.69E-04	8.08E+02
107-Y	1.69E-06	6.19E+03	2.28E-05	1.12E+04	8.91E-05	1.17E+04
108-Y	1.92E-06	3.34E+03	2.82E-05	6.07E+03	1.21E-04	6.44E+03
109-Y	6.52E-06	7.91E+02	7.31E-05	1.44E+03	2.43E-04	1.55E+03
110-Y	7.46E-07	2.21E+04	1.07E-05	4.03E+04	4.84E-05	4.14E+04

Propiedades inelásticas de corte para muros del primer y segundo piso en la dirección transversal

Muro	Agrietamiento		Fluencia		Capacidad última	
	γ_c (rad/cm)	V_c (t-cm)	γ_y (rad/cm)	V_y (t-cm)	γ_u (rad/cm)	V_u (t-cm)
1-Y	2.18E-04	1.21E+02	5.60E-04	1.73E+02	4.48E-03	2.09E+02
2-Y	1.49E-04	1.31E+01	3.84E-04	1.88E+01	3.07E-03	2.27E+01
3-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
4-Y	2.06E-04	4.44E+01	5.29E-04	6.34E+01	4.23E-03	7.67E+01
5-Y	1.41E-04	7.90E+00	3.63E-04	1.13E+01	2.90E-03	1.37E+01
6-Y	1.71E-04	2.60E+01	4.41E-04	3.72E+01	3.53E-03	4.50E+01
7-Y	2.06E-04	4.44E+01	5.29E-04	6.34E+01	4.23E-03	7.67E+01
8-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
9-Y	2.00E-04	4.16E+01	5.15E-04	5.95E+01	4.12E-03	7.20E+01
10-Y	2.00E-04	4.16E+01	5.15E-04	5.95E+01	4.12E-03	7.20E+01
11-Y	2.18E-04	5.22E+01	5.60E-04	7.46E+01	4.48E-03	9.03E+01
12-Y	2.18E-04	5.22E+01	5.60E-04	7.46E+01	4.48E-03	9.03E+01
13-Y	2.18E-04	7.14E+01	5.60E-04	1.02E+02	4.48E-03	1.23E+02
14-Y	2.00E-04	4.16E+01	5.15E-04	5.95E+01	4.12E-03	7.20E+01
15-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
16-Y	2.06E-04	4.44E+01	5.29E-04	6.34E+01	4.23E-03	7.67E+01
17-Y	1.71E-04	2.60E+01	4.41E-04	3.72E+01	3.53E-03	4.50E+01
18-Y	1.41E-04	7.90E+00	3.63E-04	1.13E+01	2.90E-03	1.37E+01
19-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
20-Y	2.06E-04	4.44E+01	5.29E-04	6.34E+01	4.23E-03	7.67E+01
21-Y	1.49E-04	1.31E+01	3.84E-04	1.88E+01	3.07E-03	2.27E+01
22-Y	2.18E-04	1.21E+02	5.60E-04	1.73E+02	4.48E-03	2.09E+02

Muro	Agrietamiento		Fluencia		Capacidad ultima	
	γ_c (rad/cm)	V_c (t-cm)	γ_y (rad/cm)	V_y (t-cm)	γ_u (rad/cm)	V_u (t-cm)
23-Y	2.18E-04	1.21E+02	5.60E-04	1.73E+02	4.48E-03	2.09E+02
24-Y	1.53E-04	1.35E+01	3.94E-04	1.92E+01	3.15E-03	2.33E+01
25-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
26-Y	2.18E-04	4.70E+01	5.60E-04	6.71E+01	4.48E-03	8.12E+01
27-Y	1.43E-04	8.01E+00	3.68E-04	1.14E+01	2.94E-03	1.39E+01
28-Y	1.81E-04	2.75E+01	4.66E-04	3.93E+01	3.73E-03	4.76E+01
29-Y	2.18E-04	4.70E+01	5.60E-04	6.71E+01	4.48E-03	8.12E+01
30-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
31-Y	2.18E-04	4.53E+01	5.60E-04	6.47E+01	4.48E-03	7.83E+01
32-Y	2.18E-04	4.53E+01	5.60E-04	6.47E+01	4.48E-03	7.83E+01
33-Y	2.18E-04	5.22E+01	5.60E-04	7.46E+01	4.48E-03	9.03E+01
34-Y	2.18E-04	5.22E+01	5.60E-04	7.46E+01	4.48E-03	9.03E+01
35-Y	2.18E-04	7.14E+01	5.60E-04	1.02E+02	4.48E-03	1.23E+02
36-Y	2.18E-04	4.53E+01	5.60E-04	6.47E+01	4.48E-03	7.83E+01
37-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
38-Y	2.18E-04	4.70E+01	5.60E-04	6.71E+01	4.48E-03	8.12E+01
39-Y	1.81E-04	2.75E+01	4.66E-04	3.93E+01	3.73E-03	4.76E+01
40-Y	1.43E-04	8.01E+00	3.68E-04	1.14E+01	2.94E-03	1.39E+01
41-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
42-Y	2.18E-04	4.70E+01	5.60E-04	6.71E+01	4.48E-03	8.12E+01
43-Y	1.53E-04	1.35E+01	3.94E-04	1.92E+01	3.15E-03	2.33E+01
44-Y	2.18E-04	1.21E+02	5.60E-04	1.73E+02	4.48E-03	2.09E+02

Propiedades inelásticas de corte para muros del tercero y cuarto piso en la dirección transversal

Muro	Agrietamiento		Fluencia		Capacidad última	
	γ_c (rad/cm)	V_c (t-cm)	γ_y (rad/cm)	V_y (t-cm)	γ_u (rad/cm)	V_u (t-cm)
45-Y	2.18E-04	1.21E+02	5.60E-04	1.73E+02	4.48E-03	2.09E+02
46-Y	1.53E-04	1.35E+01	3.94E-04	1.92E+01	3.15E-03	2.33E+01
47-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
48-Y	2.18E-04	4.70E+01	5.60E-04	6.71E+01	4.48E-03	8.12E+01
49-Y	1.43E-04	8.01E+00	3.68E-04	1.14E+01	2.94E-03	1.39E+01
50-Y	1.81E-04	2.75E+01	4.66E-04	3.93E+01	3.73E-03	4.76E+01
51-Y	2.18E-04	4.70E+01	5.60E-04	6.71E+01	4.48E-03	8.12E+01
52-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
53-Y	2.18E-04	4.53E+01	5.60E-04	6.47E+01	4.48E-03	7.83E+01
54-Y	2.18E-04	4.53E+01	5.60E-04	6.47E+01	4.48E-03	7.83E+01
55-Y	2.18E-04	5.22E+01	5.60E-04	7.46E+01	4.48E-03	9.03E+01
56-Y	2.18E-04	5.22E+01	5.60E-04	7.46E+01	4.48E-03	9.03E+01
57-Y	2.18E-04	7.14E+01	5.60E-04	1.02E+02	4.48E-03	1.23E+02
58-Y	2.18E-04	4.53E+01	5.60E-04	6.47E+01	4.48E-03	7.83E+01
59-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
60-Y	2.18E-04	4.70E+01	5.60E-04	6.71E+01	4.48E-03	8.12E+01
61-Y	1.81E-04	2.75E+01	4.66E-04	3.93E+01	3.73E-03	4.76E+01
62-Y	1.43E-04	8.01E+00	3.68E-04	1.14E+01	2.94E-03	1.39E+01
63-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
64-Y	2.18E-04	4.70E+01	5.60E-04	6.71E+01	4.48E-03	8.12E+01
65-Y	1.53E-04	1.35E+01	3.94E-04	1.92E+01	3.15E-03	2.33E+01
66-Y	2.18E-04	1.21E+02	5.60E-04	1.73E+02	4.48E-03	2.09E+02

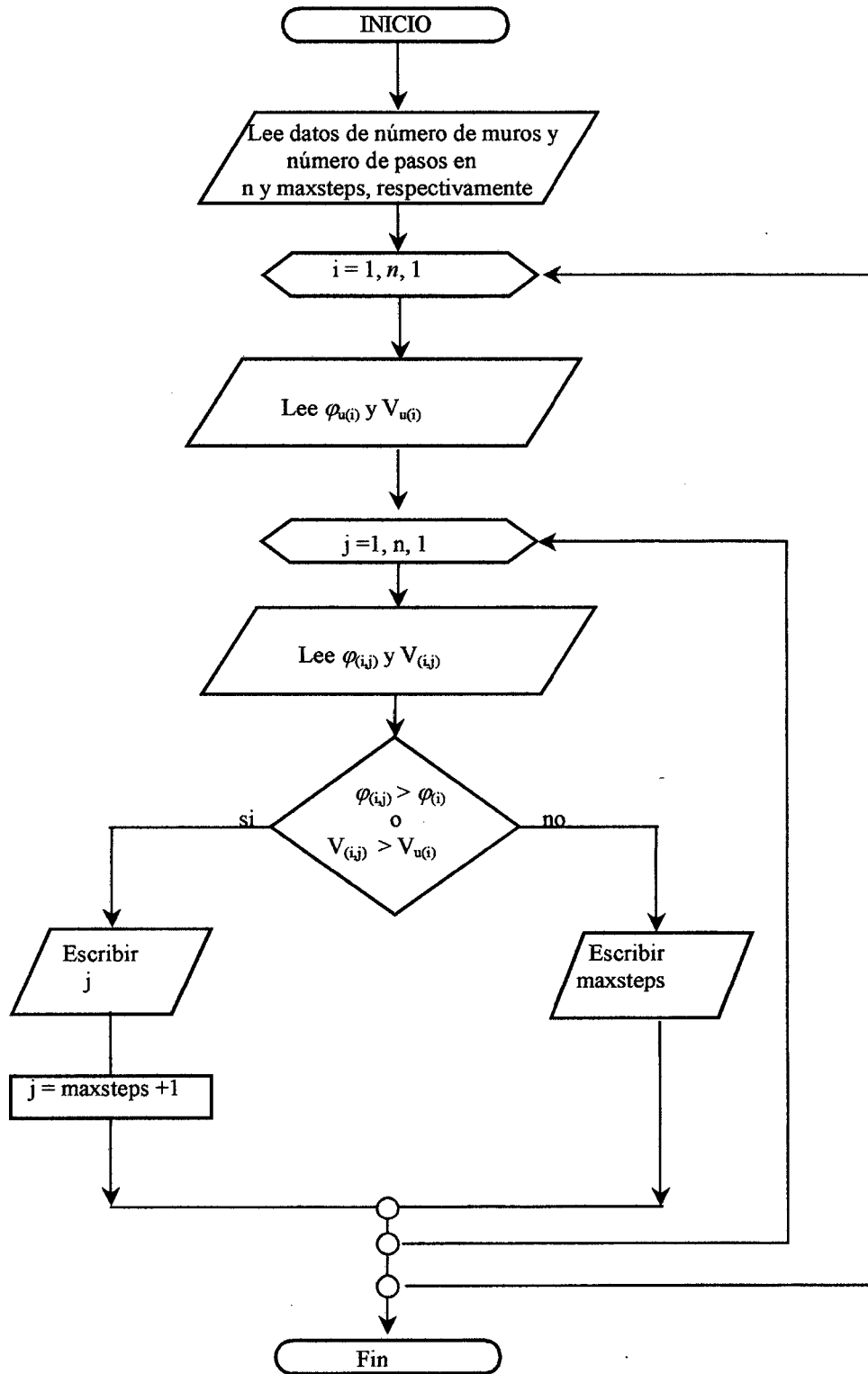
Muro	Agrietamiento		Fluencia		Capacidad última	
	γ_c (rad/cm)	V_c (t-cm)	γ_y (rad/cm)	V_y (t-cm)	γ_u (rad/cm)	V_u (t-cm)
67-Y	2.18E-04	1.21E+02	5.60E-04	1.73E+02	4.48E-03	2.09E+02
68-Y	1.53E-04	1.35E+01	3.94E-04	1.92E+01	3.15E-03	2.33E+01
69-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
70-Y	2.18E-04	4.70E+01	5.60E-04	6.71E+01	4.48E-03	8.12E+01
71-Y	1.43E-04	8.01E+00	3.68E-04	1.14E+01	2.94E-03	1.39E+01
72-Y	1.81E-04	2.75E+01	4.66E-04	3.93E+01	3.73E-03	4.76E+01
73-Y	2.18E-04	4.70E+01	5.60E-04	6.71E+01	4.48E-03	8.12E+01
74-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
75-Y	2.18E-04	4.53E+01	5.60E-04	6.47E+01	4.48E-03	7.83E+01
76-Y	2.18E-04	4.53E+01	5.60E-04	6.47E+01	4.48E-03	7.83E+01
77-Y	2.18E-04	5.22E+01	5.60E-04	7.46E+01	4.48E-03	9.03E+01
78-Y	2.18E-04	5.22E+01	5.60E-04	7.46E+01	4.48E-03	9.03E+01
79-Y	2.18E-04	7.14E+01	5.60E-04	1.02E+02	4.48E-03	1.23E+02
80-Y	2.18E-04	4.53E+01	5.60E-04	6.47E+01	4.48E-03	7.83E+01
81-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
82-Y	2.18E-04	4.70E+01	5.60E-04	6.71E+01	4.48E-03	8.12E+01
83-Y	1.81E-04	2.75E+01	4.66E-04	3.93E+01	3.73E-03	4.76E+01
84-Y	1.43E-04	8.01E+00	3.68E-04	1.14E+01	2.94E-03	1.39E+01
85-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
86-Y	2.18E-04	4.70E+01	5.60E-04	6.71E+01	4.48E-03	8.12E+01
87-Y	1.53E-04	1.35E+01	3.94E-04	1.92E+01	3.15E-03	2.33E+01
88-Y	2.18E-04	1.21E+02	5.60E-04	1.73E+02	4.48E-03	2.09E+02

Propiedades inelásticas de corte para muros del quinto piso en la dirección transversal

Muro	Agrietamiento		Fluencia		Capacidad última	
	γ_c (rad/cm)	V_c (t-cm)	γ_y (rad/cm)	V_y (t-cm)	γ_u (rad/cm)	V_u (t-cm)
89-Y	2.18E-04	1.21E+02	5.60E-04	1.73E+02	4.48E-03	2.09E+02
90-Y	1.53E-04	1.35E+01	3.94E-04	1.92E+01	3.15E-03	2.33E+01
91-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
92-Y	2.18E-04	4.70E+01	5.60E-04	6.71E+01	4.48E-03	8.12E+01
93-Y	1.43E-04	8.01E+00	3.68E-04	1.14E+01	2.94E-03	1.39E+01
94-Y	1.81E-04	2.75E+01	4.66E-04	3.93E+01	3.73E-03	4.76E+01
95-Y	2.18E-04	4.70E+01	5.60E-04	6.71E+01	4.48E-03	8.12E+01
96-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
97-Y	2.18E-04	4.53E+01	5.60E-04	6.47E+01	4.48E-03	7.83E+01
98-Y	2.18E-04	4.53E+01	5.60E-04	6.47E+01	4.48E-03	7.83E+01
99-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
100-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
101-Y	2.18E-04	7.14E+01	5.60E-04	1.02E+02	4.48E-03	1.23E+02
102-Y	2.18E-04	4.53E+01	5.60E-04	6.47E+01	4.48E-03	7.83E+01
103-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
104-Y	2.18E-04	4.70E+01	5.60E-04	6.71E+01	4.48E-03	8.12E+01
105-Y	1.81E-04	2.75E+01	4.66E-04	3.93E+01	3.73E-03	4.76E+01
106-Y	1.43E-04	8.01E+00	3.68E-04	1.14E+01	2.94E-03	1.39E+01
107-Y	2.18E-04	6.01E+01	5.60E-04	8.58E+01	4.48E-03	1.04E+02
108-Y	2.18E-04	4.70E+01	5.60E-04	6.71E+01	4.48E-03	8.12E+01
109-Y	1.53E-04	1.35E+01	3.94E-04	1.92E+01	3.15E-03	2.33E+01
110-Y	2.18E-04	1.21E+02	5.60E-04	1.73E+02	4.48E-03	2.09E+02

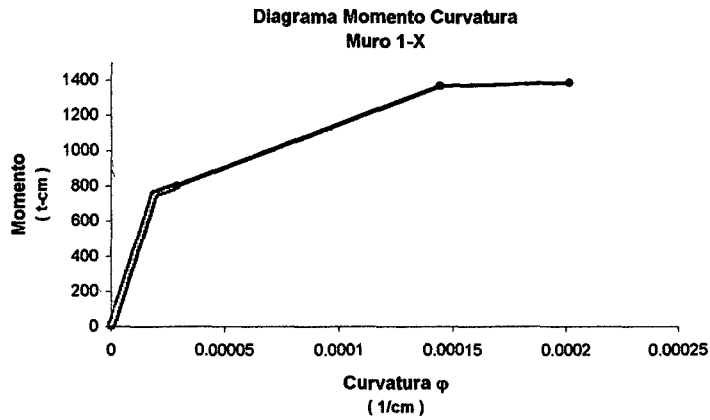
ANEXO 4
Programa Parada

Diagrama de Flujo del Programa Parada

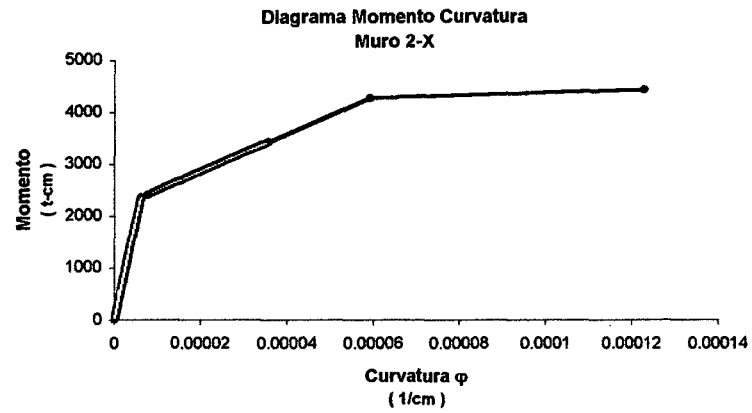


ANEXO 5

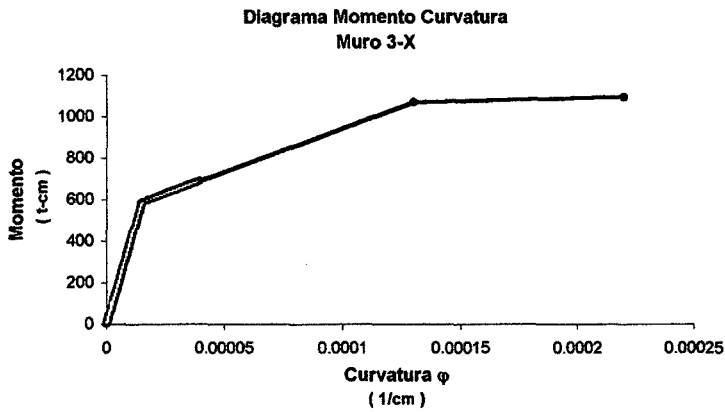
Graficos de Requerimientos



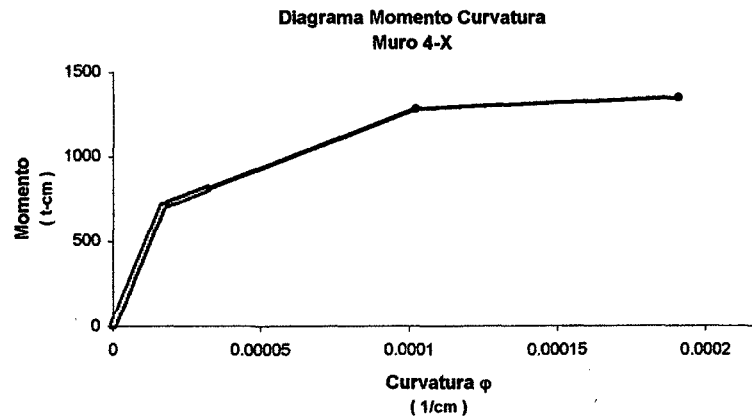
- - - Situación mostrada en el muro1 en el instante que falla el primer muro



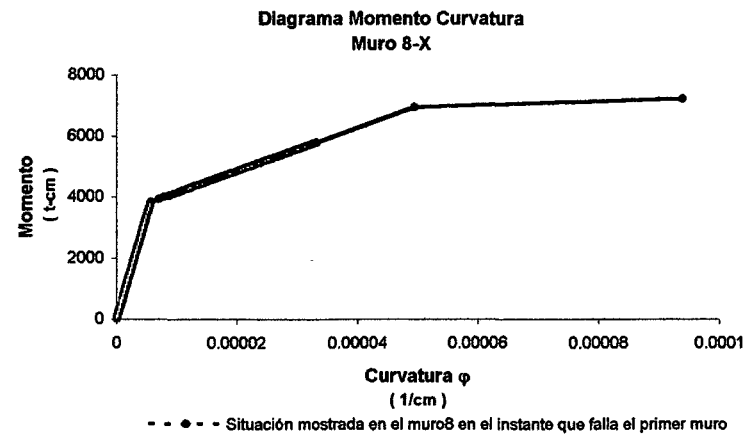
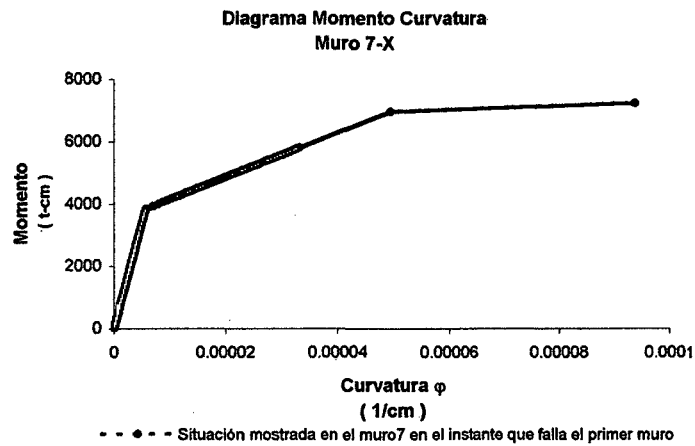
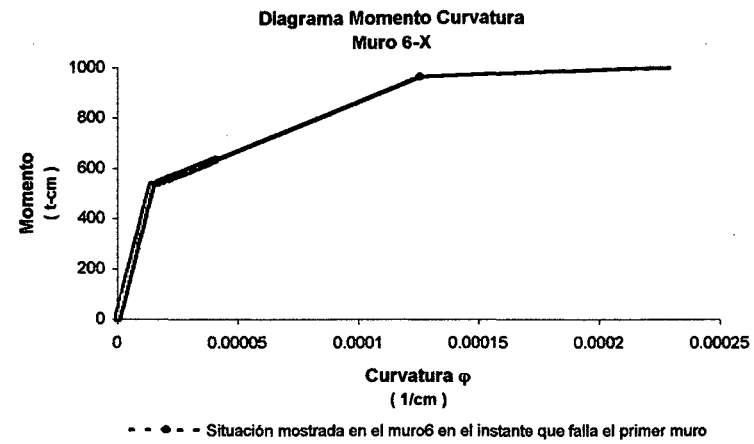
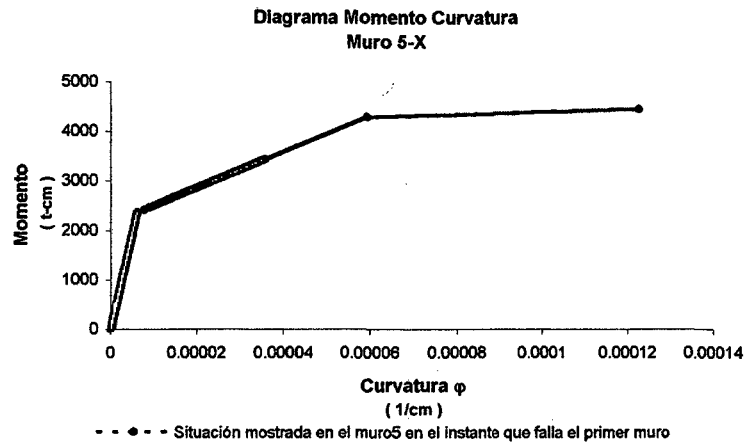
- - - Situación mostrada en el muro2 en el instante que falla el primer muro

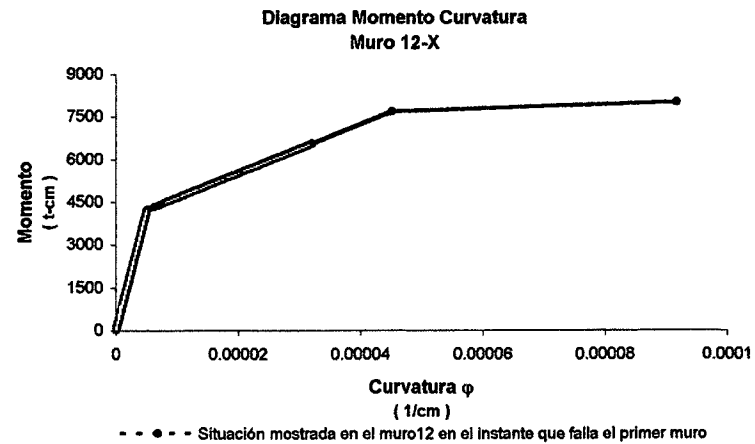
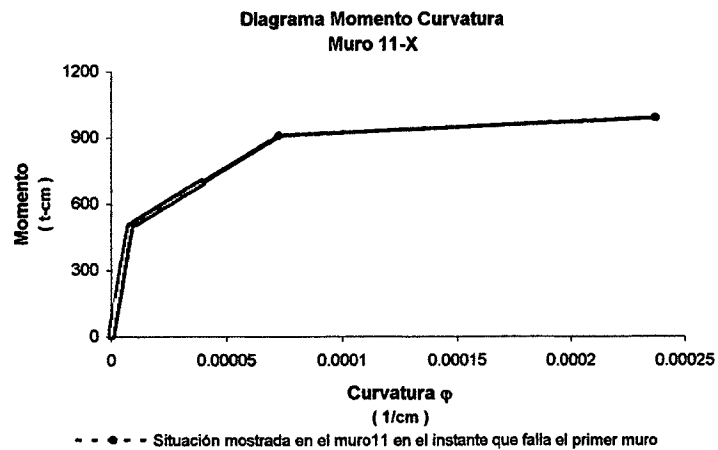
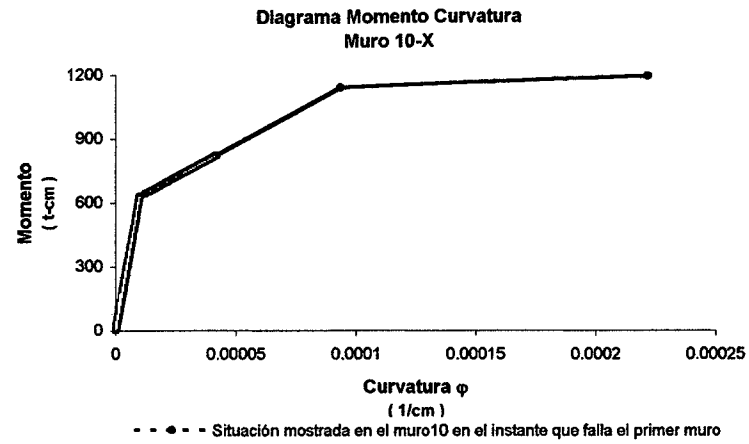
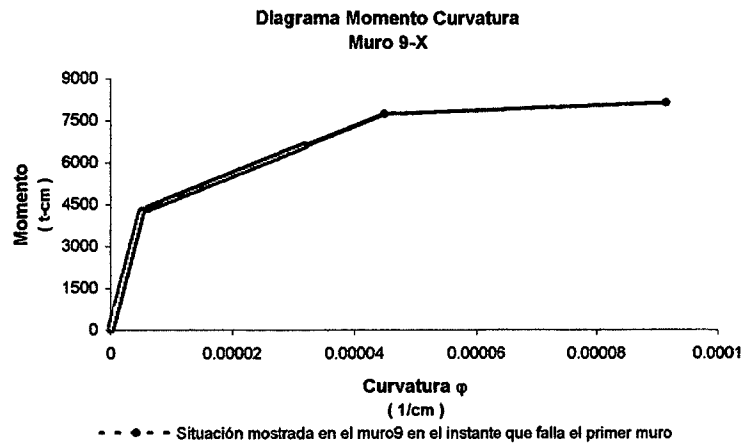


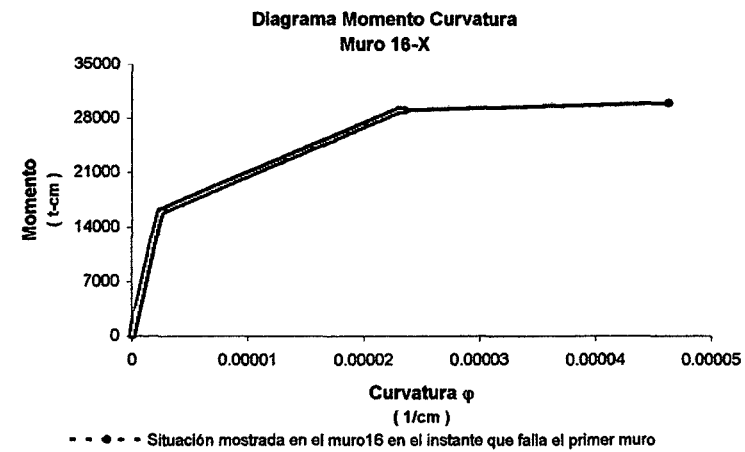
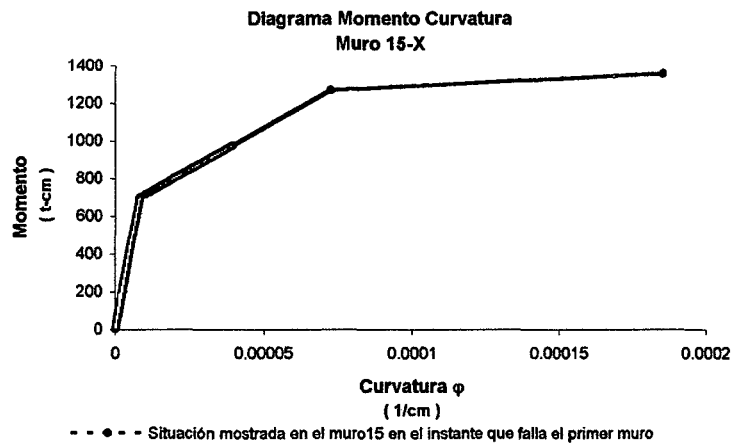
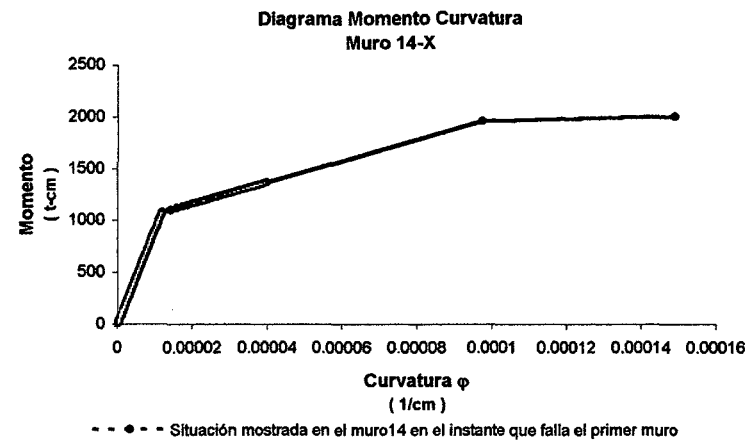
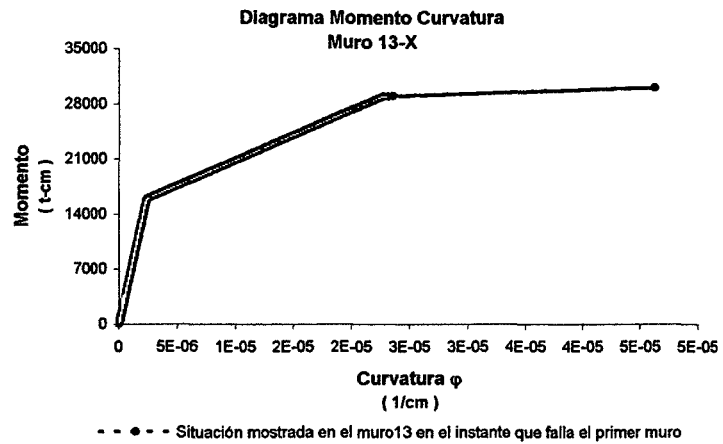
- - - Situación mostrada en el muro3 en el instante que falla el primer muro

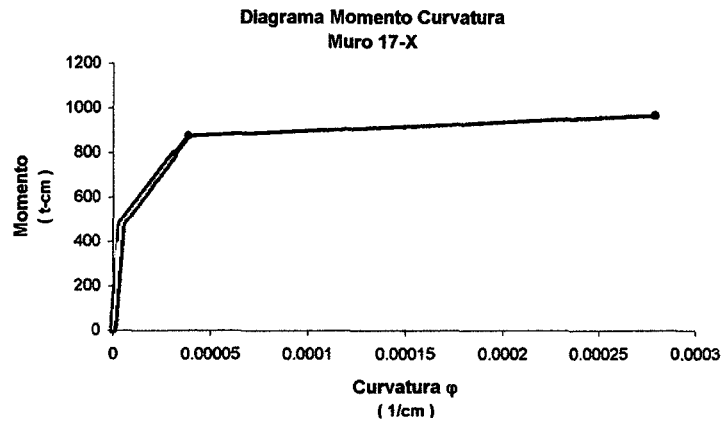


- - - Situación mostrada en el muro4 en el instante que falla el primer muro

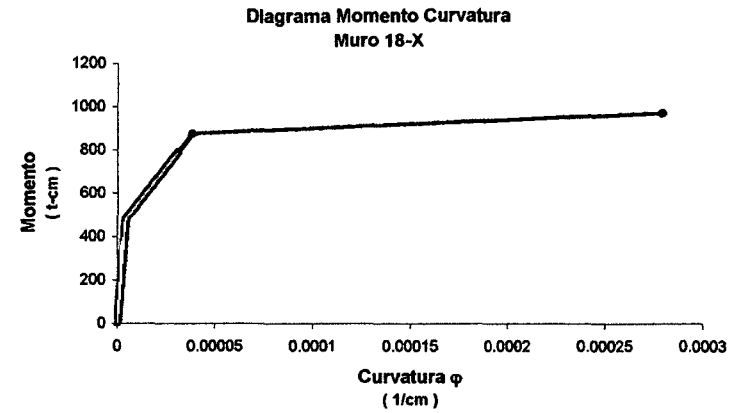




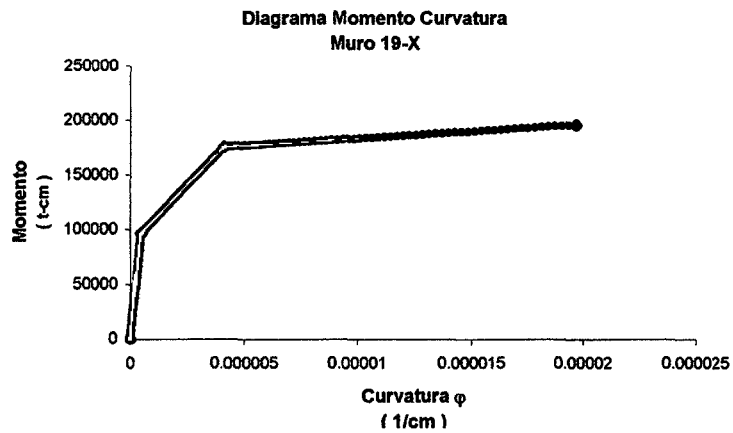




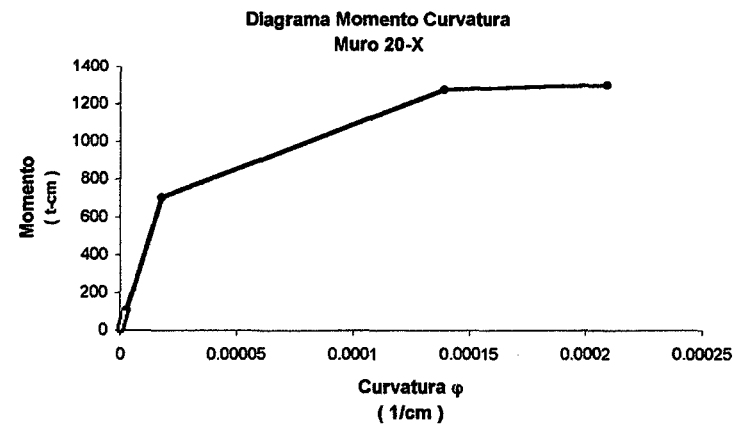
- - - Situación mostrada en el muro17 en el instante que falla el primer muro



- - - Situación mostrada en el muro18 en el instante que falla el primer muro

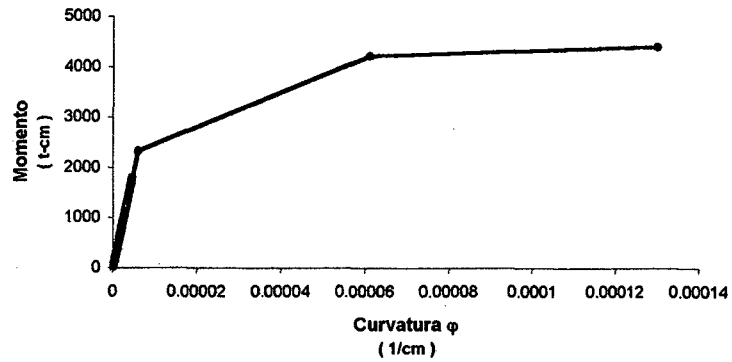


- - - Situación mostrada en el muro19 en el instante que falla el primer muro



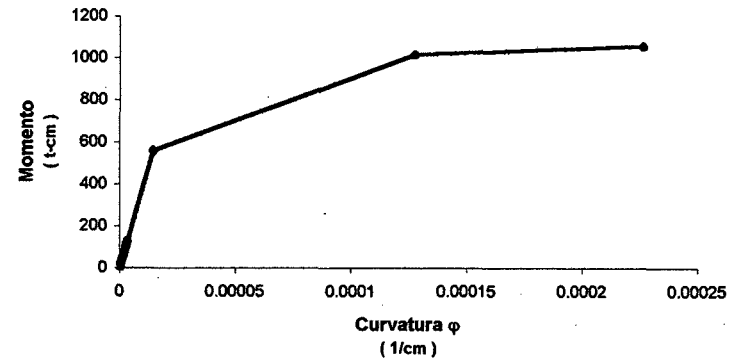
- - - Situación mostrada en el muro20 en el instante que falla el primer muro

**Diagrama Momento Curvatura
Muro 21-X**



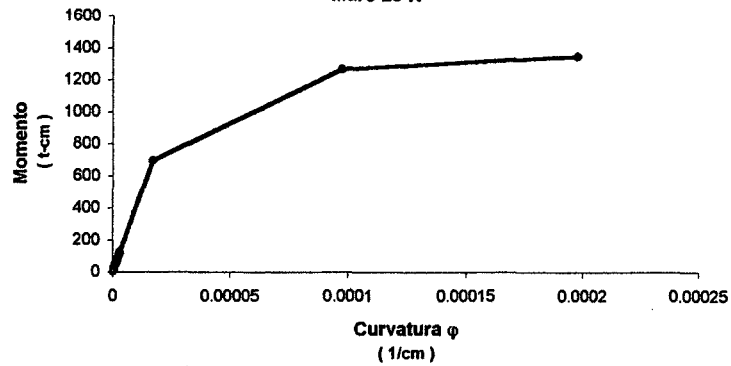
---●--- Situación mostrada en el muro21 en el instante que falla el primer muro

**Diagrama Momento Curvatura
Muro 22-X**



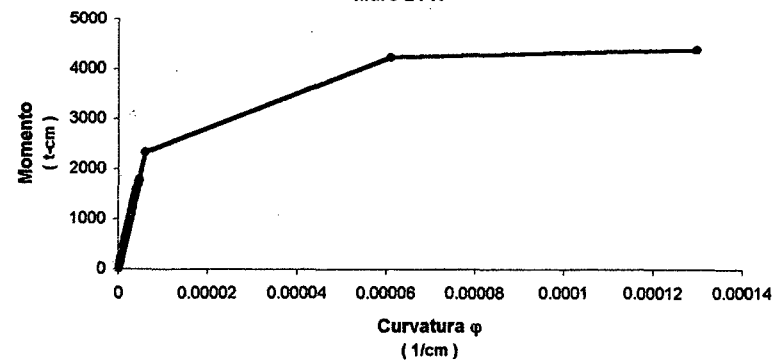
---●--- Situación mostrada en el muro22 en el instante que falla el primer muro

**Diagrama Momento Curvatura
Muro 23-X**

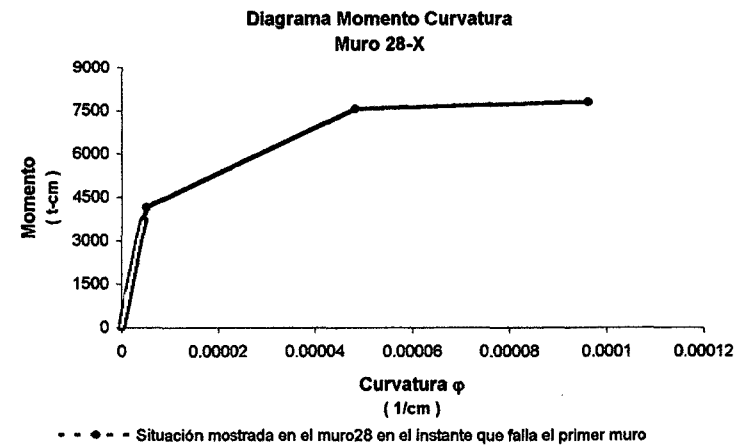
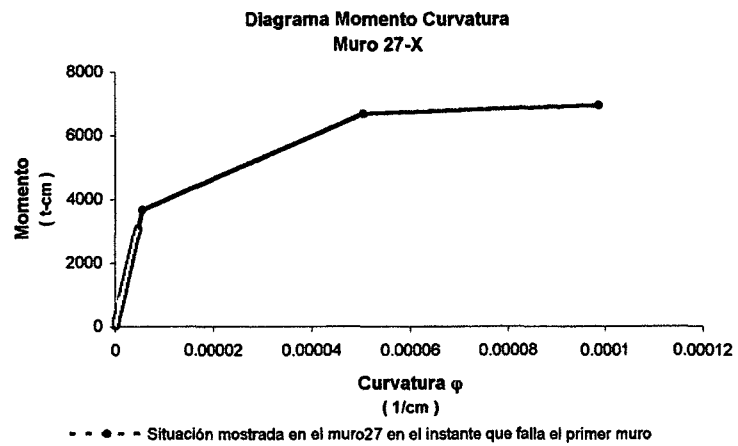
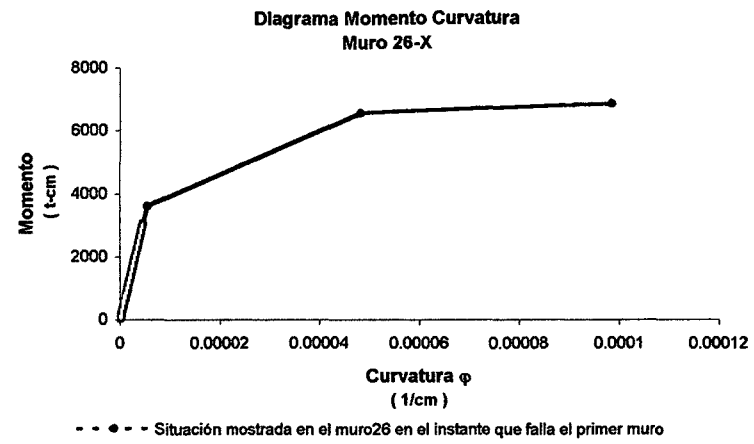
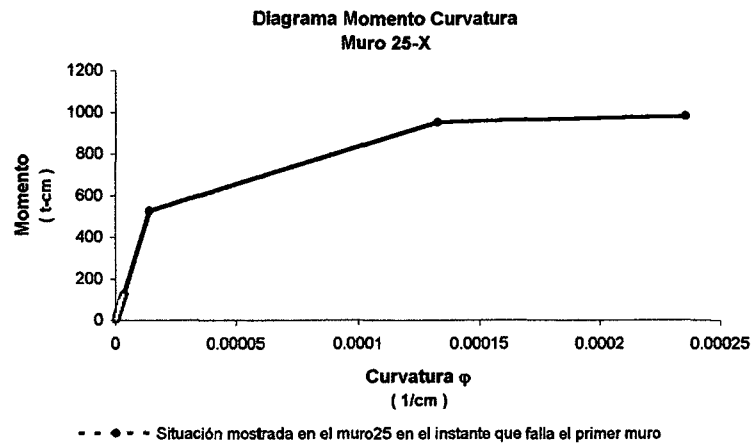


---●--- Situación mostrada en el muro23 en el instante que falla el primer muro

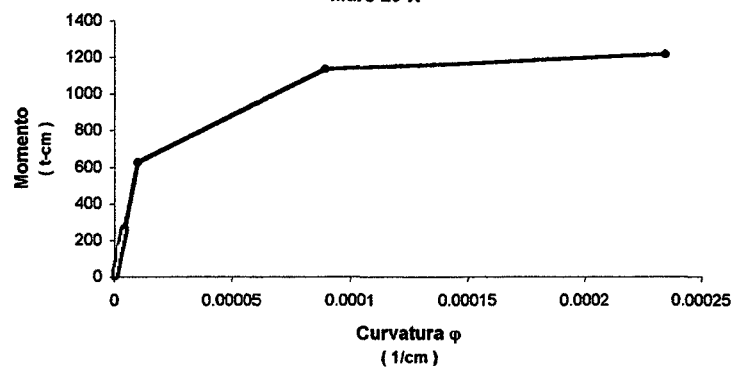
**Diagrama Momento Curvatura
Muro 24-X**



---●--- Situación mostrada en el muro24 en el instante que falla el primer muro

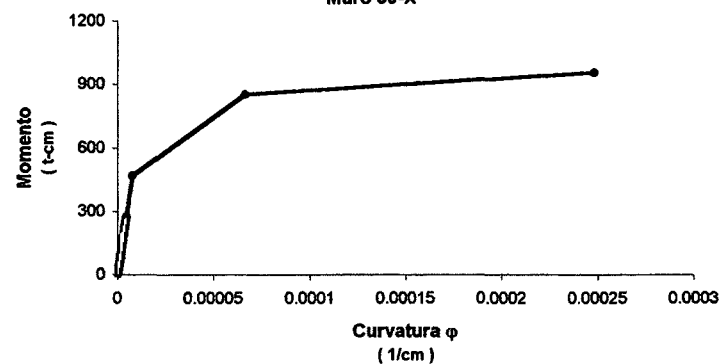


**Diagrama Momento Curvatura
Muro 29-X**



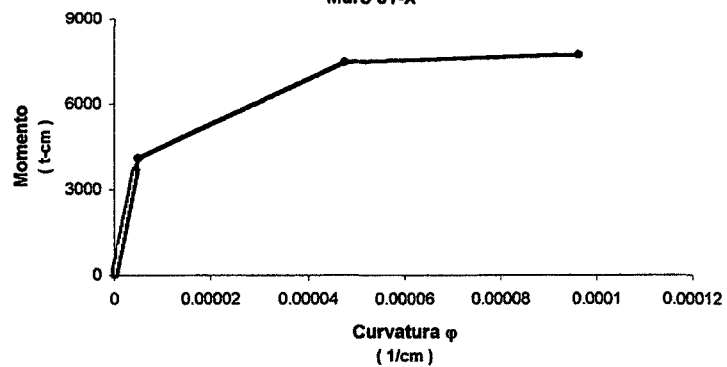
- - - Situación mostrada en el muro29 en el instante que falla el primer muro

**Diagrama Momento Curvatura
Muro 30-X**



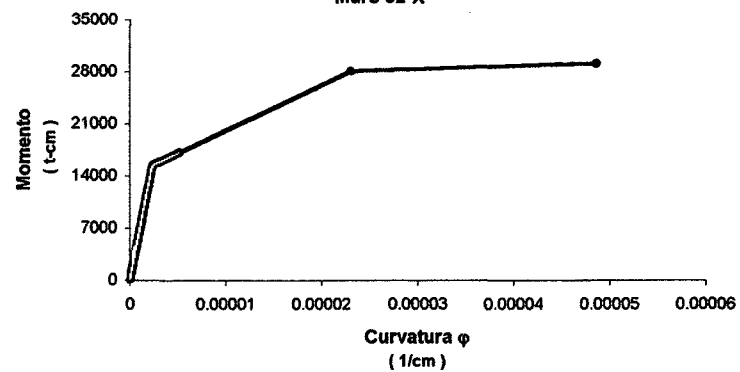
- - - Situación mostrada en el muro30 en el instante que falla el primer muro

**Diagrama Momento Curvatura
Muro 31-X**

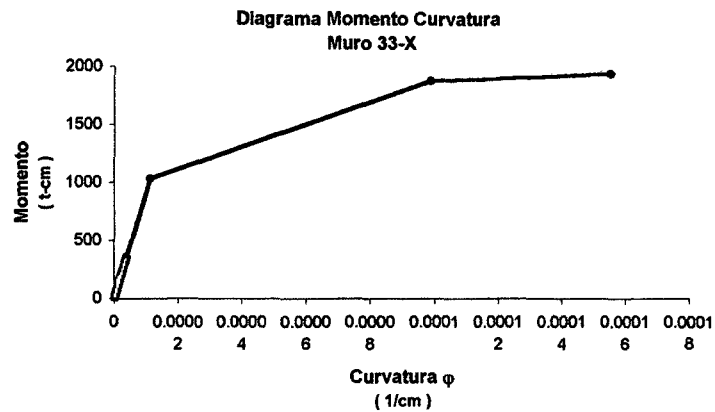


- - - Situación mostrada en el muro31 en el instante que falla el primer muro

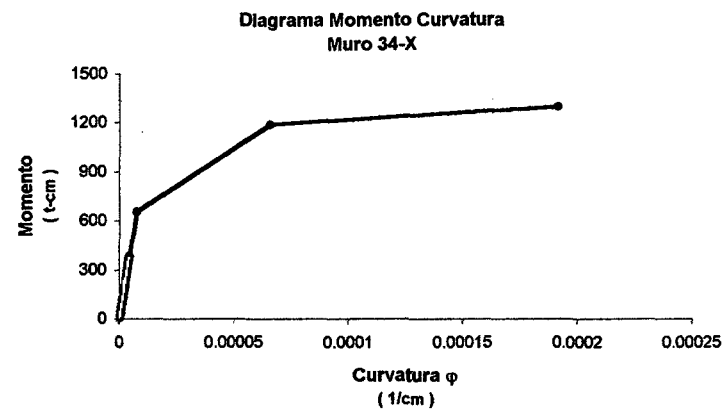
**Diagrama Momento Curvatura
Muro 32-X**



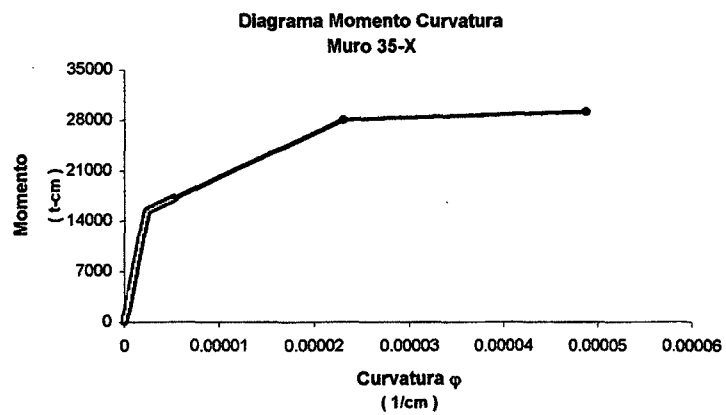
- - - Situación mostrada en el muro32 en el instante que falla el primer muro



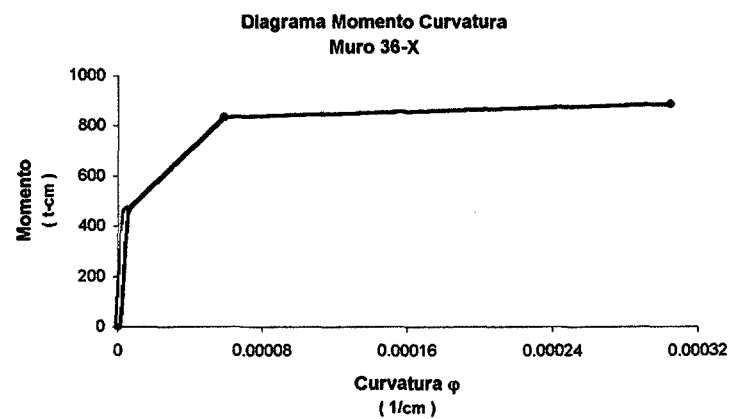
- - - Situación mostrada en el muro33 en el instante que falla el primer muro



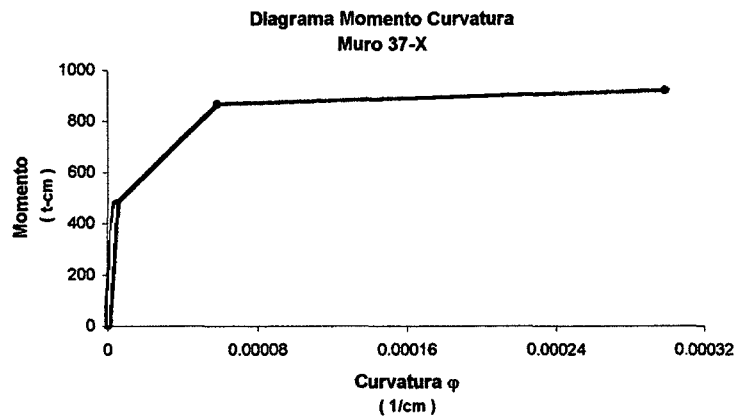
- - - Situación mostrada en el muro34 en el instante que falla el primer muro



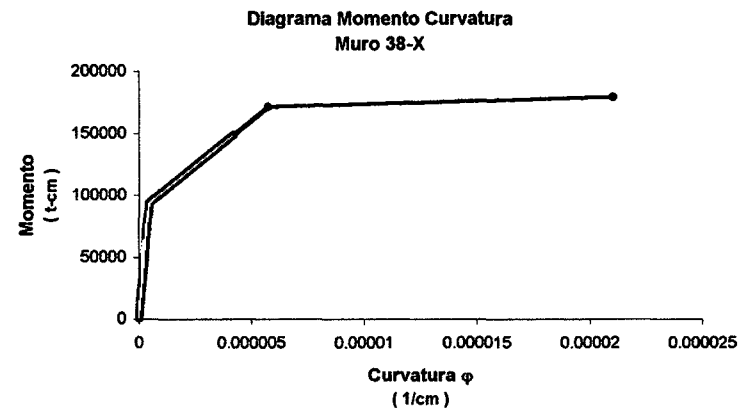
- - - Situación mostrada en el muro35 en el instante que falla el primer muro



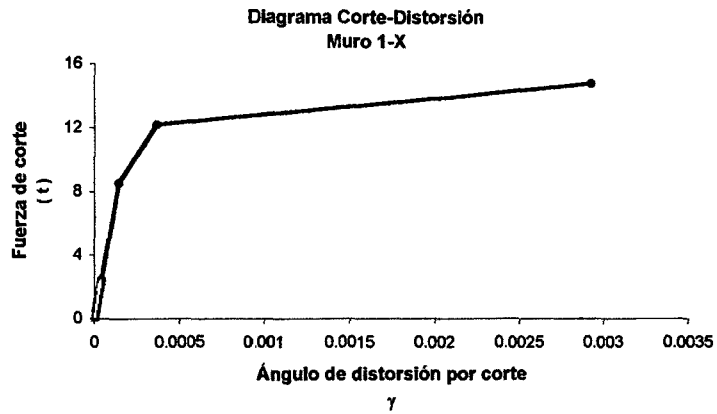
- - - Situación mostrada en el muro36 en el instante que falla el primer muro



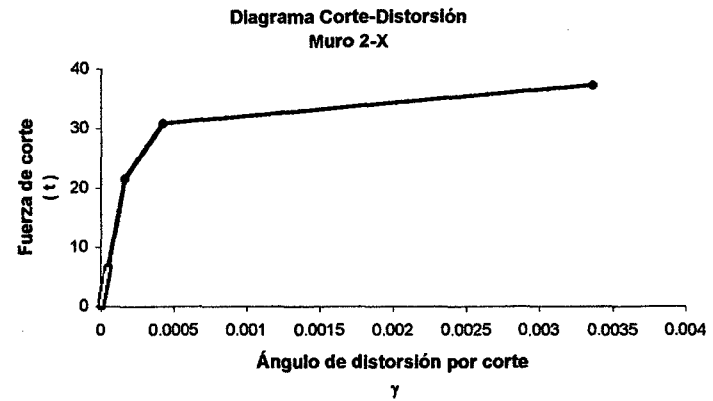
- - - - Situación mostrada en el muro37 en el instante que falla el primer muro



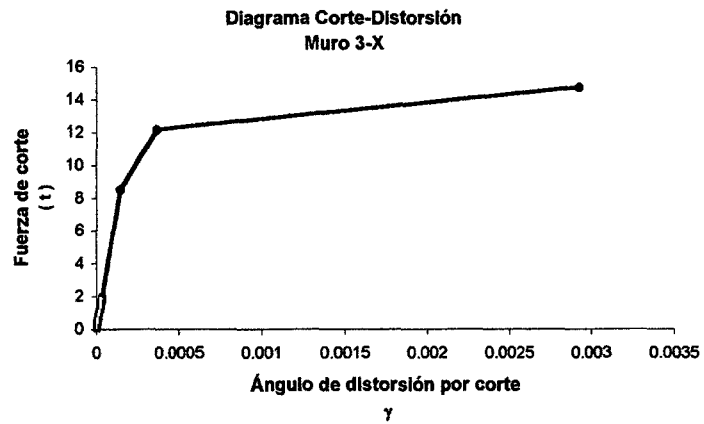
- - - - Situación mostrada en el muro38 en el instante que falla el primer muro



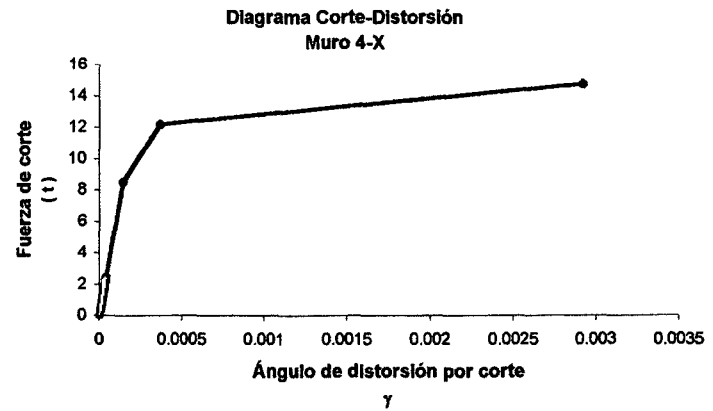
--●-- Situación mostrada en el muro1 en el instante que falla el primer muro



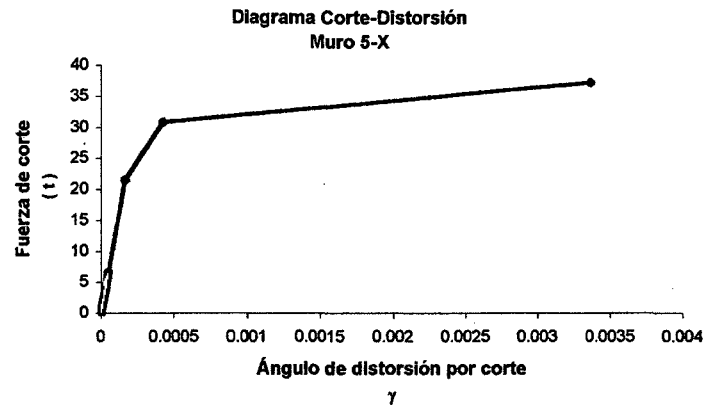
--●-- Situación mostrada en el muro2 en el instante que falla el primer muro



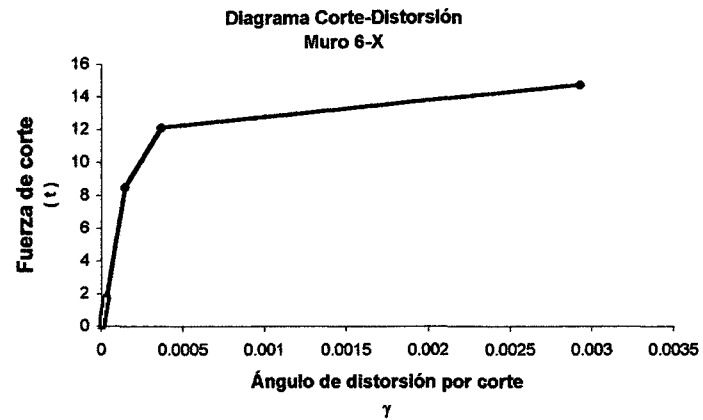
--●-- Situación mostrada en el muro3 en el instante que falla el primer muro



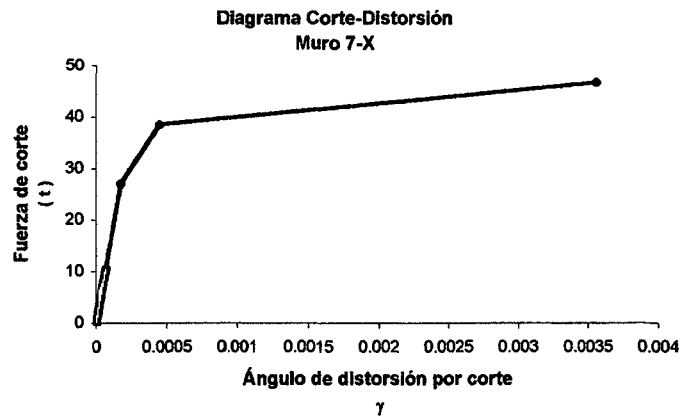
--●-- Situación mostrada en el muro4 en el instante que falla el primer muro



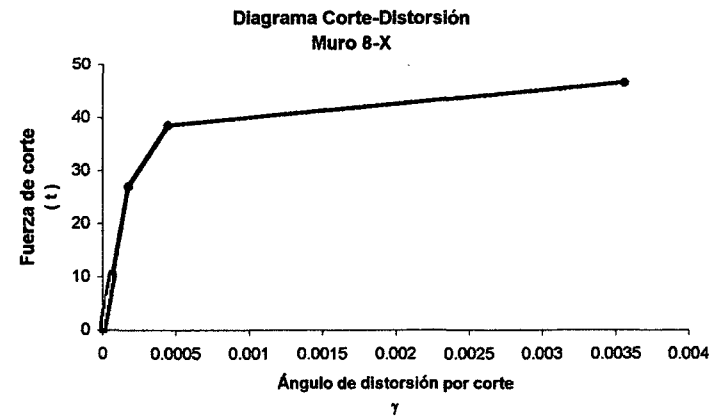
--- Situación mostrada en el muro5 en el instante que falla el primer muro



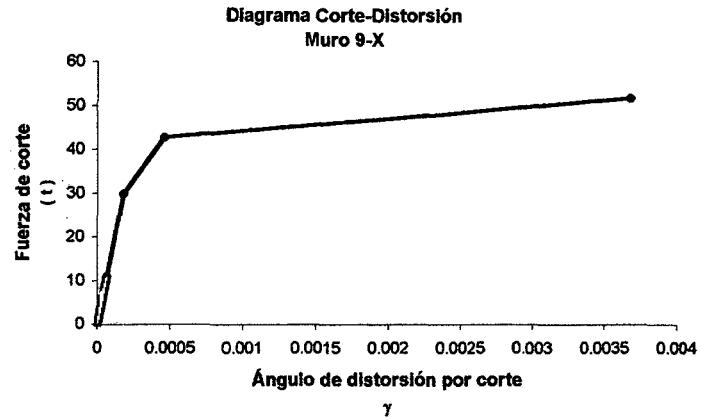
--- Situación mostrada en el muro6 en el instante que falla el primer muro



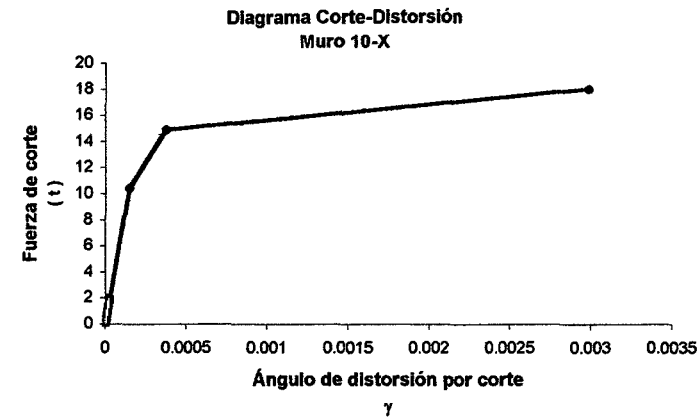
--- Situación mostrada en el muro7 en el instante que falla el primer muro



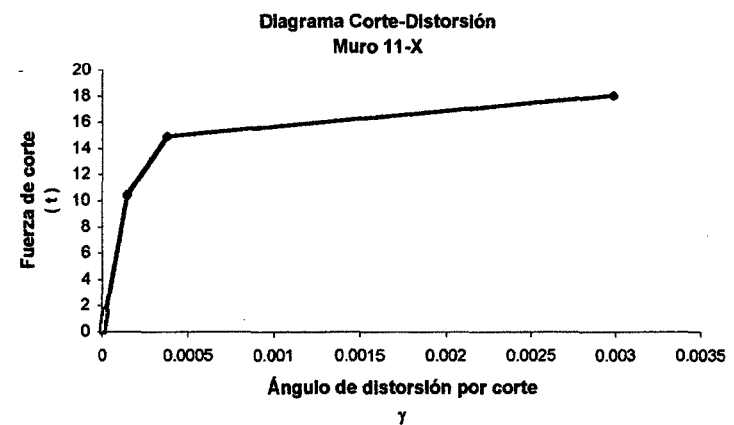
--- Situación mostrada en el muro8 en el instante que falla el primer muro



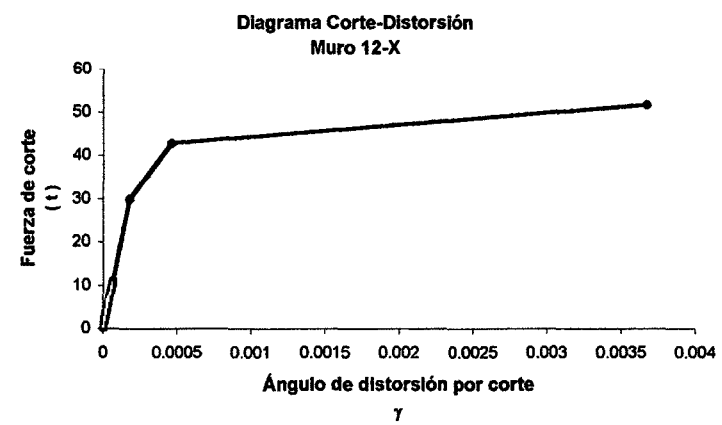
--●-- Situación mostrada en el muro9 en el instante que falla el primer muro



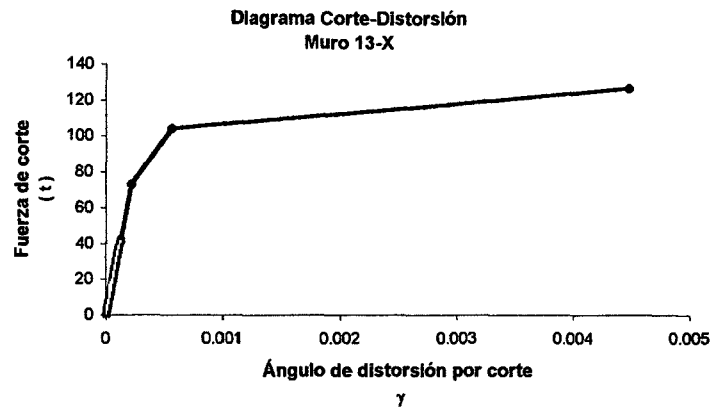
--●-- Situación mostrada en el muro10 en el instante que falla el primer muro



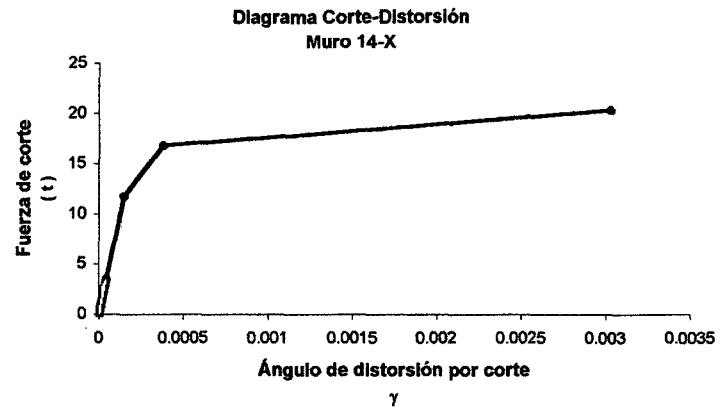
--●-- Situación mostrada en el muro11 en el instante que falla el primer muro



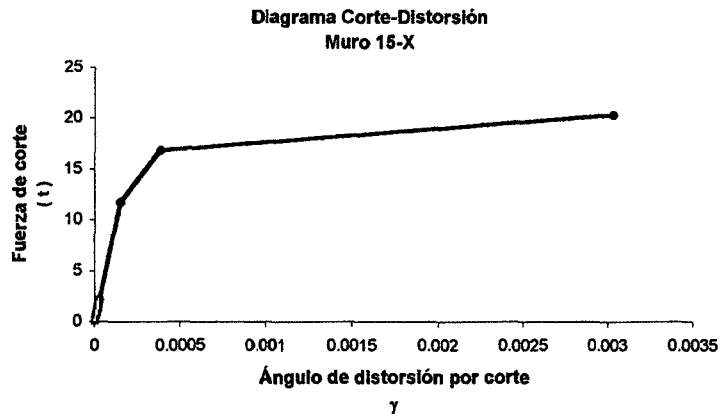
--●-- Situación mostrada en el muro12 en el instante que falla el primer muro



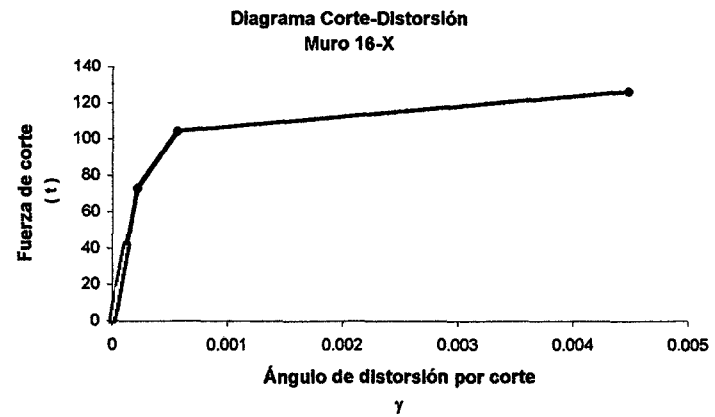
--●-- Situación mostrada en el muro13 en el instante que falla el primer muro



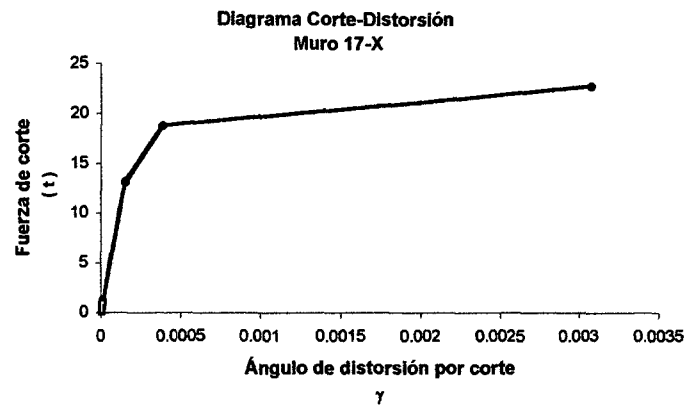
--●-- Situación mostrada en el muro14 en el instante que falla el primer muro



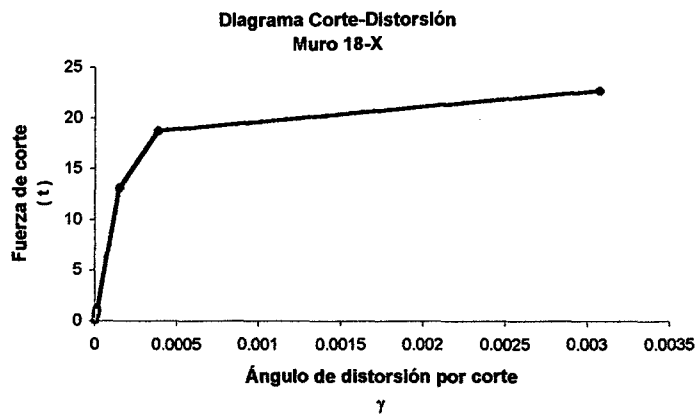
--●-- Situación mostrada en el muro15 en el instante que falla el primer muro



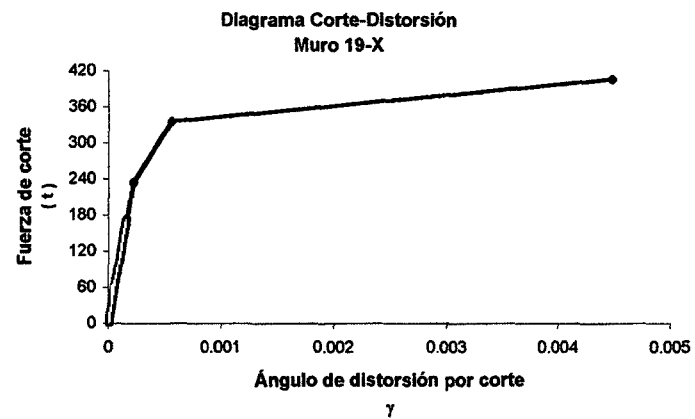
--●-- Situación mostrada en el muro16 en el instante que falla el primer muro



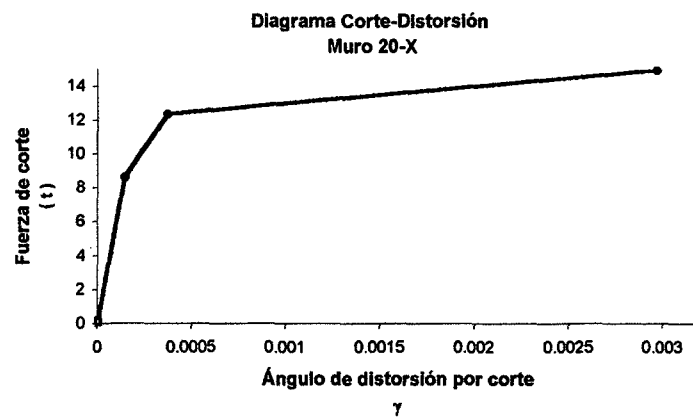
---●--- Situación mostrada en el muro17 en el instante que falla el primer muro



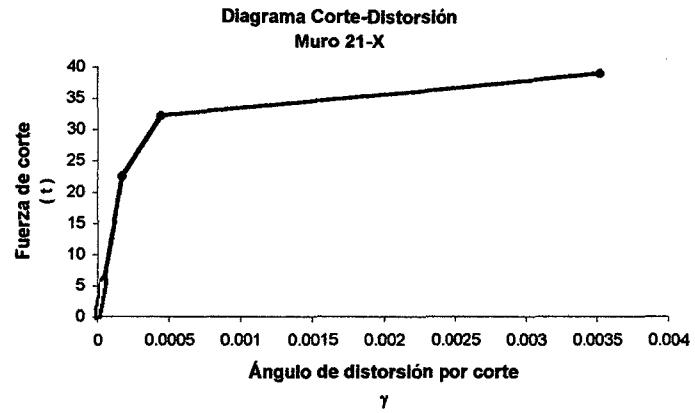
---●--- Situación mostrada en el muro18 en el instante que falla el primer muro



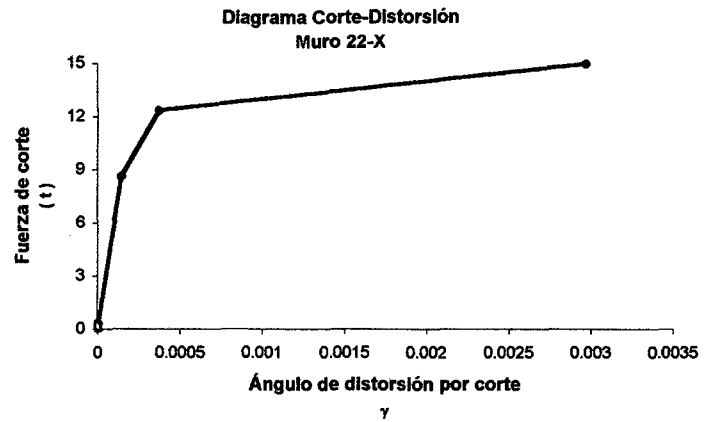
---●--- Situación mostrada en el muro19 en el instante que falla el primer muro



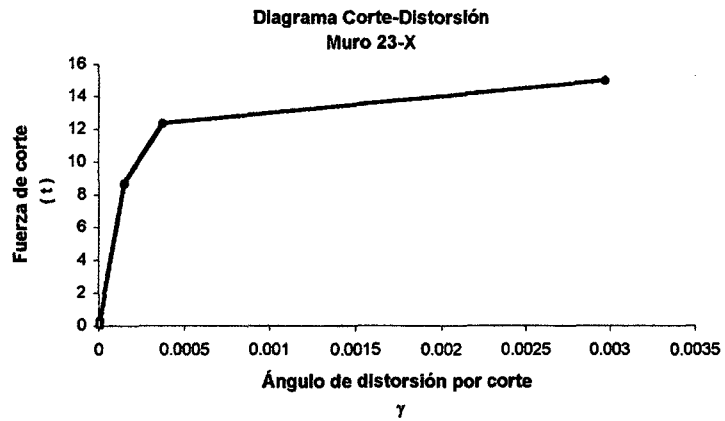
---●--- Situación mostrada en el muro20 en el instante que falla el primer muro



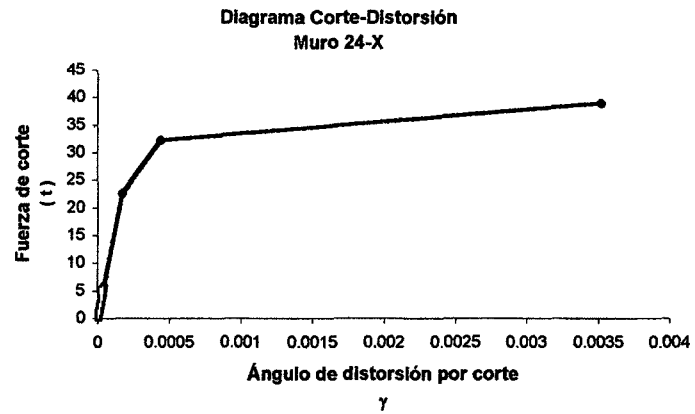
--●-- Situación mostrada en el muro21 en el instante que falla el primer muro



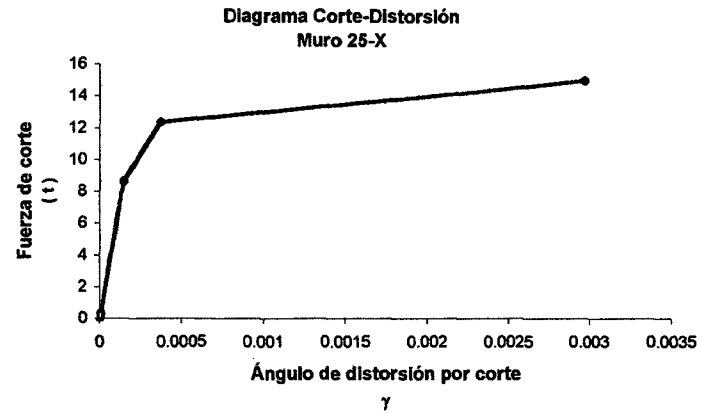
--●-- Situación mostrada en el muro22 en el instante que falla el primer muro



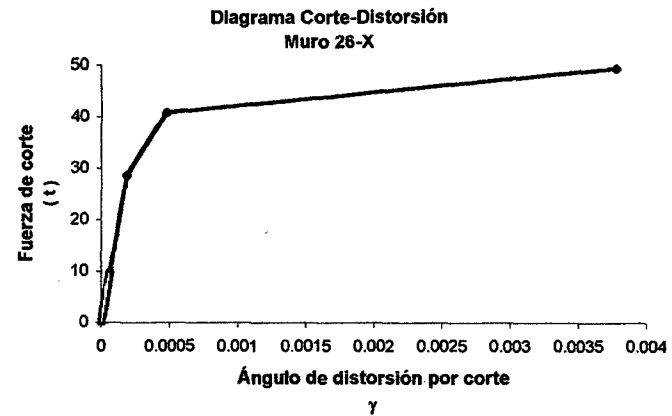
--●-- Situación mostrada en el muro23 en el instante que falla el primer muro



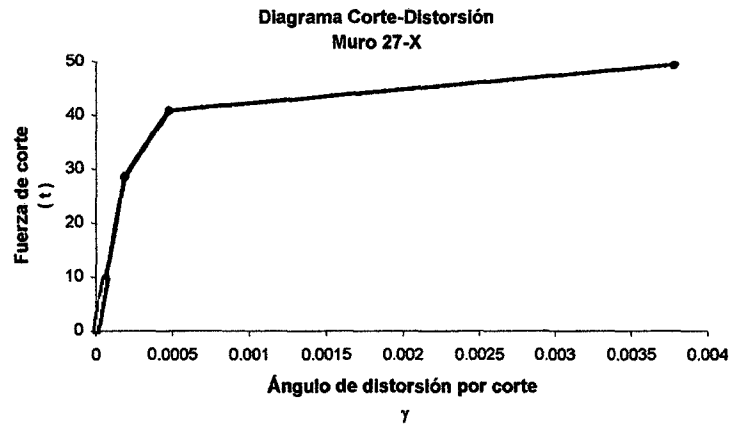
--●-- Situación mostrada en el muro24 en el instante que falla el primer muro



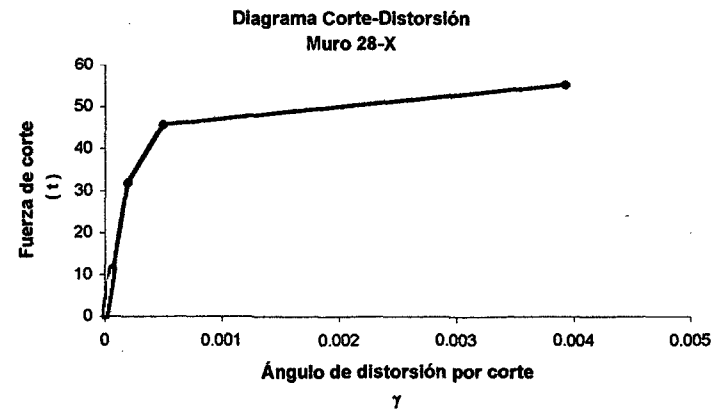
---●--- Situación mostrada en el muro25 en el instante que falla el primer muro



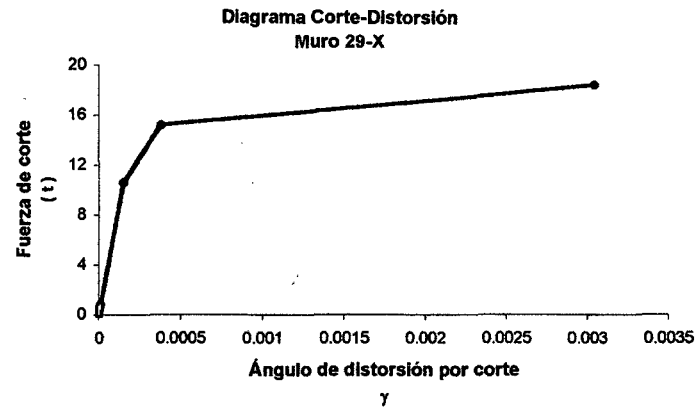
---●--- Situación mostrada en el muro26 en el instante que falla el primer muro



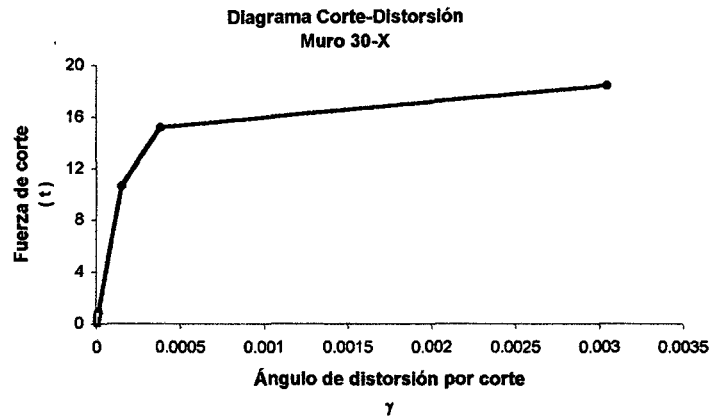
---●--- Situación mostrada en el muro27 en el instante que falla el primer muro



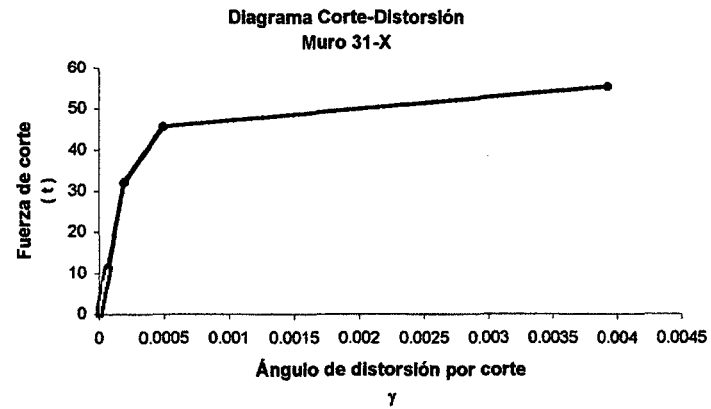
---●--- Situación mostrada en el muro28 en el instante que falla el primer muro



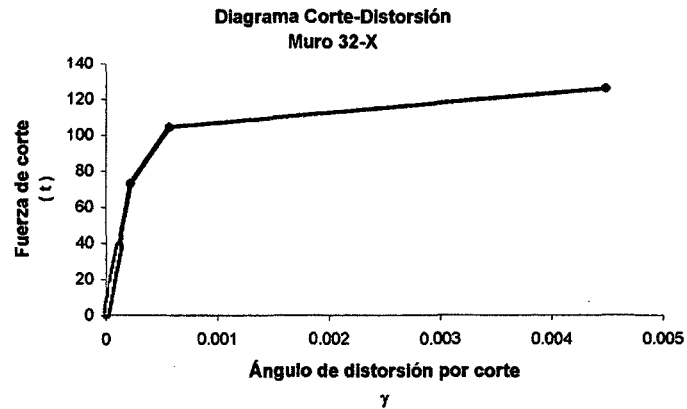
--●-- Situación mostrada en el muro29 en el instante que falla el primer muro



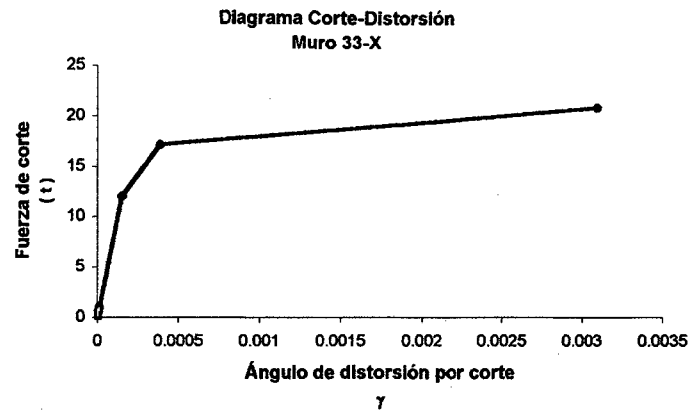
--●-- Situación mostrada en el muro30 en el instante que falla el primer muro



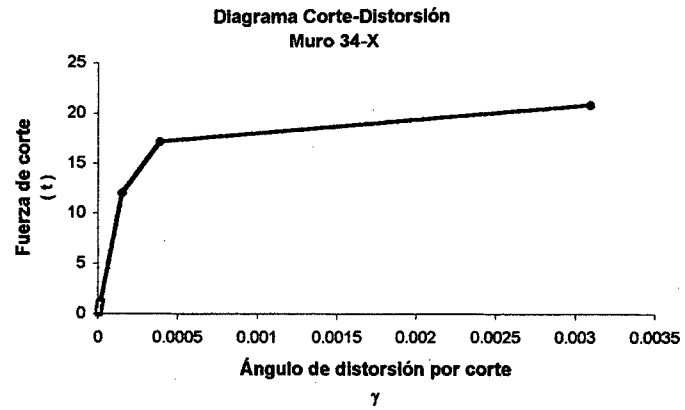
--●-- Situación mostrada en el muro31 en el instante que falla el primer muro



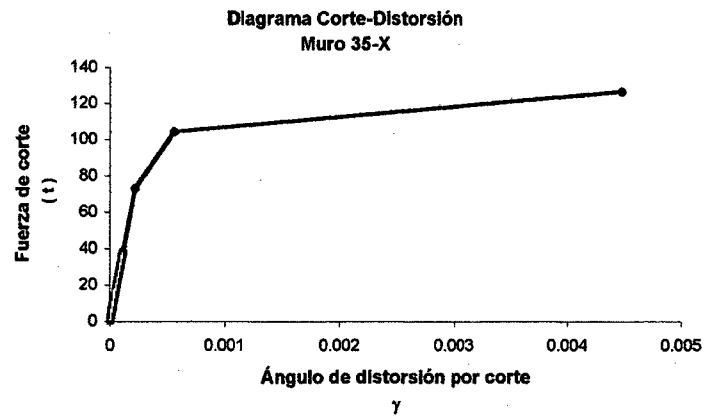
--●-- Situación mostrada en el muro32 en el instante que falla el primer muro



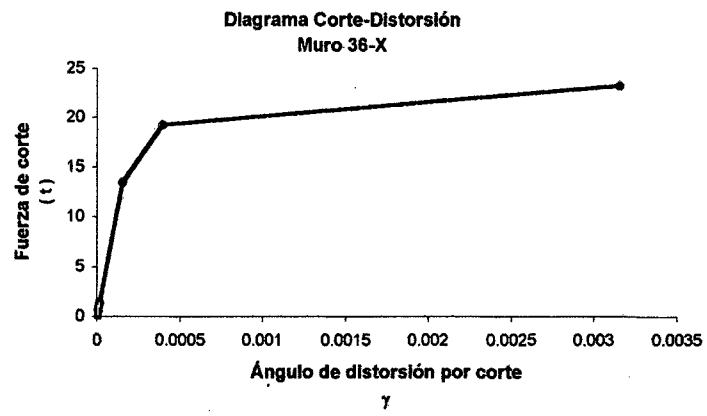
---●--- Situación mostrada en el muro33 en el instante que falla el primer muro



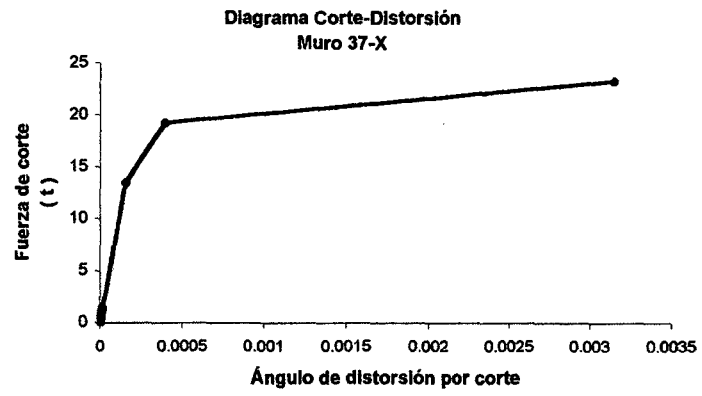
---●--- Situación mostrada en el muro34 en el instante que falla el primer muro



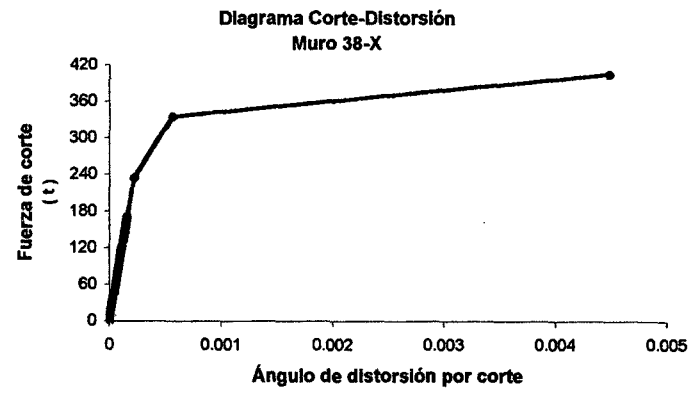
---●--- Situación mostrada en el muro35 en el instante que falla el primer muro



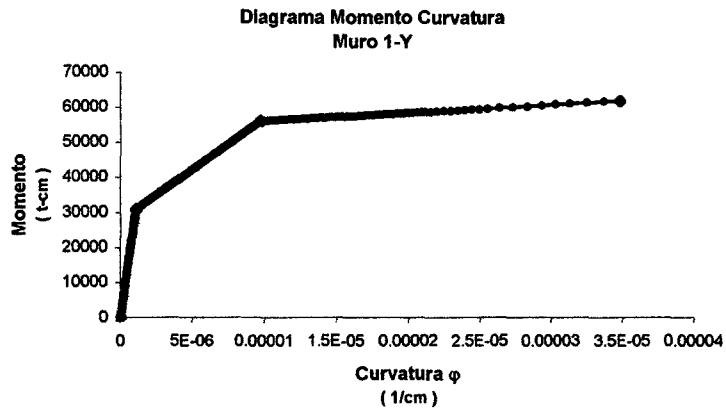
---●--- Situación mostrada en el muro36 en el instante que falla el primer muro



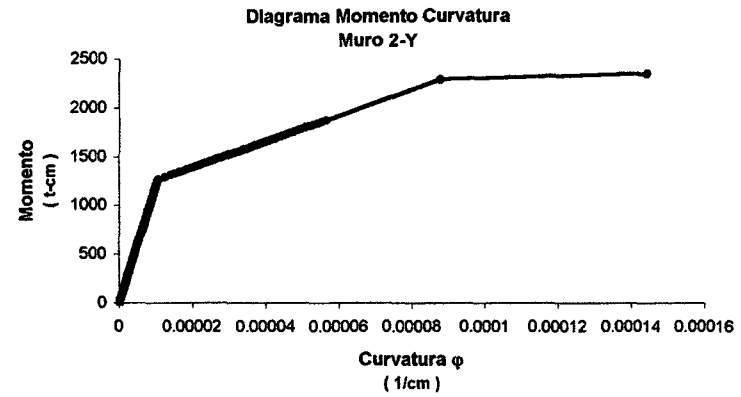
--●-- Situación mostrada en el muro37 en el instante que falla el primer muro



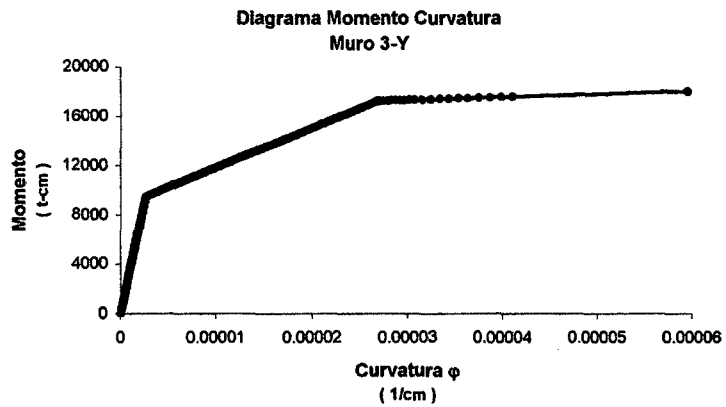
--●-- Situación mostrada en el muro38 en el instante que falla el primer muro



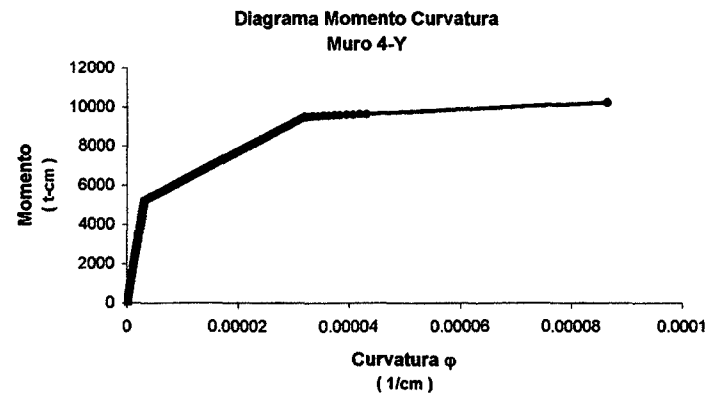
--- Situación mostrada en el muro1 en el instante que falla el primer muro



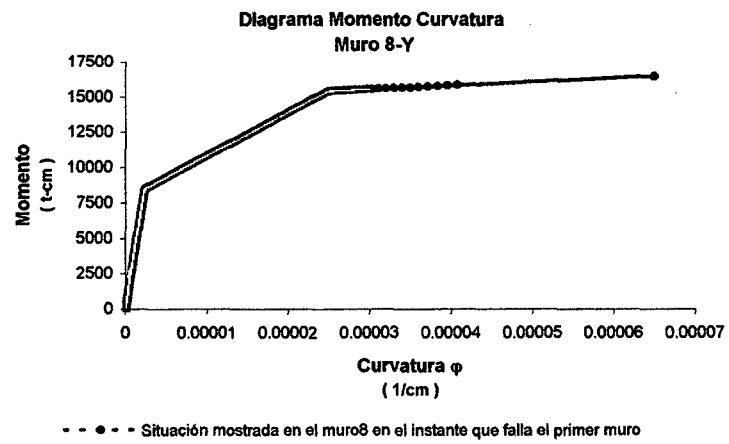
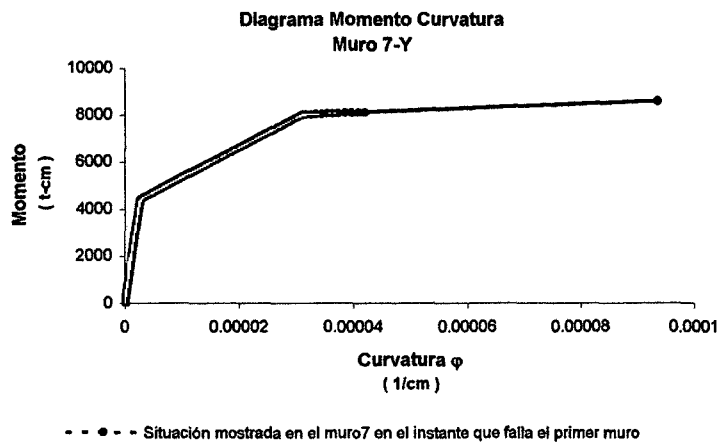
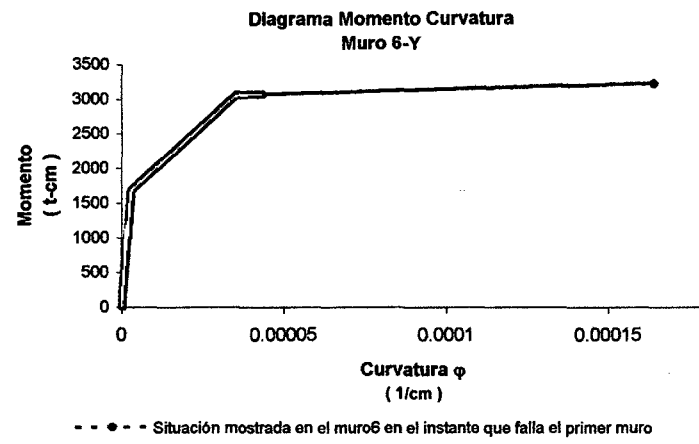
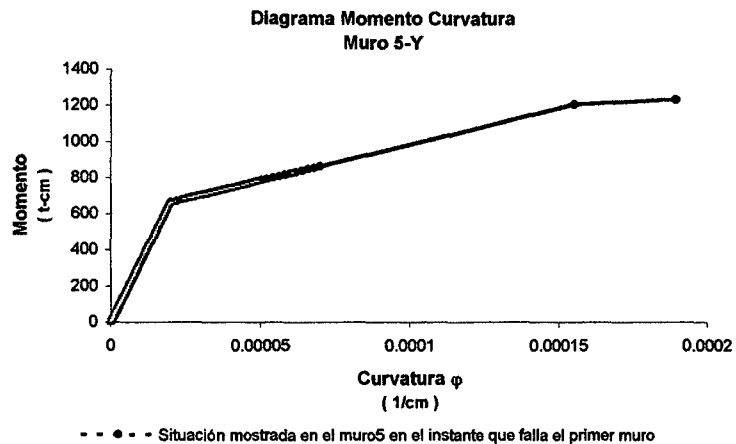
--- Situación mostrada en el muro2 en el instante que falla el primer muro

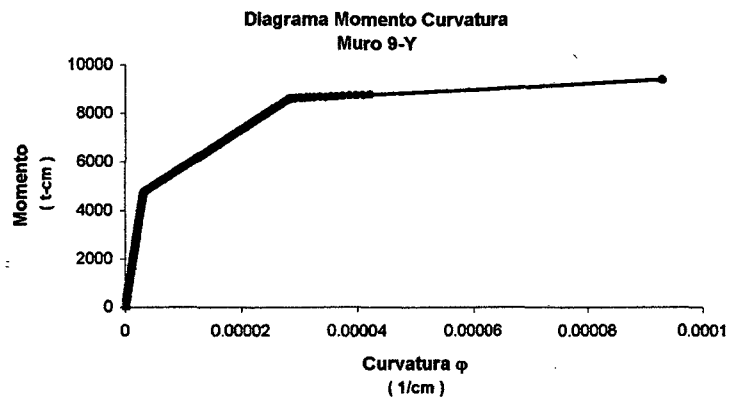


--- Situación mostrada en el muro3 en el instante que falla el primer muro

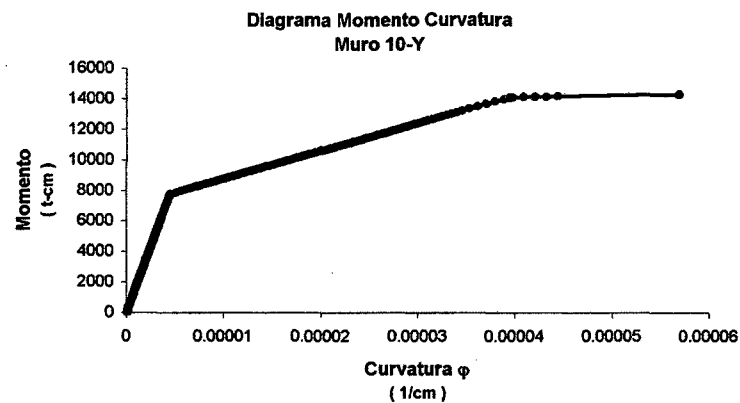


--- Situación mostrada en el muro4 en el instante que falla el primer muro

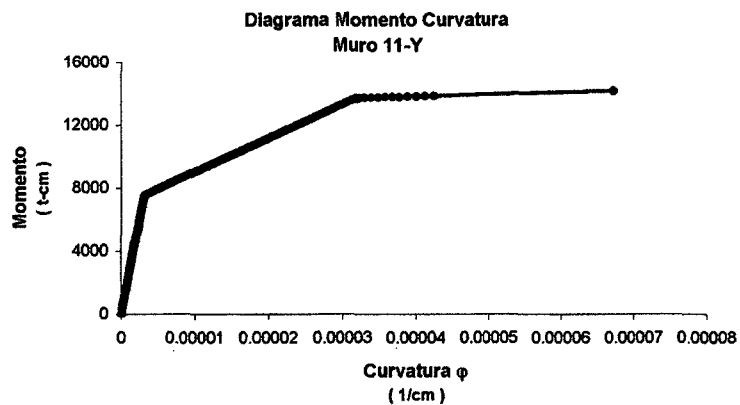




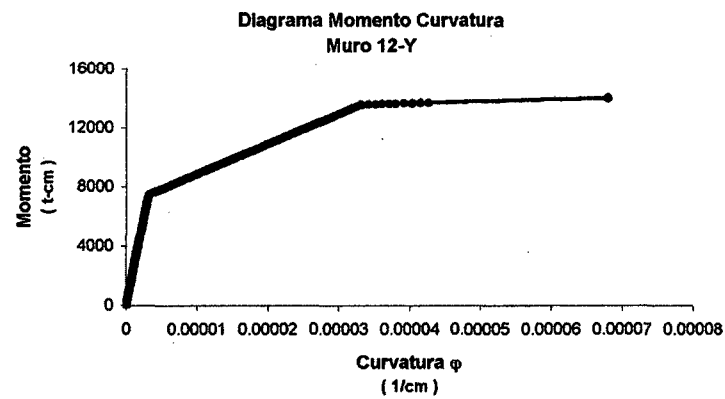
- - • - Situación mostrada en el muro9 en el instante que falla el primer muro



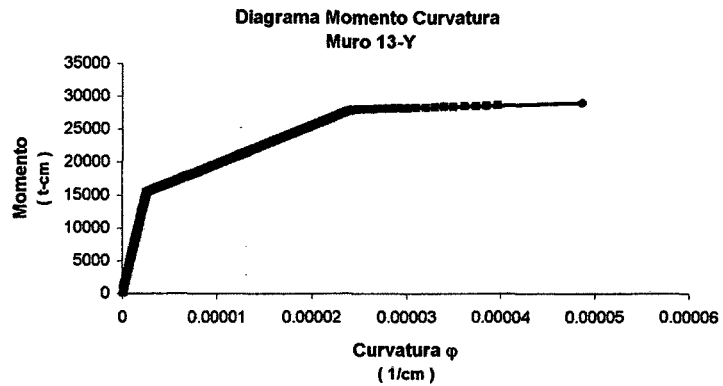
- - • - Situación mostrada en el muro10 en el instante que falla el primer muro



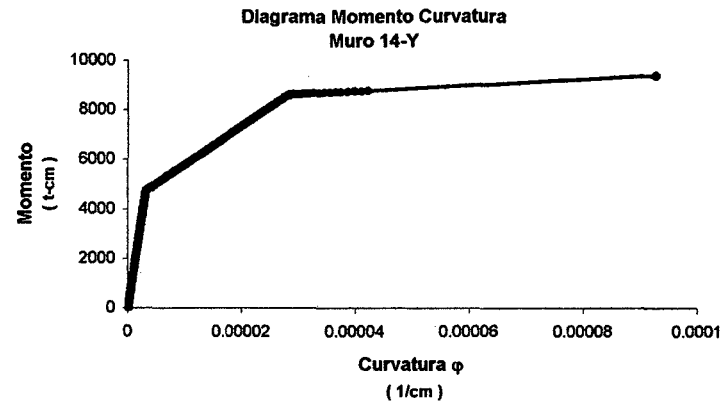
- - • - Situación mostrada en el muro11 en el instante que falla el primer muro



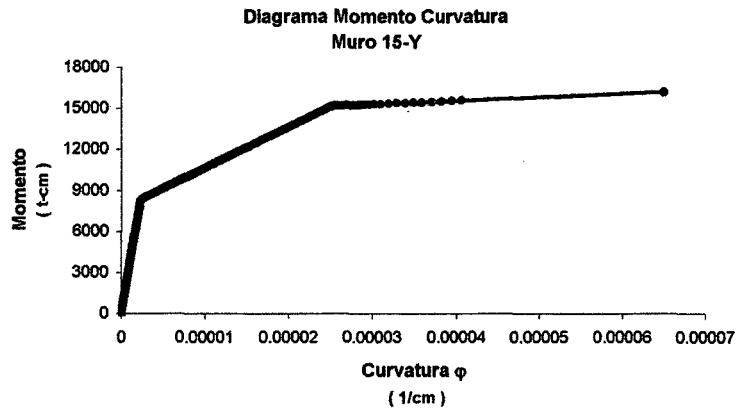
- - • - Situación mostrada en el muro12 en el instante que falla el primer muro



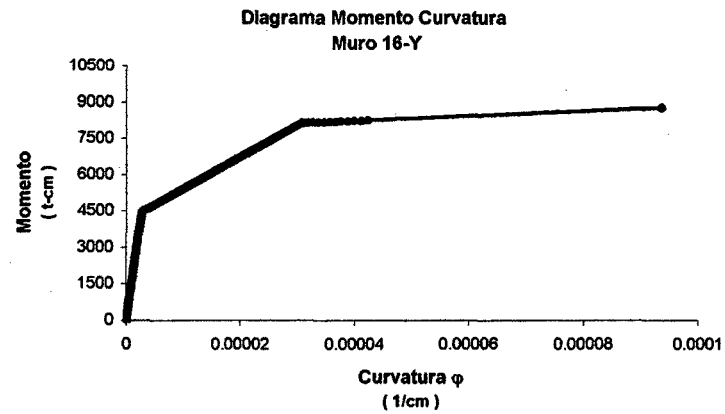
- - - Situación mostrada en el muro13 en el instante que falla el primer muro



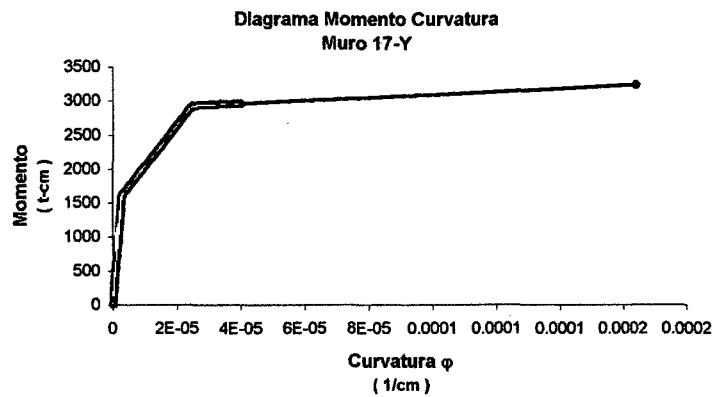
- - - Situación mostrada en el muro14 en el instante que falla el primer muro



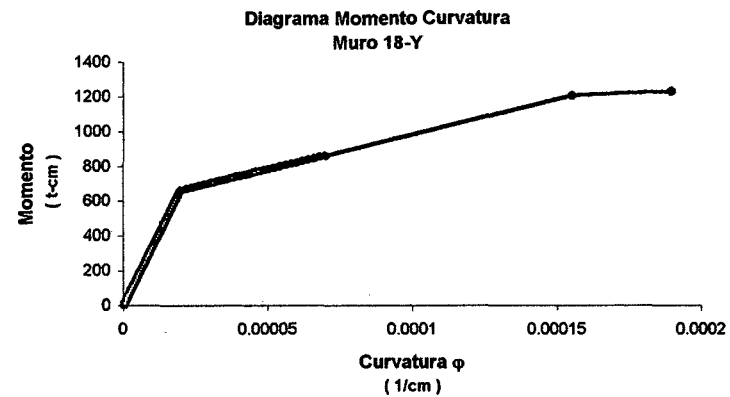
- - - Situación mostrada en el muro15 en el instante que falla el primer muro



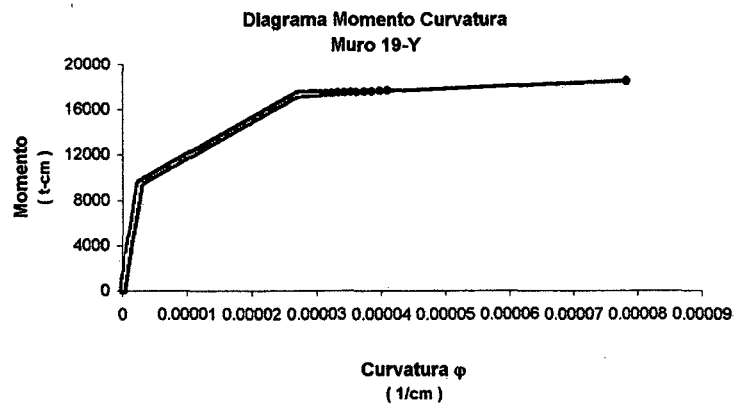
- - - Situación mostrada en el muro16 en el instante que falla el primer muro



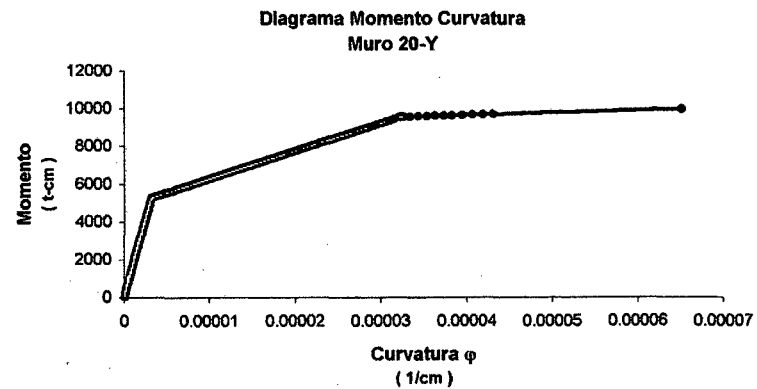
--- Situation mostrada en el muro17 en el instante que falla el primer muro



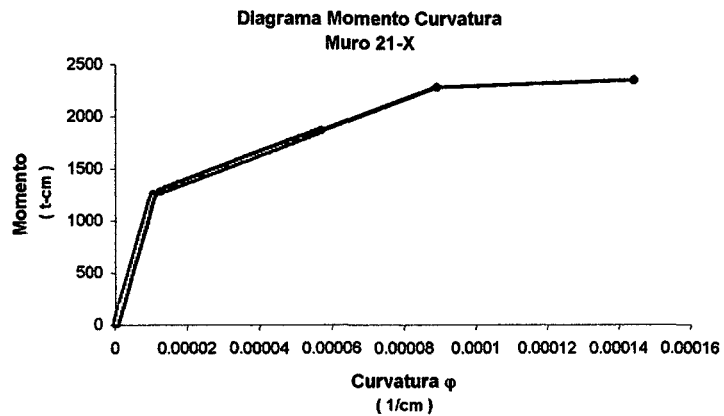
--- Situation mostrada en el muro18 en el instante que falla el primer muro



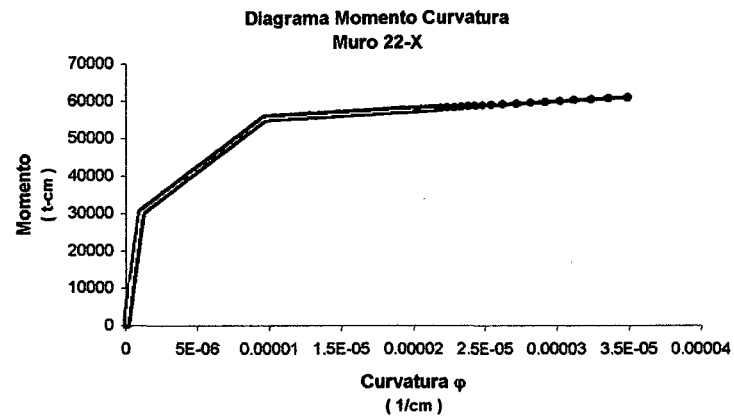
--- Situation mostrada en el muro19 en el instante que falla el primer muro



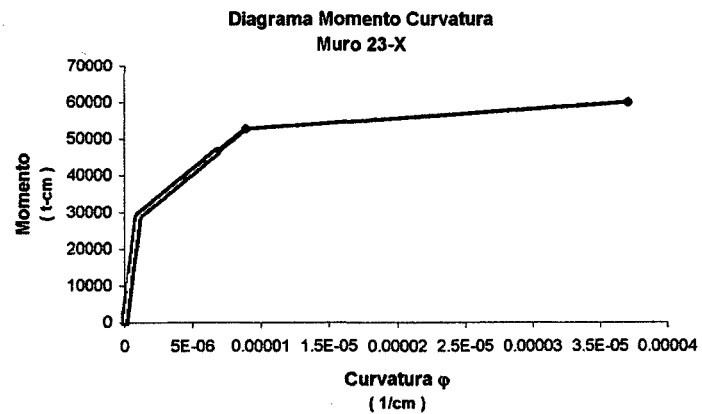
--- Situation mostrada en el muro20 en el instante que falla el primer muro



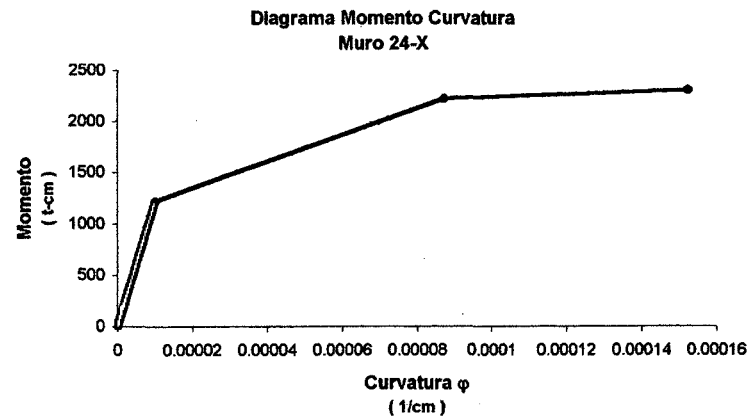
- - - Situación mostrada en el muro21 en el instante que falla el primer muro



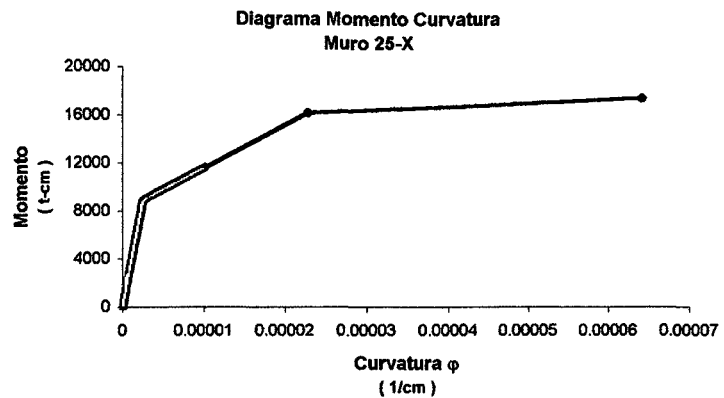
- - - Situación mostrada en el muro22 en el instante que falla el primer muro



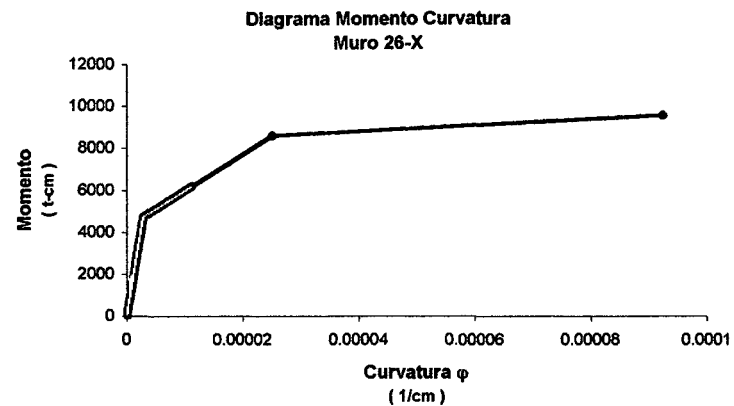
- - - Situación mostrada en el muro23 en el instante que falla el primer muro



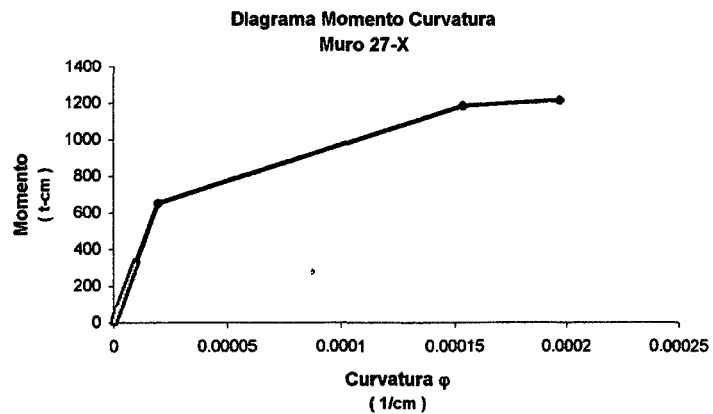
- - - Situación mostrada en el muro24 en el instante que falla el primer muro



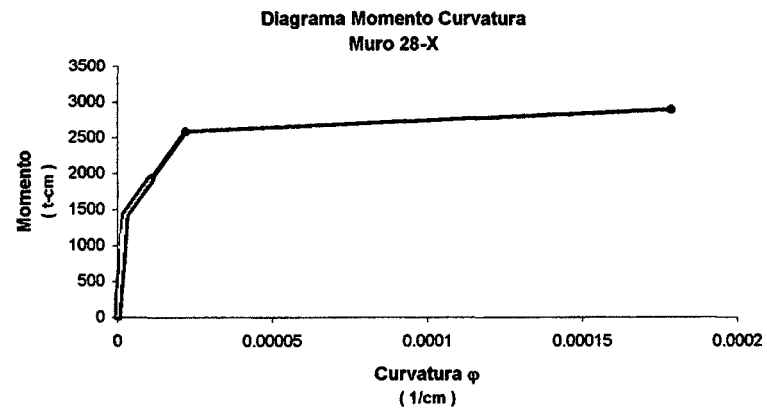
--●-- Situación mostrada en el muro25 en el instante que falla el primer muro



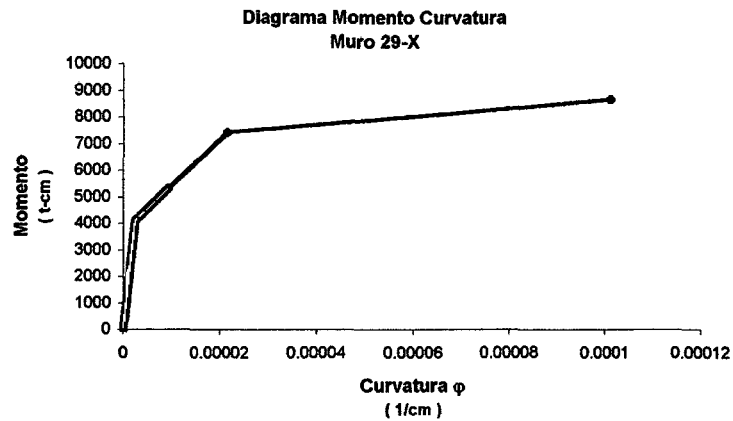
--●-- Situación mostrada en el muro26 en el instante que falla el primer muro



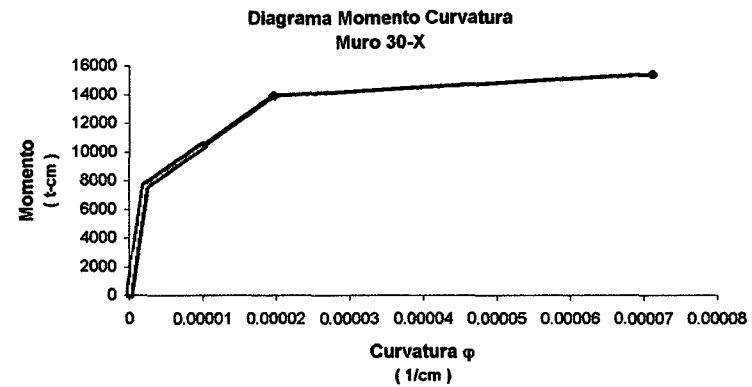
--●-- Situación mostrada en el muro27 en el instante que falla el primer muro



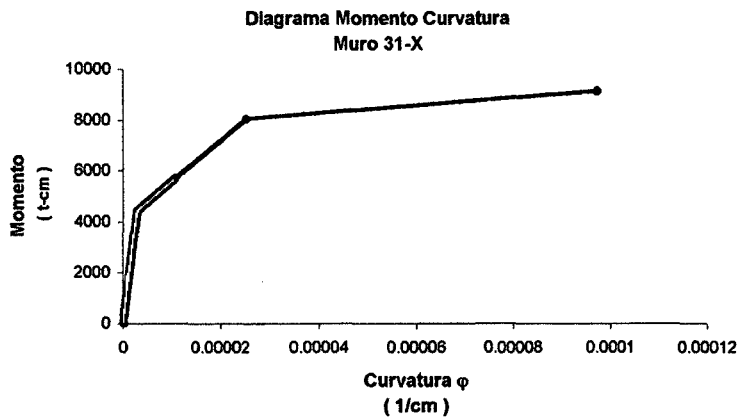
--●-- Situación mostrada en el muro28 en el instante que falla el primer muro



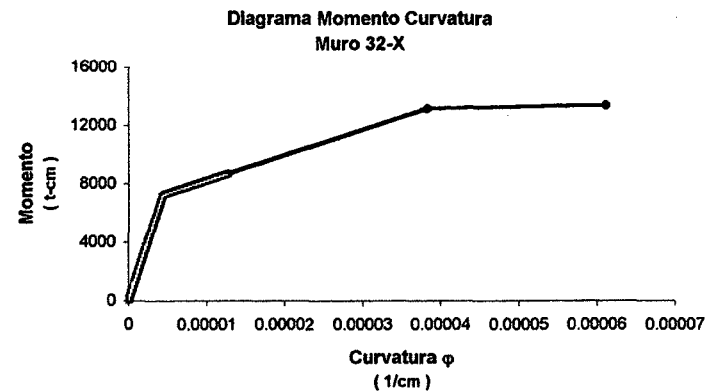
- - - Situación mostrada en el muro29 en el instante que falla el primer muro



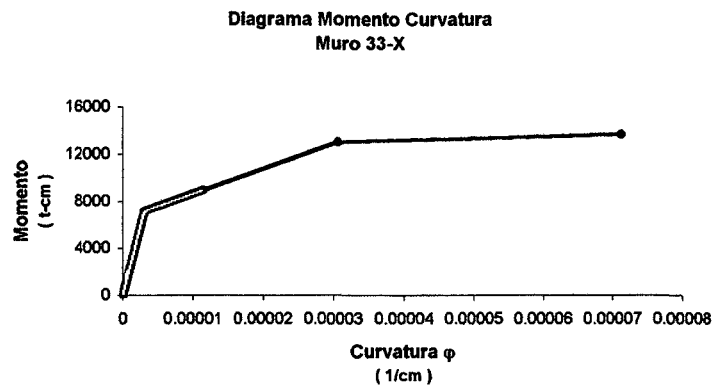
- - - Situación mostrada en el muro30 en el instante que falla el primer muro



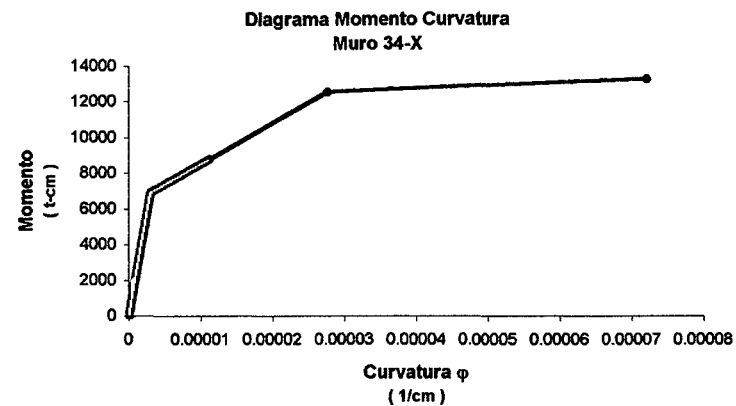
- - - Situación mostrada en el muro31 en el instante que falla el primer muro



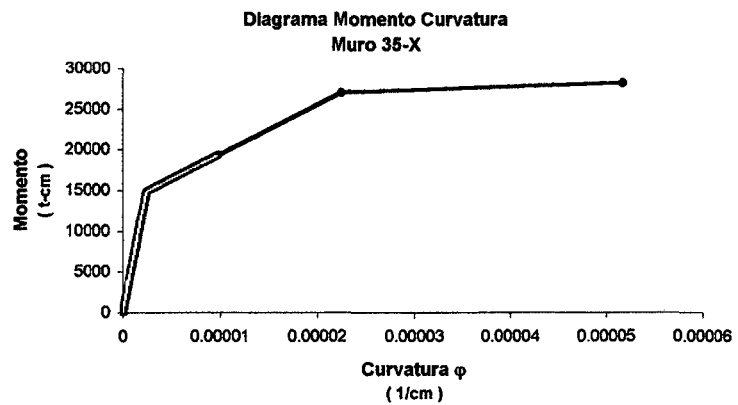
- - - Situación mostrada en el muro32 en el instante que falla el primer muro



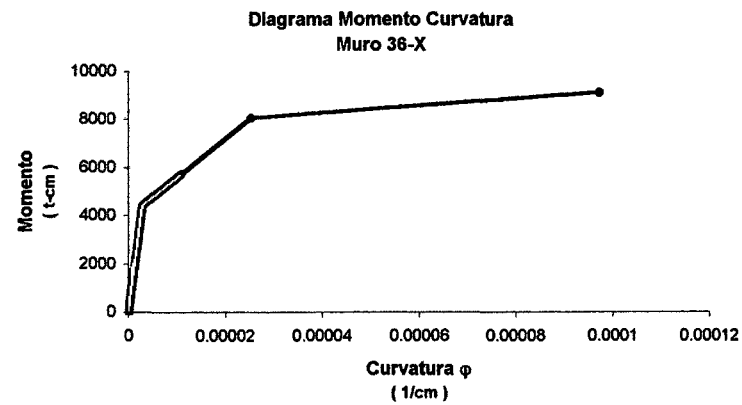
- - • - - Situación mostrada en el muro33 en el instante que falla el primer muro



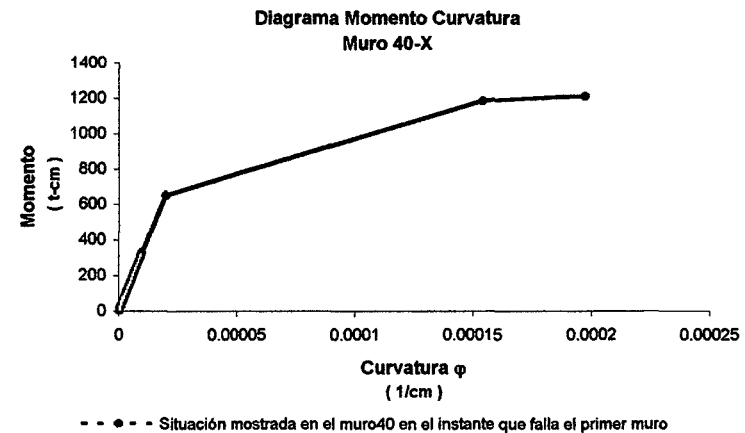
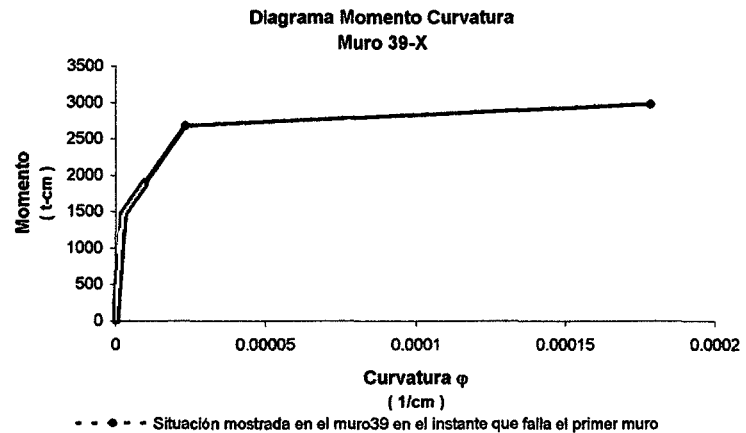
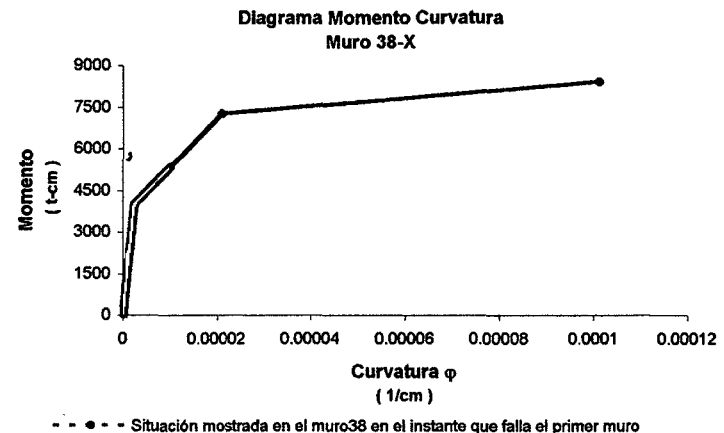
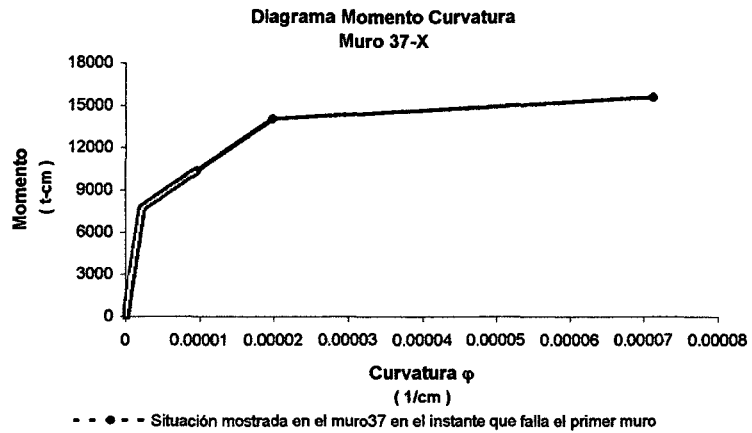
- - • - - Situación mostrada en el muro34 en el instante que falla el primer muro

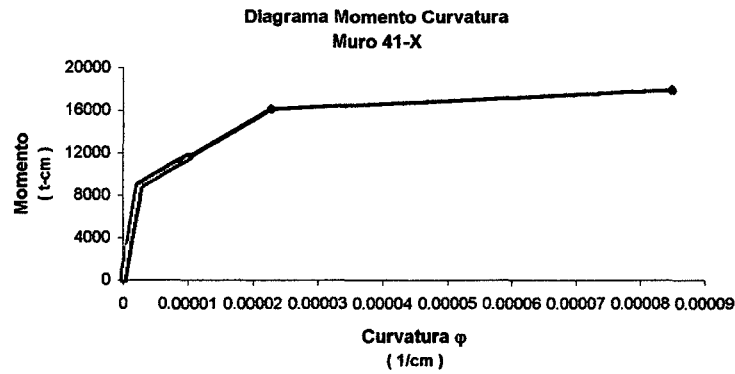


- - • - - Situación mostrada en el muro35 en el instante que falla el primer muro

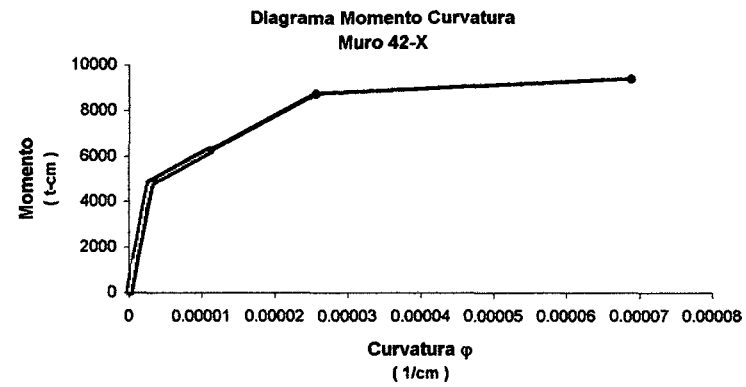


- - • - - Situación mostrada en el muro36 en el instante que falla el primer muro

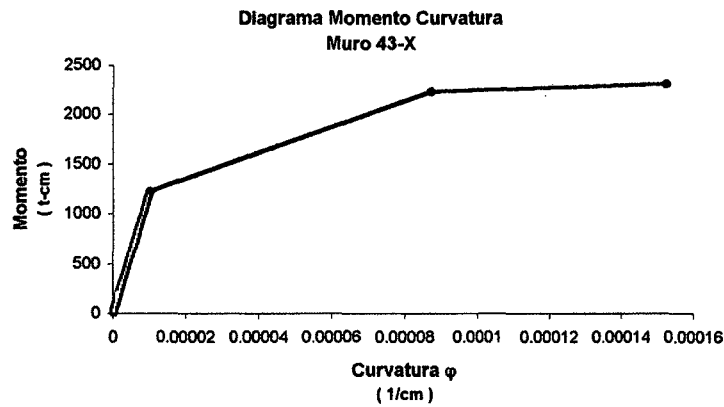




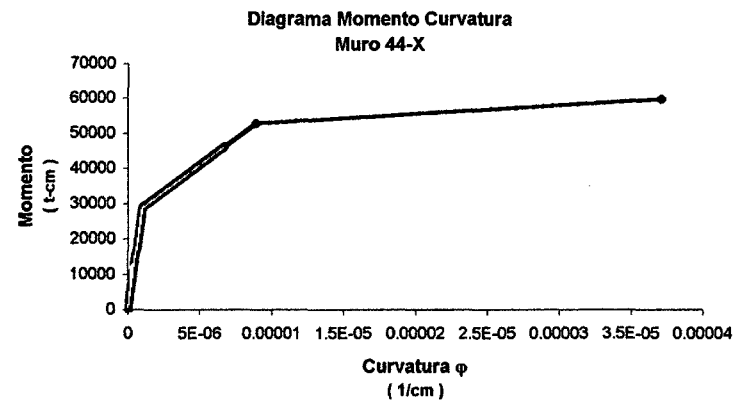
- - ● - - Situación mostrada en el muro41 en el instante que falla el primer muro



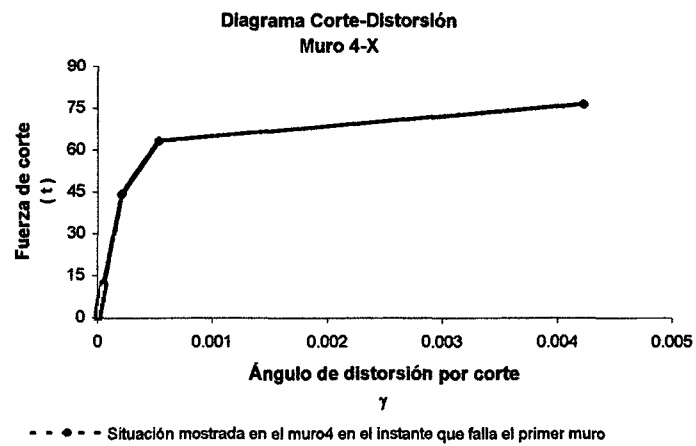
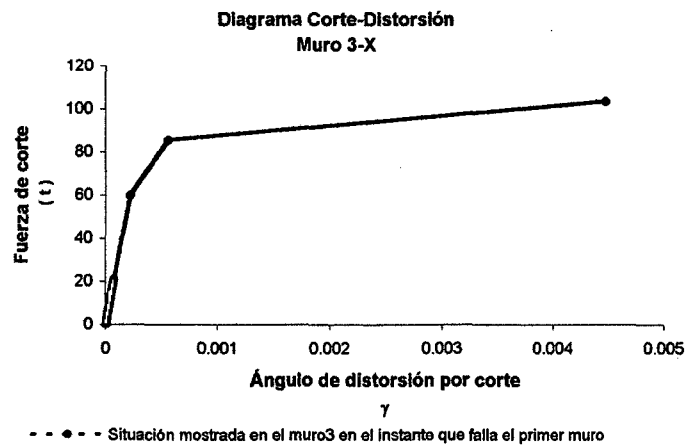
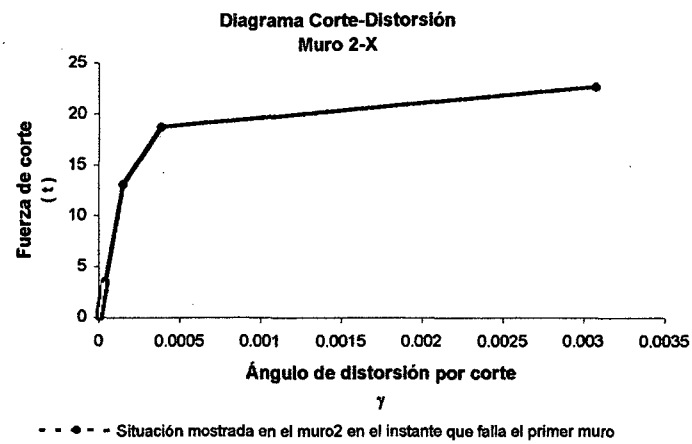
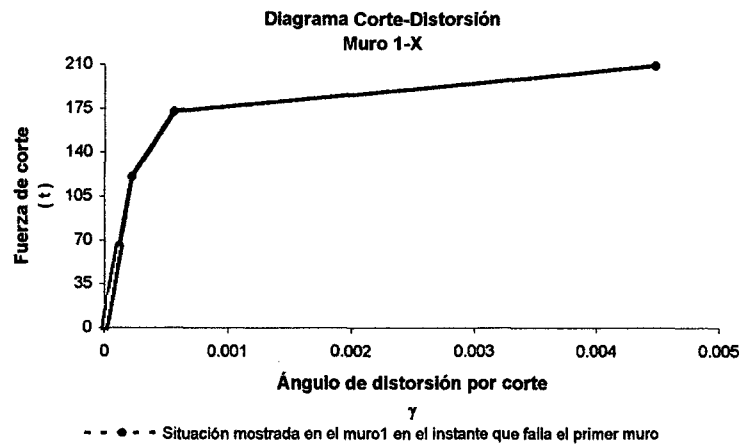
- - ● - - Situación mostrada en el muro42 en el instante que falla el primer muro

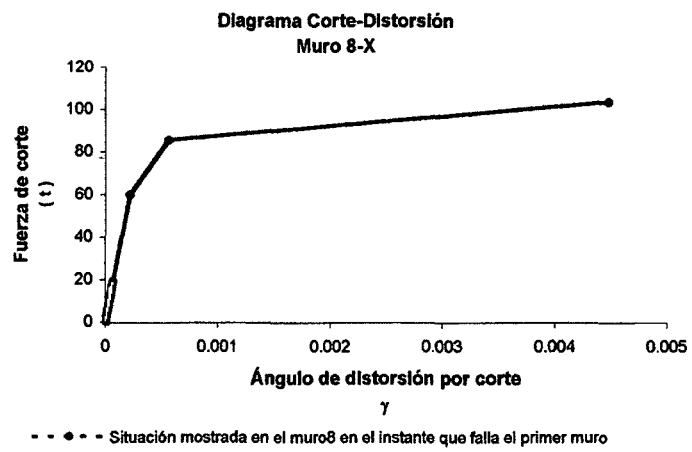
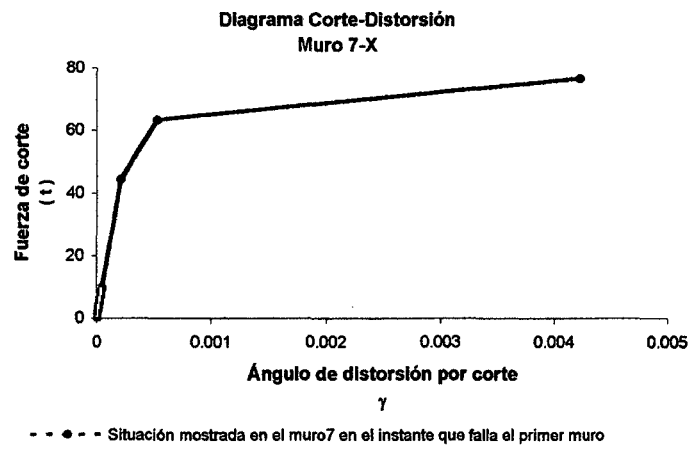
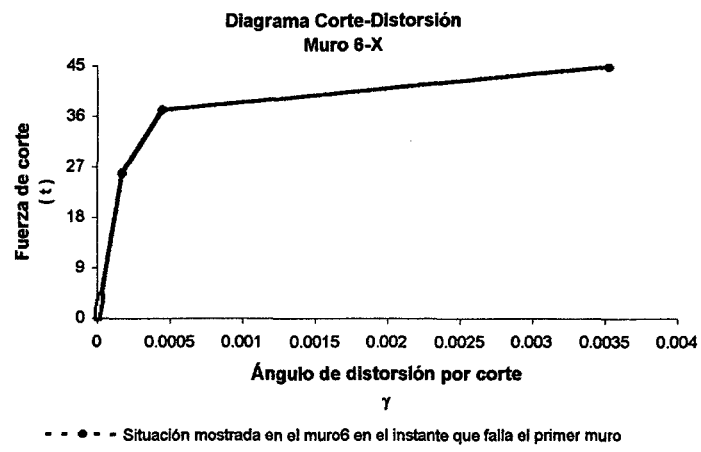
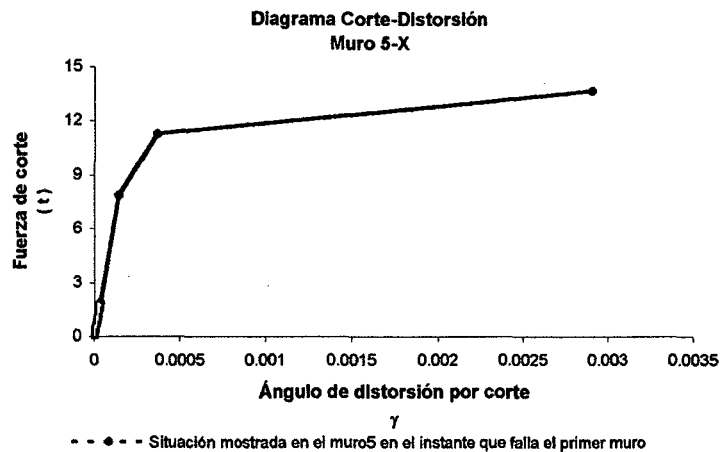


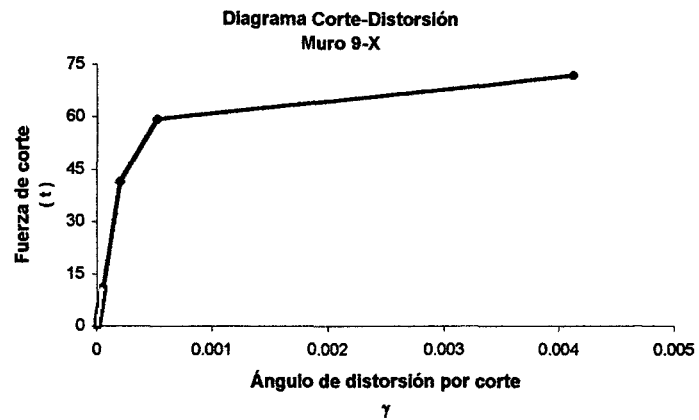
- - ● - - Situación mostrada en el muro43 en el instante que falla el primer muro



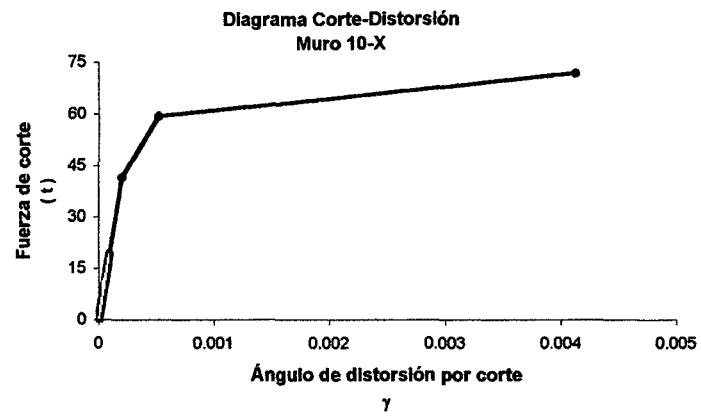
- - ● - - Situación mostrada en el muro44 en el instante que falla el primer muro



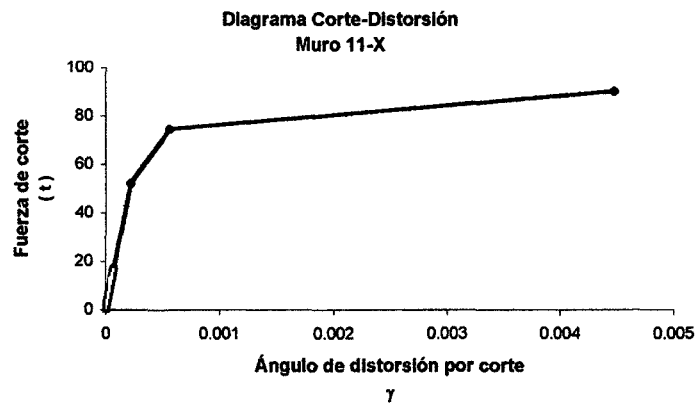




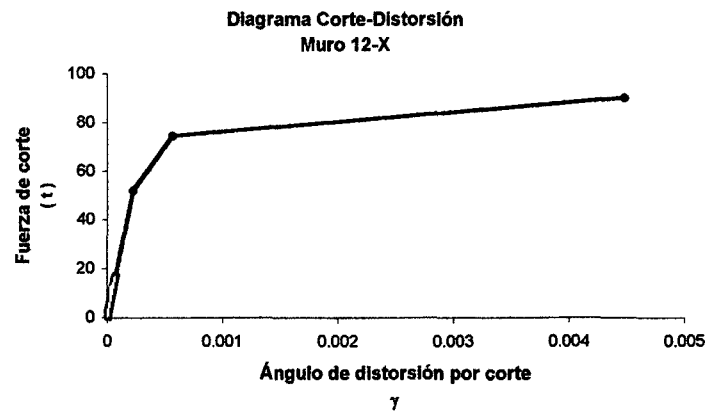
--●-- Situación mostrada en el muro9 en el instante que falla el primer muro



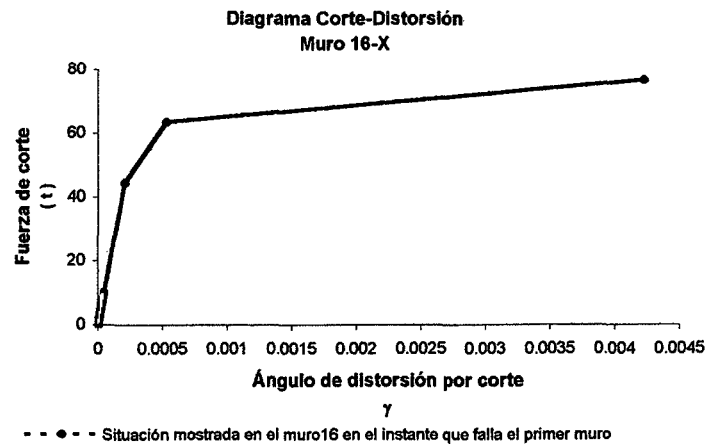
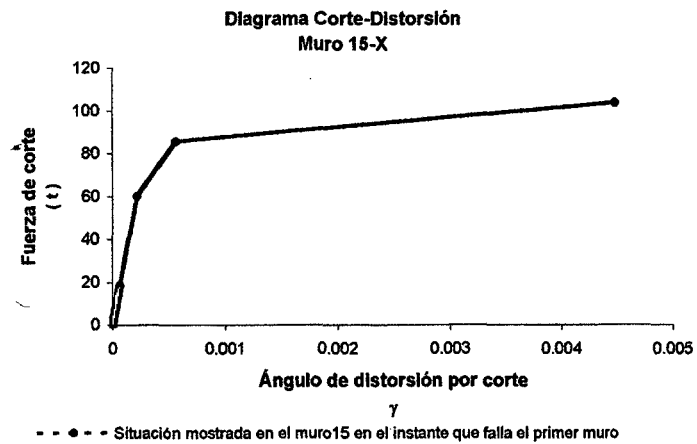
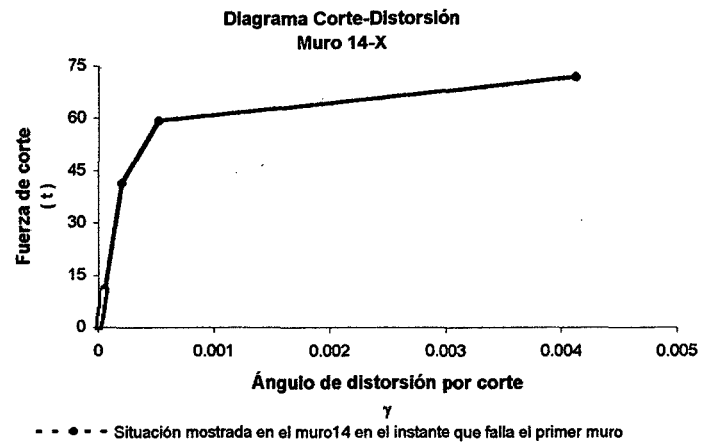
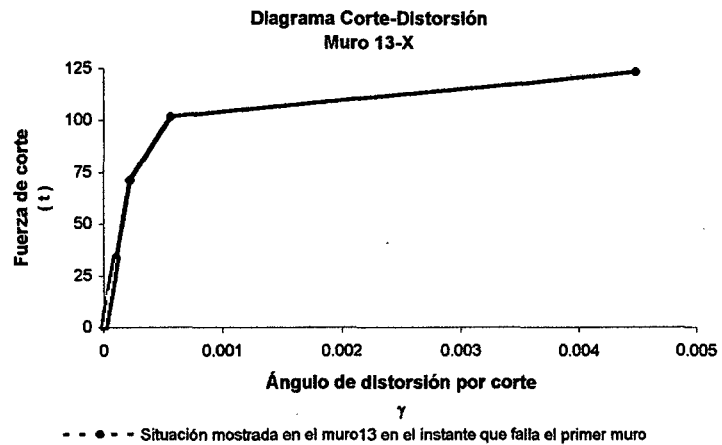
--●-- Situación mostrada en el muro10 en el instante que falla el primer muro

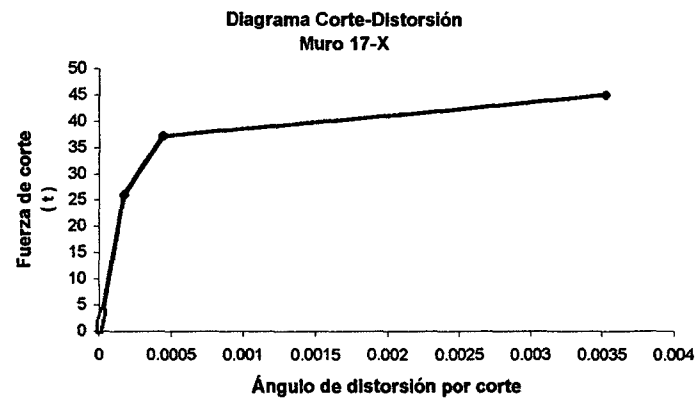


--●-- Situación mostrada en el muro11 en el instante que falla el primer muro

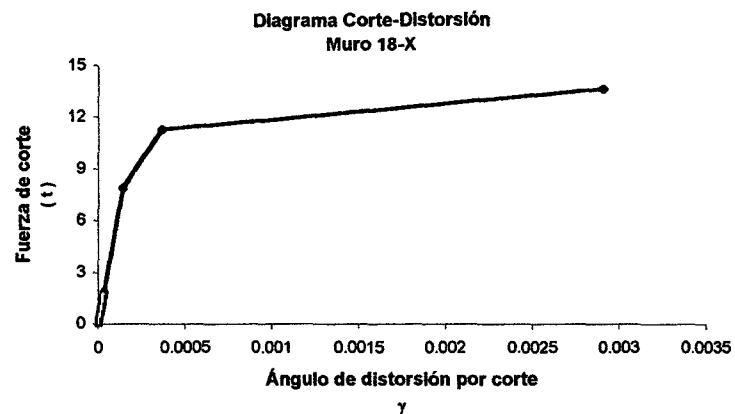


--●-- Situación mostrada en el muro12 en el instante que falla el primer muro

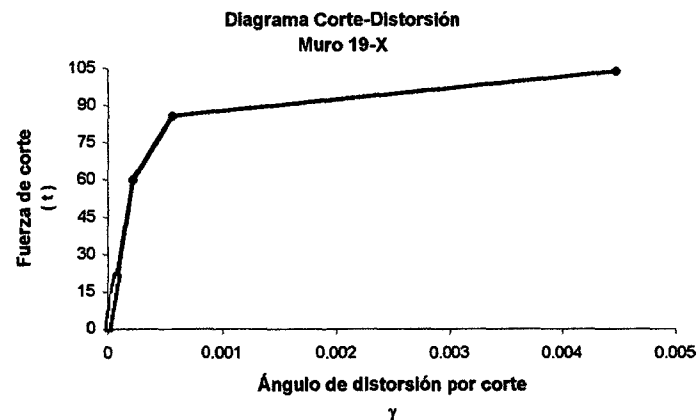




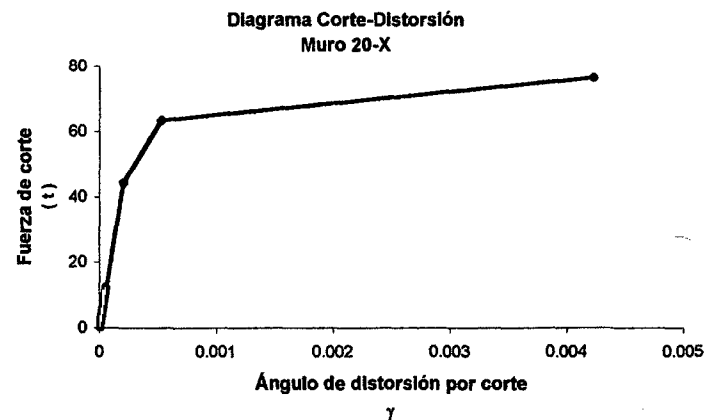
---●--- Situación mostrada en el muro17 en el instante que falla el primer muro



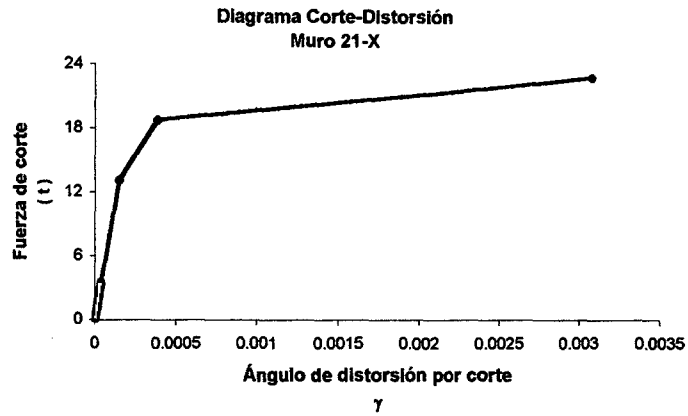
---●--- Situación mostrada en el muro18 en el instante que falla el primer muro



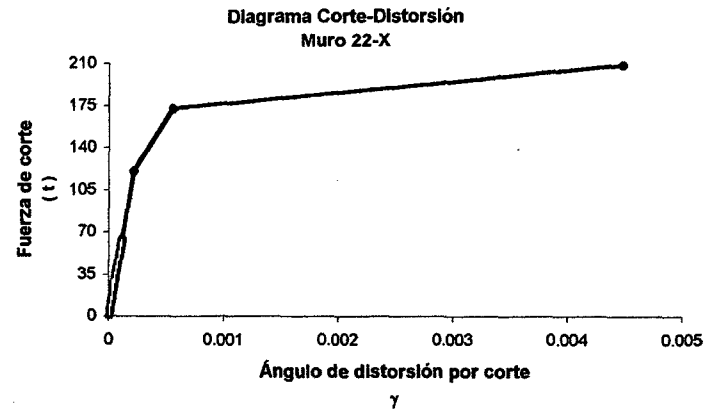
---●--- Situación mostrada en el muro19 en el instante que falla el primer muro



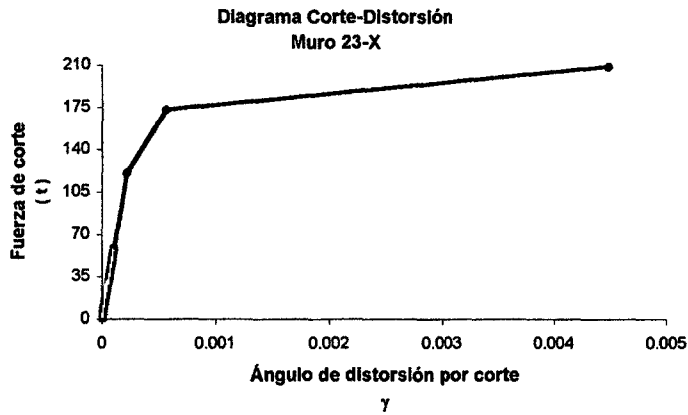
---●--- Situación mostrada en el muro20 en el instante que falla el primer muro



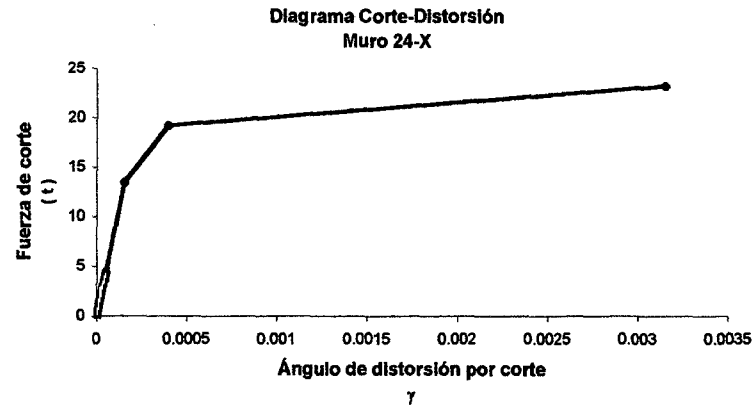
---●--- Situación mostrada en el muro21 en el instante que falla el primer muro



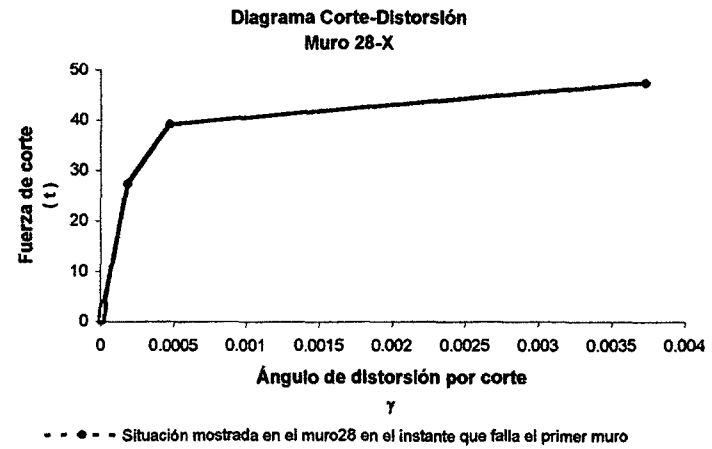
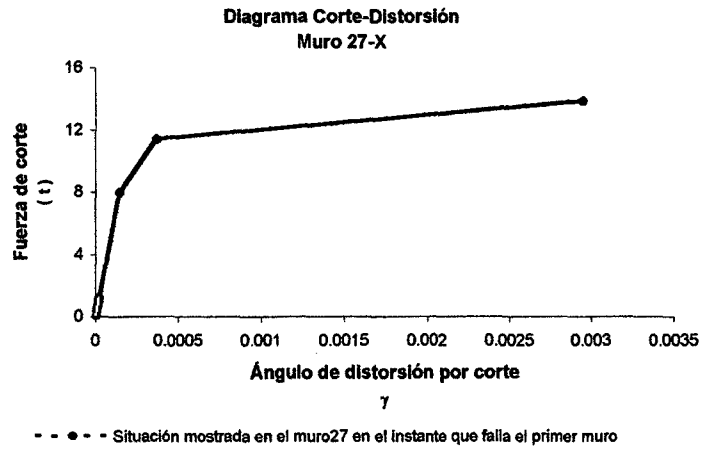
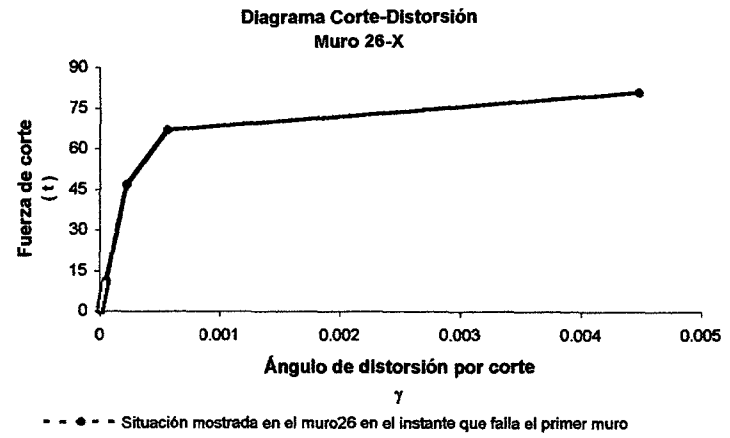
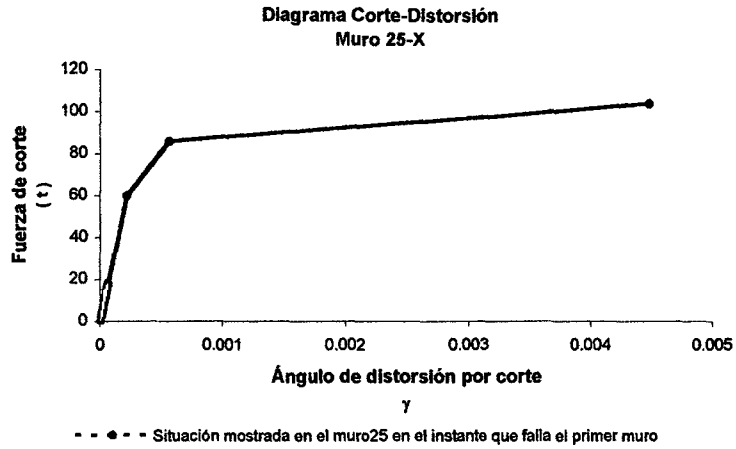
---●--- Situación mostrada en el muro22 en el instante que falla el primer muro

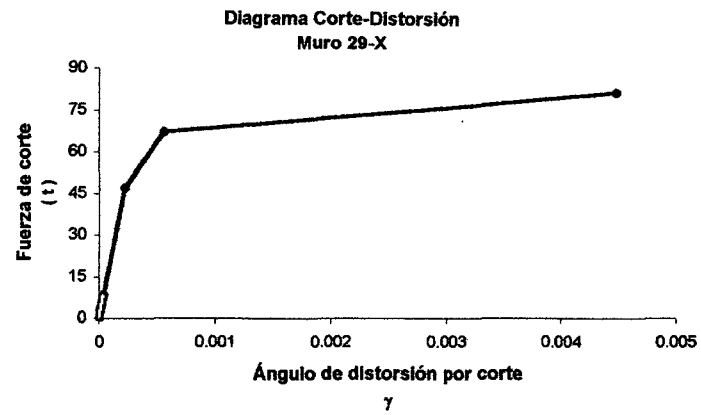


---●--- Situación mostrada en el muro23 en el instante que falla el primer muro

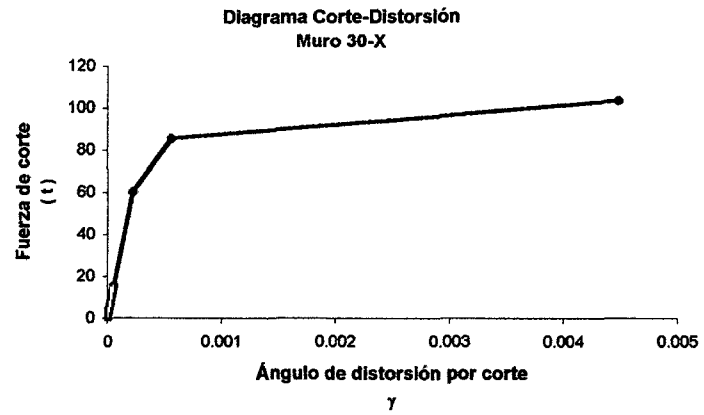


---●--- Situación mostrada en el muro24 en el instante que falla el primer muro

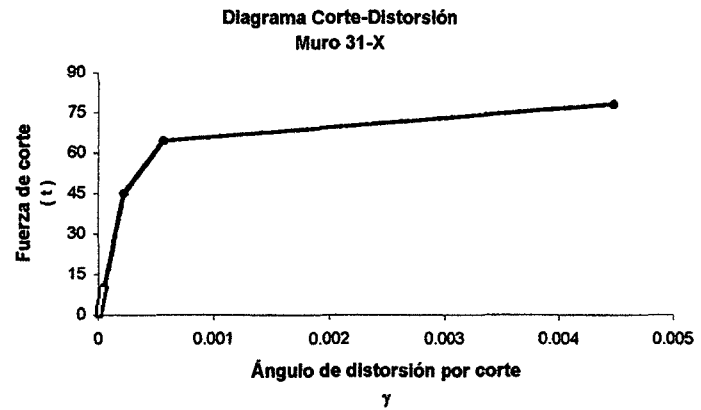




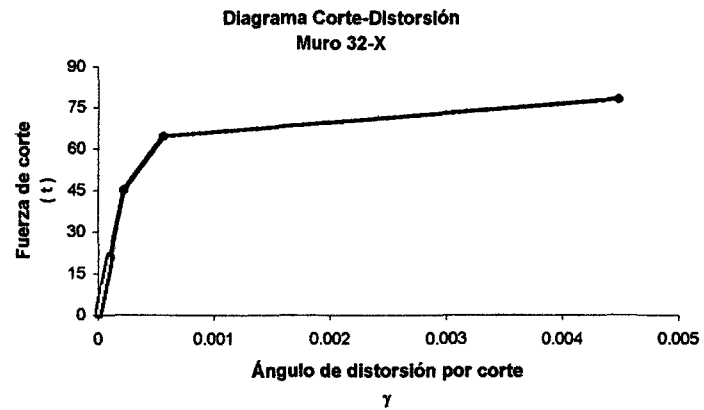
---●--- Situación mostrada en el muro29 en el instante que falla el primer muro



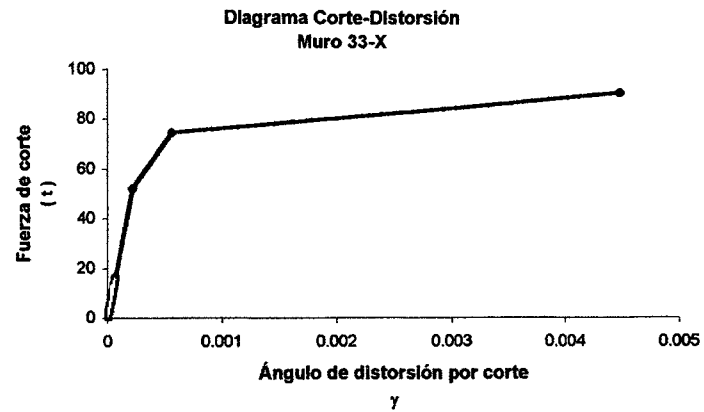
---●--- Situación mostrada en el muro30 en el instante que falla el primer muro



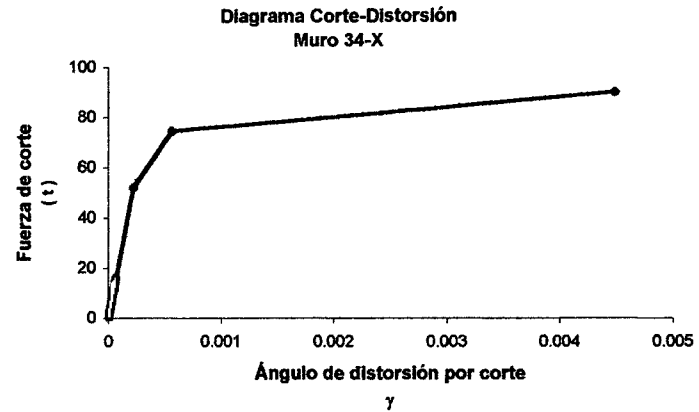
---●--- Situación mostrada en el muro31 en el instante que falla el primer muro



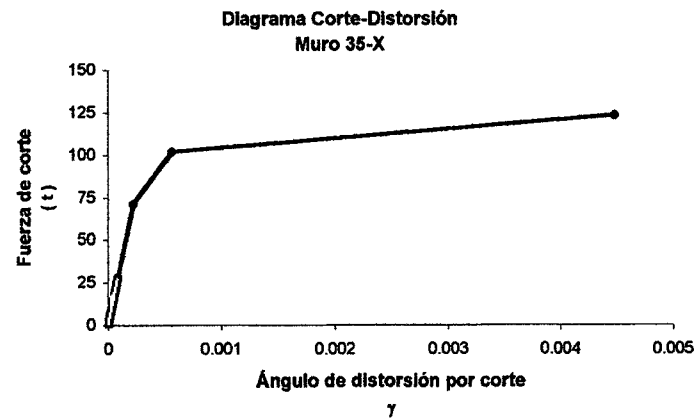
---●--- Situación mostrada en el muro32 en el instante que falla el primer muro



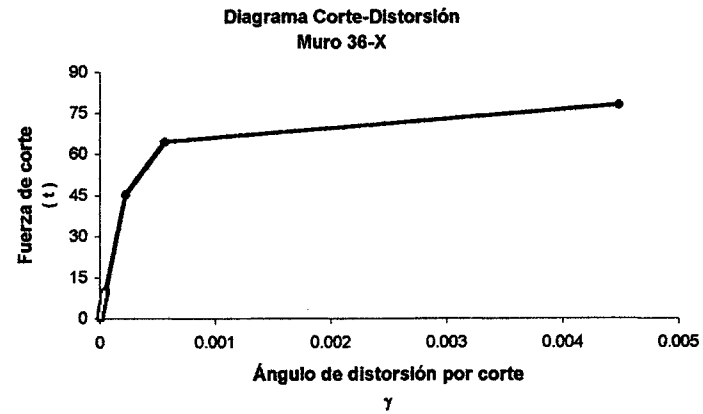
- - - Situación mostrada en el muro33 en el instante que falla el primer muro



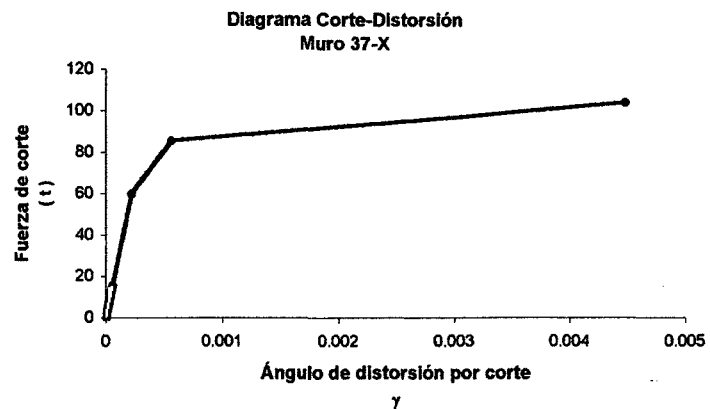
- - - Situación mostrada en el muro34 en el instante que falla el primer muro



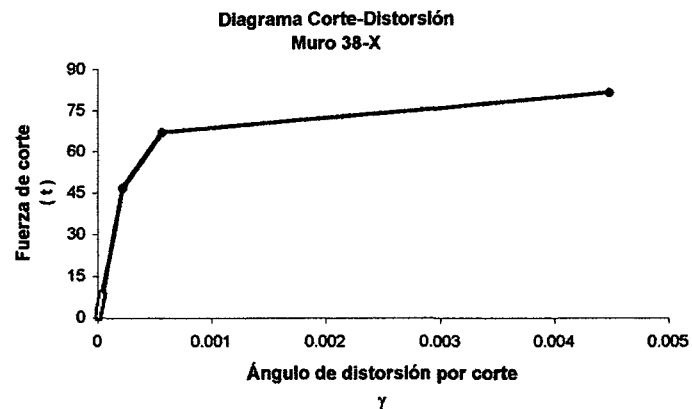
- - - Situación mostrada en el muro35 en el instante que falla el primer muro



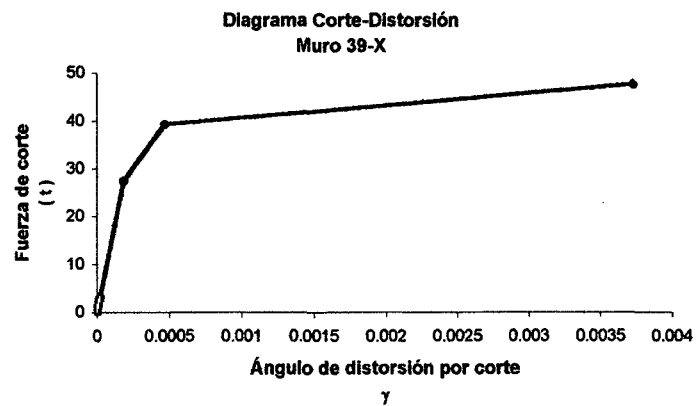
- - - Situación mostrada en el muro36 en el instante que falla el primer muro



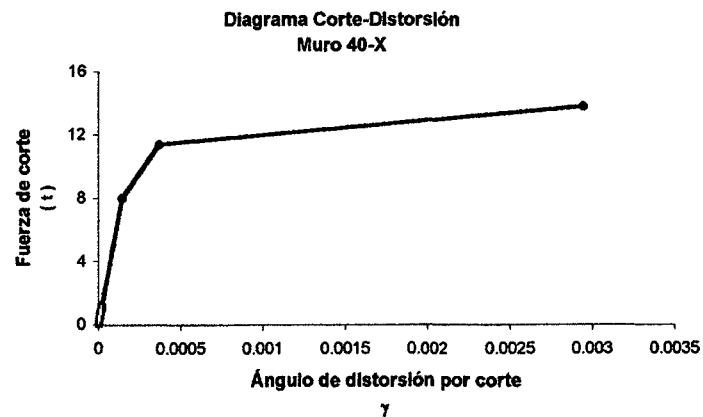
- - ● - - Situación mostrada en el muro37 en el instante que falla el primer muro



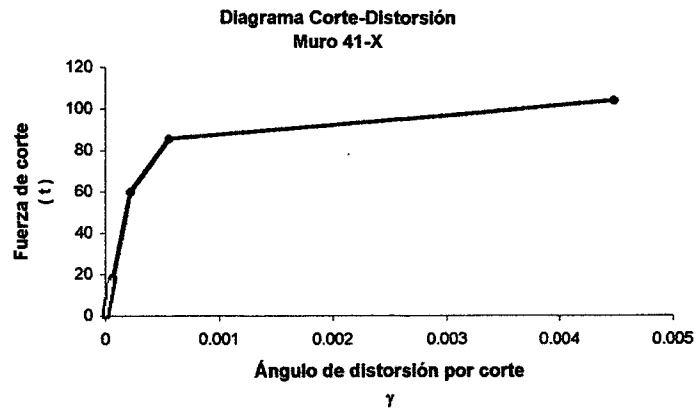
- - ● - - Situación mostrada en el muro38 en el instante que falla el primer muro



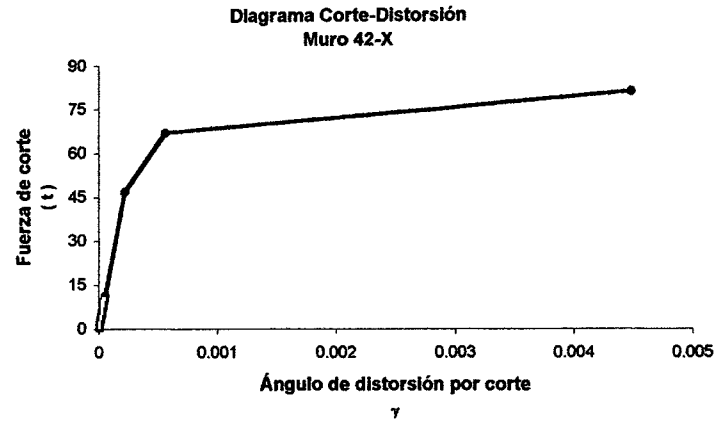
- - ● - - Situación mostrada en el muro39 en el instante que falla el primer muro



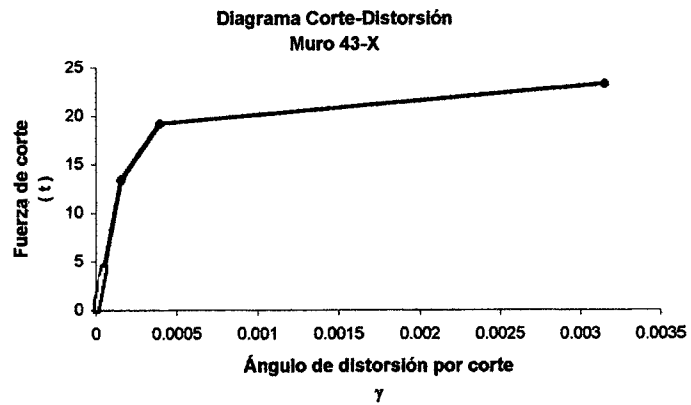
- - ● - - Situación mostrada en el muro40 en el instante que falla el primer muro



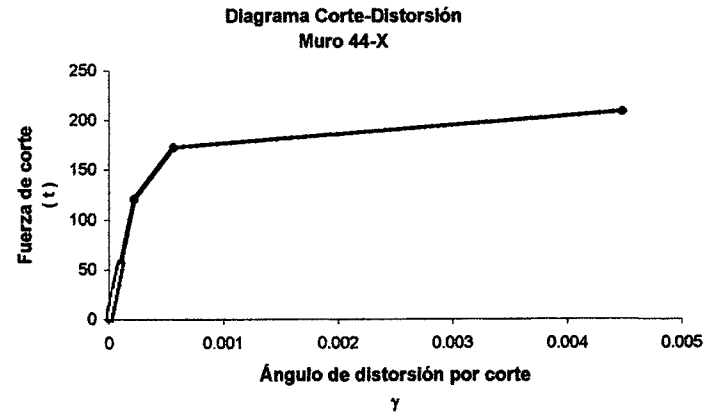
--●-- Situación mostrada en el muro41 en el instante que falla el primer muro



--●-- Situación mostrada en el muro42 en el instante que falla el primer muro



--●-- Situación mostrada en el muro43 en el instante que falla el primer muro



--●-- Situación mostrada en el muro44 en el instante que falla el primer muro