

01161



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

POSGRADO EN INGENIERIA

**PROPUESTA DE UN INDICE DE DAÑO POR SISMO
PARA EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO**

T E S I S

para obtener el grado de

Maestro en Ingeniería

(Estructuras)

Presenta

Daniel Alejandro Padilla Romero

Director: Dr. Mario E. Rodriguez

México D.F., febrero de 2005



m340934



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Autorizo a las Oficinas Generales de Bibliotecas de la
UNAM a publicar en formato electrónico e impreso el
contenido de mi trabajo reseccional.

NOMBRE: JAVIER ALEJANDRO PARRA ROVERO

FECHA: 10/feb/2005

FIRMA: JAVIER PARRA

A MIS PADRES, A LYDIA, A MI HIJO, A MIS HERMANOS

AGRADECIMEINTOS

Al Dr Mario Rodriguez por su apoyo, paciencia y preocupación constante en mi formación académica y personal durante todos estos años.

A los Drs. Roberto Meli, Mario Ordaz, Esteva Maraboto, y Amador Terán por sus excelentes y acertados comentarios durante la elaboración y revisión de este trabajo.

Al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México

A toda mi familia por su apoyo, confianza y cariño

A Peter, Martina, y familia por su apoyo, confianza y cariño

A todas aquellas personas que de alguna forma han estado a mi lado

CONTENIDO

| | |
|--|-----------|
| RESUMEN | II |
| ABSTRACT | II |
| CONTENIDO | III |
| LISTA DE TABLAS..... | V |
| LISTA DE FIGURAS..... | VI |
| 1 INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.1 ALCANCE Y OBJETIVOS | 1 |
| 1.2 ESTUDIOS PREVIOS RELACIONADOS | 1 |
| 1.2.1 <i>Revisión del estado del arte</i> | 1 |
| 1.2.2 <i>Parámetro de Daño (Rodríguez, 1994)</i> | 5 |
| 2 PROCEDIMIENTO DE EMPLEO DEL ÍNDICE DE DAÑO PROPUESTO..... | 7 |
| 2.1 MODELO DE DAÑO | 7 |
| 2.2 PARÁMETROS DEL MODELO | 8 |
| 2.2.1 <i>Parámetro E_H</i> | 8 |
| 2.2.2 <i>Parámetro θ_m</i> | 9 |
| 2.2.3 <i>Parámetro θ_c</i> | 9 |
| 2.2.4 <i>Parámetro ω</i> | 9 |
| 2.3 DEFINICIÓN DEL CRITERIO DE COLAPSO Y EL MODELO BI-LINEAL EMPLEADO EN EL TRABAJO. | 10 |
| 3 EMPLEO DE INFORMACION EXPERIMENTAL PARA EVALUAR EL ÍNDICE DE DAÑO PROPUESTO..... | 11 |
| 3.1 DESCRIPCIÓN DE ESPECÍMENES ESTUDIADOS..... | 11 |
| 3.1.1 <i>Relaciones de Carga Axial</i> | 13 |
| 3.1.2 <i>Refuerzo Longitudinal y Transversal</i> | 14 |
| 3.1.3 <i>Mecanismos de Falla</i> | 14 |
| 3.1.4 <i>Historia de Carga</i> | 15 |
| 3.1.5 <i>Relación de Aspecto</i> | 15 |
| 3.2 PROCEDIMIENTO PARA EVALUACIÓN DE RESULTADOS DE ESPECÍMENES ESTUDIADOS | 16 |
| 3.3 EVALUACIÓN DE RESULTADOS..... | 17 |
| 3.3.1 <i>Análisis del efecto de la duración</i> | 19 |
| 3.3.2 <i>Evaluación del índice de daño propuesto</i> | 23 |
| 3.3.3 <i>Evaluación del índice de daño en casos monotónicos</i> | 26 |
| 3.3.4 <i>Propuesta para determinar el parámetro θ_c a nivel local a partir de las propiedades del elemento</i> 28 | |
| 4 EVALUACION DE DEMANDAS DE DAÑO POR SISMO EN UNA POBLACION DE ESTRUCTURAS..... | 33 |
| 4.1 EVALUACIÓN DE PARÁMETROS PARA CALCULAR EL ÍNDICE DE DAÑO A NIVEL GLOBAL..... | 34 |
| 4.1.1 <i>Evaluación del parámetro Γ</i> | 34 |
| 4.1.2 <i>Evaluación de la deformación relativa global de colapso, D_{rc}</i> | 35 |
| 4.1.3 <i>Evaluación del parámetro α y λ</i> | 39 |
| 5 ESPECTROS DE DAÑO CONSTANTE CON FINES DE DISEÑO SISMICO..... | 41 |
| 5.1 ESPECTROS DE DAÑO CONSTANTE | 41 |
| 5.2 EVALUACIÓN DE ESPECTROS DE DAÑO CONSTANTE PARA SISMOS ESPECÍFICOS Y COMPARACIÓN CON DAÑOS OBSERVADOS | 42 |
| 5.2.1 <i>Sismo del 19 de septiembre de 1985 en México</i> | 42 |

| | | |
|------------|--|-----------|
| 5.2.2 | <i>Sismos de Kocaeli el 17 de agosto de 1999 y Düzce el 12 de noviembre de 1999 en Turquía.</i> | 49 |
| 5.2.3 | <i>Sismo del 3 de marzo de 1985 en Chile.</i> | 53 |
| 5.2.4 | <i>Sismo del 17 de enero de 1994, Northridge U.S.A.</i> | 57 |
| 5.2.5 | <i>Validación del Índice de daño propuesto desde el punto de vista de demanda.</i> | 60 |
| 6 | EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑO PROPUESTO PARA LOS CASOS DE DOS EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO AFECTADOS POR EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985 EN LA CIUDAD MÉXICO | 67 |
| 6.1 | EDIFICIO DE LA SECRETARIA DE TRANSPORTE (SCT) | 67 |
| 6.2 | EDIFICIO LR-15-08 | 75 |
| 6.3 | COMPARACIÓN DE VALORES CALCULADOS DEL ÍNDICE I_D CON RESULTADOS DE LOS ESPECTROS DE DAÑO CONSTANTE | 82 |
| 7 | CONCLUSIONES | 85 |
| 8 | REFERENCIAS | 87 |
| APENDICE A | BASES PARA EL PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑO PROPUESTO EN SISTEMAS DE VARIOS GADOS DE LIBERTAD (RODRIGUEZ Y ARISTIZABAL, 1998) | 91 |
| APÉNDICE B | DESCRIPCION DE LA BASE DE DATOS EXPERIMENTAL | 97 |
| APÉNDICE C | REGISTRO FOTOGRÁFICO DE DAÑOS OBSERVADOS EN LOS SISMOS CORRESPONDIENTES A LOS 4 REGISTROS SISMICOS ANALIZADOS | 141 |
| APÉNDICE D | CALCULO DEL DAÑO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CADA UNO DE LOS EDIFICIOS ANALIZADOS EN EL CAPITULO 6. | 145 |
| APENDICE E | COMENTARIOS A CASOS ESPECIALES DE COMPORTAMIENTO DE DAÑO SEGÚN EL ÍNDICE PROPUESTO EN LOS ESPECTROS DE DAÑO CONSTANTE. | 153 |

LISTA DE TABLAS

| | | |
|-----------|---|----|
| TABLA 3.1 | CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECIMENES ESTUDIADOS | 12 |
| TABLA 3.2 | ANÁLISIS DEL EFECTO DE LA DURACIÓN PARA TRES GRUPOS DE ELEMENTOS CON CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y MECÁNICAS SEMEJANTES | 20 |
| TABLA 3.3 | CALIBRACIÓN DE DAÑO INTERMEDIO (ÍNDICE DE DAÑO PROPUESTO VS DAÑO OBSERVADO EN ELEMENTOS ENSAYADOS EN LABORATORIO | 26 |
| TABLA 3.4 | EVALUACIÓN CASOS MONOTONICOS:..... | 27 |
| TABLA 4.1 | DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE COLAPSO PROMEDIO DE LA BASE DE DATOS EXPERIMENTAL..... | 38 |
| TABLA 5.1 | EVALUACIÓN DE DAÑO EN VIVIENDAS EN LOS TERREMOTOS DEL 17/08/1999 Y 12/11/1999 (SUCUOGLU, 2000)..... | 52 |
| TABLA 5.2 | DISTRIBUCIÓN DE DAÑO DE EDIFICIOS EN DÜZCE DE LOS DOS SISMOS (SUCUOGLU, 2000)..... | 52 |
| TABLA 6.1 | PROPIEDADES DE SECCIONES TÍPICAS DE VIGAS Y COLUMNAS DEL EDIFICIO SCT | 70 |
| TABLA 6.2 | CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO RELATIVO GLOBAL DE COLAPSO (D_{RC}) DEL EDIFICIO SCT | 72 |
| TABLA 6.3 | PROPIEDADES DE SECCIONES DE TÍPICAS DEL EDIFICIO LR15-08 | 79 |
| TABLA 6.4 | CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO RELATIVO GLOBAL DE COLAPSO (D_{RC}) DEL EDIFICIO LR15-08 | 80 |
| TABLA 6.5 | COMPARACIÓN DE VALORES DEL ÍNDICE DE DAÑO I_D CALCULADO POR DIFERENTES ALTERNATIVAS..... | 82 |

LISTA DE FIGURAS

| | | |
|-------------|---|----|
| FIGURA 2.1 | (A) RELACIÓN FUERZA-DEFORMACIÓN DE UNA ESTRUCTURA NO LINEAL, CON COMPORTAMIENTO ELASTO-PLÁSTICO, Y DE UNA ESTRUCTURA LINEAL DE REFERENCIA CON DEFORMACIÓN DE DAÑO ACEPTABLE. (B) RELACIÓN FUERZA-DEFORMACIÓN DE UNA ESTRUCTURA NO LINEAL, CON COMPORTAMIENTO ELASTO-PLÁSTICO, Y DE UNA ESTRUCTURA LINEAL DE REFERENCIA CON DEFORMACIÓN DE COLAPSO. | 7 |
| FIGURA 2.2 | (A) ENVOLVENTE DE CICLOS HISTERETICOS, DONDE SE DEFINE EL CRITERIO DE COLAPSO. (B) ESQUEMA DEL CRITERIO DE SELECCIÓN DEL MODELO BILINEAL. | 10 |
| FIGURA 3.1 | ESQUEMA DE LOS 3 TIPOS DE ESPECIMENES ESTUDIADOS QUE FUERON ENSAYADOS EN LABORATORIO. | 11 |
| FIGURA 3.2 | GRAFICAS DE ANÁLISIS DE VARIACIÓN DE LA RELACIÓN DE CARGA AXIAL CON RESPECTO A LA DUCTILIDAD Y EL DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE COLAPSO. | 13 |
| FIGURA 3.3 | GRAFICAS DE ANÁLISIS DE LA VARIACIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL CON RESPECTO A OTRAS VARIABLES. | 14 |
| FIGURA 3.4 | HISTORIAS DE CARGA TÍPICAS EN LOS ESPECIMENES ESTUDIADOS | 15 |
| FIGURA 3.5 | VARIACIÓN DE LA CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE UN ELEMENTO CON RESPECTO A LA RELACIÓN DE ASPECTO (M/V_D). | 16 |
| FIGURA 3.6 | EVALUACIÓN DE LA ENERGÍA HISTERETICA ADIMENSIONAL Y DEFORMACIÓN RELATIVA DE COLAPSO EN LOS ESPECIMENES ESTUDIADOS. | 17 |
| FIGURA 3.7 | ESQUEMA DE LA VARIACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO (θ_M) CON RESPECTO A LA DISIPACIÓN DE ENERGÍA HISTERETICA ASOCIADA TENIENDO EN CUENTA EL EFECTO DE LA DURACIÓN. | 18 |
| FIGURA 3.8 | VARIACIÓN DE $\gamma \theta_M = \theta_C$ CON RESPECTO A θ_M PARA GRUPOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON RELACIONES DE ASPECTO, CONFINAMIENTO Y CARGA AXIAL SIMILARES | 21 |
| FIGURA 3.9 | VARIACIÓN DE $\gamma \theta_M = \theta_C$ CON RESPECTO A θ_M PARA GRUPOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON RELACIONES DE ASPECTO, CONFINAMIENTO Y CARGA AXIAL SIMILARES | 22 |
| FIGURA 3.10 | DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE COLAPSO EXPERIMENTAL Y DESPLAZAMIENTO RELATIVO QUE SATISFACE LA CONDICIÓN DE $I_D=1.0$ | 23 |
| FIGURA 3.11 | DESCRIPCIÓN DE DAÑO DE (A) ELEMENTO SOES86U1, (B) ELEMENTO TANA90U1 | 24 |
| FIGURA 3.12 | REPORTE FOTOGRÁFICO DE LOS ESTADOS DE DAÑO ALGUNOS DE LOS ELEMENTOS ENSAYADOS EN LABORATORIO (VER TABLA 3.3)..... | 25 |
| FIGURA 3.13 | EVOLUCIÓN DEL DAÑO PARA 23 ELEMENTOS ENSAYADOS EN LABORATORIO (I_D VS θ/θ_M)..... | 25 |
| FIGURA 3.15 | TENDENCIA DE $\gamma \theta_M = \theta_C$ VS EXPRESIÓN PROPUESTA PARA CADA INTERVALO DE RELACIÓN DE CARGA AXIAL | 29 |
| FIGURA 3.16 | TENDENCIA DE $\gamma \theta_M = \theta_C$ VS EXPRESIÓN PROPUESTA PARA CADA INTERVALO DE RELACIÓN DE CARGA AXIAL | 30 |

| | | |
|-------------|--|----|
| FIGURA 3.17 | GRAFICA θ_c CALCULADO VS $\gamma\theta_c$ MEDIDO | 30 |
| FIGURA 3.18 | VARIACIÓN DE $\theta_c / \gamma\theta_c$ CON RESPECTO A LA RELACIÓN DE CARGA AXIAL. .. | 31 |
| FIGURA 4.1 | (A) FORMA DE VIBRAR DE UN SISTEMA DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD, (B) ESTRUCTURA DE REFERENCIA DE 1GDL, C) ESQUEMA DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES DE MARCOS Y MUROS DE C.R..... | 34 |
| FIG. 4.2 | (A) DEFORMACIÓN TANGENCIAL RELATIVA (MODIFICADA DE ALGAN, 1982). (B) DESPLAZAMIENTO RELATIVO CON DISTORSIÓN EN EL PANEL NO ESTRUCTURAL (MOEHLE, 1992) (C) DESPLAZAMIENTO RELATIVO SIN DISTORSIÓN EN EL PANEL NO ESTRUCTURAL (MOEHLE, 1992) | 36 |
| FIGURA 5.1 | ZONIFICACIÓN DEL DF PARA FINES DE DISEÑO POR SISMO (NTC-2004)..... | 43 |
| FIGURA 5.2 | REGISTRO SÍSMICO DEL TERREMOTO DE MÉXICO EN 1985 (ESTACIÓN SCT) | 43 |
| FIGURA 5.3 | ESPECTROS DE DAÑO CONSTANTE Y CURVAS DE DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO CONSTANTE PARA EL REGISTRO SCT ($\lambda=5.3$, $\xi=0.05$, $H=300\text{CM}$) | 44 |
| FIGURA 5.4 | ESTADÍSTICA DE DAÑOS EN EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO DURANTE EL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985 (MELI Y LÓPEZ, 1986)..... | 45 |
| FIGURA 5.5 | CURVAS DE EFECTO DE DURACIÓN Y DE DAÑO CONSTANTE PARA EL REGISTRO SCT ($\lambda=5.3$, $\xi=0.05$, $H=300\text{CM}$) | 46 |
| FIG. 5.6 | ESPECTROS DE DAÑO Y DUCTILIDAD DE DESPLAZAMIENTO EN FUNCIÓN DE T Y C (COEFICIENTE SÍSMICO) PARA EL REGISTRO SCT-85, $D_{RC}=0.035$, $\lambda=5.3$, Y $\xi=0.05$ | 47 |
| FIGURA 5.7 | ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTO Y VELOCIDADES EN FUNCIÓN DE T Y C (COEFICIENTE SÍSMICO) PARA EL REGISTRO SCT-85 CON UN $D_{RC}=0.035$, $\lambda=5.3$, Y $\xi=0.05$ | 48 |
| FIGURA 5.8 | ESPECTROS DE DAÑO PARA EL REGISTRO SCT-85 CON UN $D_{RC}=0.035$, $\lambda=5.3$, Y $\xi=0.05$ | 48 |
| FIGURA 5.9 | REGISTRO SÍSMICO DE LOS TERREMOTOS DE TURQUÍA EN 1999..... | 49 |
| FIGURA 5.10 | CURVAS DE DAÑO CONSTANTE, DE DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO GLOBAL MÁXIMO CONSTANTE Y DE EFECTO DE DURACIÓN CONSTANTE PARA LOS SISMOS OCURRIDOS EN TURQUÍA 1999 ($\lambda=7$, $\xi=0.05$, $H=300\text{CM}$)..... | 50 |
| FIGURA 5.10 | CURVAS DE DAÑO CONSTANTE, DE DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO GLOBAL MÁXIMO CONSTANTE Y DE EFECTO DE DURACIÓN CONSTANTE PARA LOS SISMOS OCURRIDOS EN TURQUÍA 1999 ($\lambda=7$, $\xi=0.05$, $H=300\text{CM}$). (CONTINUACION)..... | 51 |
| FIGURA 5.11 | DISTRIBUCIÓN DE DAÑO CON RESPECTO AL NUMERO DE PISOS DESPUÉS DE LOS DOS SISMOS EN DUZCE $\lambda=7$, $\Gamma=1.25$, $H=300\text{CM}$ (SUCUOGLU, 2000). | 53 |
| FIGURA 5.12 | REGISTRO SÍSMICO DEL TERREMOTO DE CHILE EN 1985 (ESTACIÓN VIÑA DEL MAR)..... | 54 |
| FIGURA 5.13 | CURVAS DE DAÑO CONSTANTE, DE DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO GLOBAL MÁXIMO CONSTANTE Y DE EFECTO DE DURACIÓN CONSTANTE PARA EL SISMO OCURRIDOS EN CHILE 1985 ($\lambda=14$, $\xi=0.05$, $H=300\text{CM}$)..... | 54 |
| FIGURA 5.13 | CURVAS DE DAÑO CONSTANTE, DE DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO GLOBAL MÁXIMO CONSTANTE Y DE EFECTO DE DURACIÓN | |

| | | |
|-------------|---|----|
| | CONSTANTE PARA EL SISMO OCURRIDOS EN CHILE 1985 ($\lambda=14$, $\xi=0.05$, $H=300\text{CM}$). (CONTINUACION)..... | 55 |
| FIGURA 5.14 | PERIODOS Y DAÑOS EN EDIFICIOS ALTOS DE VIÑA DEL MAR (MODIFICADA DE RIDDELL; 1993)..... | 56 |
| FIGURA 5.15 | ESTADÍSTICAS DE DENSIDAD DE MUROS Y DE DAÑO (MODIFICADA DE RIDDELL; 1989)..... | 56 |
| FIGURA 5.16 | REGISTRO SÍSMICO DEL TERREMOTO DE NORTHDRIGE EN 1994..... | 57 |
| FIGURA 5.17 | CURVAS DE DAÑO CONSTANTE, DE DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO GLOBAL MÁXIMO CONSTANTE Y DE EFECTO DE DURACIÓN CONSTANTE PARA EL SISMO OCURRIDOS EN NORTHRIDGE 1997 ($\lambda=7$, $\xi=0.05$, $H=300\text{CM}$)...... | 58 |
| FIGURA 5.17 | CURVAS DE DAÑO CONSTANTE, DE DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO GLOBAL MÁXIMO CONSTANTE Y DE EFECTO DE DURACIÓN CONSTANTE PARA EL SISMO OCURRIDOS EN NORTHRIDGE 1997 ($\lambda=7$, $\xi=0.05$, $H=300\text{CM}$) (CONTINUACION)..... | 59 |
| FIGURA 5.18 | SOLUCIÓN DEL SISTEMA DE 1GDL..... | 60 |
| FIGURA 5.19 | GRAFICA DE T VS C_v , CURVA DE NIVEL D_{RM} PARA EL CADA REGISTRO SÍSMICO ANALIZADO..... | 61 |
| FIGURA 5.19 | GRAFICA DE T VS C_v , CURVA DE NIVEL D_{RM} PARA EL CADA REGISTRO SÍSMICO ANALIZADO (CONTINUACION)..... | 62 |
| FIGURA 5.20 | CURVAS DE DAÑO CONSTANTE I_D COMO FUNCIÓN DE T Y D_{RM} PARA CADA UNO DE LOS REGISTROS SÍSMICOS ESTUDIADOS..... | 63 |
| FIGURA 5.20 | CURVAS DE DAÑO CONSTANTE I_D COMO FUNCIÓN DE T Y D_{RM} PARA CADA UNO DE LOS REGISTROS SÍSMICOS ESTUDIADOS. (CONTINUACION)..... | 64 |
| FIGURA 5.21 | (A) GRAFICA ADIMENSIONAL DE ENERGÍAS VS DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO PARA LA CONDICIÓN DE $I_D=1$, (B) GRAFICA DE DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO VS DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE COLAPSO DE REFERENCIA ASOCIADO A $I_D = 1$ | 64 |
| FIGURA 6.1 | PLANTA TÍPICA, VISTA FRONTAL EJE D, Y SECCIONES DE TRABES Y COLUMNAS TÍPICAS DEL EDIFICIO SCT..... | 68 |
| FIGURA 6.2 | DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA DE SECCIONES TÍPICAS DEL EDIFICIO SCT..... | 69 |
| FIGURA 6.3 | DIAGRAMAS DE ITERACIÓN DE COLUMNAS TÍPICAS DEL EDIFICIO SCT..... | 70 |
| FIGURA 6.4 | RESPUESTA HISTERETICA DEL EDIFICIO SCT CUANDO ES SOMETIDO AL REGISTRO SÍSMICO DE MÉXICO OCURRIDO EL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985..... | 71 |
| FIGURA 6.5 | EDIFICIO SCT. (A) Y (B) DAÑO EN TRABES DESDE EL PRIMER NIVEL HASTA EL 6 NIVEL DEL MARCO PERPENDICULAR A MURO DE CORTANTE..... | 73 |
| FIGURA 6.6 | (A) EDIFICIO SCT. PANDEO DEL REFUERZO LONGITUDINAL DE COLUMNA DE PLANTA BAJA, (B) DAÑO EN TRABES DE MEDIO NIVEL DE FACHADA PERPENDICULAR A MUROS DE CORTANTE..... | 74 |
| FIGURA 6.7 | EDIFICIO SCT. PÉRDIDA DE RECUBRIMIENTO, REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL VISIBLE Y PANDEO DE ALGUNA DE LAS TRABES DEL MARCO PERPENDICULAR A LOS MUROS DE ESTRUCTURALES..... | 74 |
| FIGURA 6.8 | PLANTA EDIFICIO (MELI Y LÓPEZ, 1986)..... | 75 |
| FIGURA 6.9 | CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO LR15-08 (MELI Y LÓPEZ, 1986)..... | 76 |

| | | |
|--------------------|--|-----------|
| FIGURA 6.10 | DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA DE SECCIONES TÍPICAS DEL EDIFICIO LR15-08..... | 78 |
| FIGURA 6.11 | DIAGRAMAS DE ITERACIÓN DE COLUMNAS TÍPICAS DEL EDIFICIO LR15-08 | 79 |
| FIGURA 6.12 | RESPUESTA HISTERETICA DEL EDIFICIO LR15-08 PARA EL REGISTRO SÍSMICO SCT DE 1985 | 80 |
| FIGURA 6.13 | ESPECTROS DE DAÑO CONSTANTE PARA DIFERENTES CAPACIDADES DE DEFORMACIÓN RELATIVA GLOBAL, REGISTRO SCT-85 | 82 |

RESUMEN

En el presente trabajo se propone un nuevo índice de daño por sismo para estructuras de concreto reforzado, el cual fue calibrado a través del daño observado en una base de datos experimental de 77 elementos estructurales de concreto reforzado ensayados en laboratorios de U.S.A, Japón, Nueva Zelanda y Canadá, con diferentes características de geometría y detallado. Los resultados encontrados de esta calibración fueron usados para evaluar el daño global en edificios afectados por los terremotos de México 1985, Chile 1985, Northridge 1994 y Turquía agosto y noviembre de 1999. Para esta evaluación se seleccionó un registro sísmico de cada uno de los terremotos escogidos. Los resultados de esta evaluación se presentan en curvas de daño constante asociadas al cortante basal y periodo fundamental del edificio. De estos resultados se logró encontrar que el daño observado en los edificios afectados por los sismos estudiados es congruente con los resultados de evaluación del daño estimado por el índice propuesto. Los resultados encontrados en esta evaluación se comparan con las estadísticas de daño de los edificios afectados por su respectivo terremoto. De esta comparación se concluye que el daño observado es congruente con el daño estimado por el índice de daño propuesto, lo que indica que el índice de daño puede servir como herramienta de diseño sísmico de edificios empleando procedimientos como el llamado diseño sísmico por desempeño.

ABSTRACT

A new seismic damage index is proposed in this work for structures of reinforced concrete. The proposed damage index was calibrated with observed structural damage in laboratory tests of 77 RC columns having different reinforcing detailing. These columns were tested in the United States, Japan, New Zealand and Canada. Results found in this calibration were used for a quantification of global building damage expected in four strong earthquakes, namely the 1985 Chile Earthquake, the 1985 Mexico Earthquake, the 1994 Northridge Earthquake, and the August 1999 and November 1999 Earthquakes in Turkey. For this evaluation, an earthquake ground motion record was selected for each of the studied earthquakes. Results of the evaluation of global building damage using the proposed index are presented in terms of predicted constant damage curves and are related to the base shear strength and fundamental period of buildings. Several cases of probable capacities of global drifts were considered in this evaluation. Results found in this evaluation are compared with statistics of global building damage observed in the main areas affected by the selected earthquakes. With this comparison we conclude that the observed damage is appropriate with the damage estimated by the proposed damage index, which suggests that the propose damage index can be used as a tool procedures such as the Performance Based Design in Earthquake Engineering of buildings.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 ALCANCE Y OBJETIVOS

El objetivo de este trabajo es proponer un índice de daño (I_d) por sismo para estructuras de concreto reforzado a partir del parámetro de daño (I_D) que permita calcular en forma fácil, simple y con resultados confiables el daño por sismo en estos sistemas estructurales. Este índice de daño está normalizado de forma que un valor de $I_d = 0$ representa ausencia de daño y un valor de $I_d = 1.0$ representa colapso. También se lleva a cabo una calibración de daño intermedio que permita definir varios niveles de daño entre cero y uno. Para esto se estudia como influyen las características de los sistemas estructurales de concreto reforzado convencionales en la respuesta cuando éste es sometido a una historia de carga o acción sísmica.

1.2 ESTUDIOS PREVIOS RELACIONADOS

1.2.1 Revisión del estado del arte

Desde los años 50's se ha observado un especial interés por estudiar el comportamiento inelástico de las estructuras de concreto reforzado, el cual se considera asociado al daño que presentan los sistemas de concreto reforzado. Solo hasta los años 70 surgió el interés de proponer métodos de valoración del daño en edificios debido a acciones sísmicas.

Durante las últimas 3 décadas se han propuesto diversos modelos de valoración y estimación del daño en estructuras de concreto reforzado. Estos modelos emplean índices de daño cuyos resultados sirven para cuantificar y cualificar numéricamente los daños en estructuras de concreto reforzado durante un sismo. Los índices de daño pueden ser definidos localmente, es decir por elemento, o globalmente para todo el sistema estructural.

A continuación se hará una breve reseña general de las principales características, ventajas y desventajas de los índices de daño propuestos a la fecha.

Algunos índices locales son acumulativos por naturaleza, reflejando la dependencia de daño con respecto a dos parámetros como son la amplitud y el número de ciclos de carga. La principal desventaja de muchos índices de daño locales está en la necesidad de afinar los coeficientes para un tipo de estructura en particular y la falta de calibración para estructuras con varios niveles de daño. Los índices de daño globales pueden ser calculados tomando en cuenta el peso promedio de los índices locales a lo largo de la estructura, por lo tanto también presentan la misma desventaja de los índices locales.

Los índices de daño han sido desarrollados como herramientas para cuantificar numéricamente el daño sísmico sufrido por elementos individuales, o estructuras completas. Por otro lado, el desarrollo y aplicación de índices de daño se ha concentrado hasta ahora exclusivamente en modos de falla a flexión, lo que sugiere una clara necesidad de investigar la forma de evaluar además el daño por cortante en estructuras de C.R. Los índices de daño se pueden basar en resultados de análisis dinámicos no lineales, o en la respuesta medida en estructuras durante un terremoto, o en la comparación de las propiedades físicas de la estructura antes y después del terremoto.

Los índices de daño pueden tener amplias aplicaciones y pueden desempeñar un papel importante tanto en la fase cualitativa como cuantitativa de cualquier procedimiento de diseño sísmico. Entre sus posibles aplicaciones, se encuentran las siguientes: (a) Reforzamiento; los índices pueden ser de gran utilidad al tomar decisiones sobre el reforzamiento de un sistema estructural, estas decisiones tienen implicaciones técnico – económicas que pueden ser resueltas por medio de la ayuda de una correcta valoración de daño. (b) Planeación de desastres; los índices pueden ser usados para estimar la extensión del daño en edificios a causa de un terremoto, estas estimaciones pueden ayudar a determinar los costos que implican la ocurrencia del terremoto, el número de pérdidas, y la cantidad de alojamientos temporales que se necesitarán después del evento sísmico. (c) Valoración post-terremoto; los índices de daño pueden ser usados para valorar el daño en estructuras después del evento, como herramienta para las autoridades con el fin de decidir si los edificios son seguros para su ocupación inmediata después del terremoto. Así mismo, los índices de daño pueden ser usados como una ayuda para decidir si se repara o se demuele una estructura dañada. (d) Nuevos procedimientos de Diseño Sísmico; los índices pueden ser una herramienta muy útil, al momento de aplicar conceptos de diseño sísmico novedoso, como es hoy día, el llamado “Diseño por Desempeño”.

Los índices de daño son útiles y tienen un significado físico definido si los valores numéricos producidos muestran correlación con el daño observado en la inspección de las estructuras después de un terremoto ó después de ensayos sísmicos de estructuras en laboratorio. El resultado podría ser una estimación precisa de las consecuencias relacionadas con los valores numéricos de los índices de daño predichos para el evento en estudio. Obviamente, la caracterización del daño estructural algunas veces es un tema subjetivo, por tal motivo es necesario hacer una breve revisión de la caracterización de daño propuesto por diversos ingenieros e investigadores durante los años de estudio de los modelos de estimación de daño.

A medida que el desarrollo de los índices de daño ha evolucionado, se han propuesto numerosas alternativas de caracterización del daño estructural, destacándose fundamentalmente los índices locales, con niveles de cuantificación de daño en miembros individuales o nudos individuales, y los índices globales, con descripción de todo o parte a lo largo de la estructura.

Caracterización del Daño

Dentro la caracterización del daño se puede decir que existe un método para cada posible aplicación de los índices de daño. Por ejemplo, para la caracterización de daño Post-terremoto, en los Estados Unidos se recomienda que las edificaciones se marquen con colores después del evento sísmico de la siguiente forma: rojo significa que la estructura es inestable, debe ser demolida, y debería no ser habitada bajo ninguna circunstancia, verde significa que la estructura tiene menos daño reparable y podría ser habitada por periodos cortos del tiempo, naranja es usada para niveles intermedios de daño. El ATC-20 (1989) da una guía de la evaluación de edificios en el cual las estructuras son evaluadas como “seguras” o “inseguras” con base en un amplio intervalo de criterio estructural, como es el tamaño de grietas, desprendimiento de recubrimiento, etc.

Para caracterizar el daño, para elementos (nivel local) se han hecho muchos intentos de correlacionar los índices de daño con los daños observados, para esto se hace uso una clasificación simple basada en signos visuales de daño. Por ejemplo Park, Ang, y Wen (1987) proponen la siguiente caracterización:

- Ninguno: Sin grietas apreciables
- Menor : Grietas menores continuas
- Moderado: Agrietamiento severo y localización de fragmentos
- Severo: Aplastamiento del concreto y exposición de las barras del refuerzo
- Colapso

Tal caracterización es obviamente fácil de aplicar en observaciones experimentales y inspecciones post-terremoto, es bien sabido que estas caracterizaciones serían más útiles si las categorías fueran más rigurosas, pero al requerir mayor refinamiento se pierde sencillez en la aplicación de tales herramientas de daño, y uno de los objetivos fundamentales de estas ayudas para valoración de daño, es que sean fáciles y simples de aplicar. Por tal motivo se debe lograr el equilibrio entre la exactitud y la aplicabilidad de una expresión de daño, que ya desde las hipótesis es bastante subjetiva desde el punto de caracterización del daño.

Otra aproximación de la clasificación de daño está relacionada con la reparación del edificio. Bracci et al (1989) y Stone y Taylor (1993) emplean la siguiente categorización: No daño o daños menores, Reparable, Irreparable, Colapso. Aun cuando esta escala puede ser difícil de aplicar en la práctica, es quizás más una herramienta para tomar la decisión de reforzamiento, o un perfil de planeación y costos en la reconstrucción después del terremoto.

El EERI (1994) adopta una escala que incluye consideraciones de daño no estructural, la duración probable, las pérdidas, y el riesgo de las víctimas que ocupan los edificios, esta escala es la siguiente: (A) Ninguno; (B) Ligero: Daños menores en los elementos no estructurales; se pone al servicio el edificio en menos de una semana; (C) Moderada: Principalmente daño no estructural, poco a nada de daño estructural; edificios cerrados por 3 meses; menor riesgo de pérdidas de vidas; (D) Extenso: Daño estructural extenso; clausura por largo tiempo y posible demolición requerida; alto riesgo de pérdidas de vidas; (E) Completo: Colapso, daño irreparable, muy alto riesgo de pérdidas de vidas. Esta escala es similar a la expresada en el párrafo anterior, pero más amplia, incluye diferentes niveles de daño menor, incluye daño en elementos no estructurales; Esta escala puede estar más acorde con los daños reales causados por un sismo, pero es poco probable que tenga una buena correlación con los índices de daño, debido a que los índices de daño no proporcionan información tan detallada como la que se presentó en el párrafo anterior en especial hacia los extremos más bajo de la escala.

Después de haber hecho una breve reseña general sobre los índices de daño locales y globales, en este trabajo se procede a estudiar con detalle índices de daño locales. En esta sección, se describen estos índices de daño locales debidos a la acción de cargas sísmicas en un miembro o nudo. En muchos casos estos parámetros son adimensionales y varían de cero para ausencia de daño estructural, a 1 para colapso estructural.

El daño estructural en concreto reforzado durante un terremoto puede ser causado por deformaciones excesivas durante un evento sísmico, o puede ser causado por daño acumulado sufrido por el efecto de duración de las acciones sísmicas.

Las primeras medidas de daño se basaron en conceptos de ductilidad y para definir la falla no toman en cuenta un posible efecto acumulativo de ciclos repetidos de deformación. Más recientemente, un número de investigadores ha propuesto índices de daño que toman en cuenta los efectos acumulativos, incluyendo por ejemplo la energía histéretica. Sin embargo, en algunos casos éstos no pueden predecir el daño causado por una única y muy amplia deformación (caso monotonico). Obviamente, un buen índice de daño debería predecir todas las formas de daño estructural, es decir, debe tomar en cuenta ambos efectos, amplias deformaciones y cargas repetidas.

Hay varios estados límites correspondientes a diferentes tipos de daño del concreto reforzado. De esta manera el índice de daño que mejor refleja los estados límites a flexión puede no tener buena correlación con daño como el de grietas diagonales debidas a cortante, o pérdida de adherencia debido a la falta de confinamiento.

Los diferentes tipos de índice de daño locales que existen son los siguientes: Índices no acumulativos, modelos histéreticos, índices acumulativos basados en deformaciones, índices acumulativos basados en energía, índices combinados. A continuación se hará breve análisis de los diferentes índices, como se sabe actualmente ya es aceptado que el número y tipo de ciclos de carga tiene un efecto en el nivel de daño sufrido por una estructura de concreto. Por lo tanto, los índices de daño no acumulativos son solo

medidas burdas del nivel de daño sufrido durante un terremoto, Sin embargo, estos índices siguen siendo ampliamente empleados debido a que son fáciles de calcular y su significado físico es simple.

Muchos índices acumulativos incluyen características que intentan reflejar los mecanismos por el cual ocurre el daño durante un sismo, como por ejemplo las expresiones que se basan en conceptos de fatiga o medidas de absorción de energía. El mayor problema de casi todos estos enfoques es la necesidad de calibrar los parámetros y procedimientos por medio de regresiones y datos experimentales. Debido a que los parámetros varían con la configuración estructural así como con las propiedades de la sección, es difícil tener seguridad en las regresiones basadas en ensayos de únicamente un tipo de miembro estructural.

Un problema mas amplio en la aplicación práctica de muchos modelos es que mientras los coeficientes ha sido escogidos para dar un valor de uno (1.0) en el colapso, no se han hecho muchos esfuerzos por calibrar los estados de daño intermedio, es decir no existe una correlación entre la parte cualitativa y cuantitativa entre el no daño y el colapso. En este aspecto los índices combinados como el de Park y Ang (1985) tiene una relativa ventaja sobre otros índices de daño.

Algunos índices de daño han sido formulados en términos de relaciones momento-curvatura. Mientras ellos pueden ser expresados en términos de fuerza y deflexión (o cualquier otro parámetro carga-respuesta razonable), es claro que han sido desarrollados basados en el comportamiento a flexión. Sin embargo, las evidencias de recientes terremotos hacen pensar que el comportamiento de falla por cortante o falla combinada flexión-cortante son responsables de una larga porción de colapsos estructurales. Las estructuras antiguas, las cuales probablemente deben ser reforzadas, son las que son particularmente vulnerables a la falla por cortante. Los índices existentes parecen no estar calibrados en términos de daño por cortante. Por tal motivo este es un tema merecedor de una detallada investigación, la cual se intenta desarrollar en el presente trabajo.

En lo que sigue se presenta el criterio de caracterización del daño de algunos índices tanto desde el punto de vista cuantitativo como cualitativo. Se debe observar que no existe una relación definida en la caracterización cuantitativa entre los índices de daño, esto indica que hacer este tipo de clasificaciones es subjetivo y su exactitud o validez depende mucho del criterio del investigador que lo propone.

Criterios de Daño algunos autores:

Park y Ang (1987):

| | |
|---------------------|---|
| $D < 0.1$ | Sin daño o agrietamiento menor localizado. |
| $0.1 \leq D < 0.25$ | Daño Menor – Agrietamiento visible a lo largo de. |
| $0.25 \leq D < 0.4$ | Daño Moderado – Agrietamiento severo, desprendimiento localizado. |
| $0.4 \leq D < 1.0$ | Daño Severo – Aplastamiento del concreto, exposición del refuerzo |
| $D \geq 1.0$ | Colapso |

Stone y Taylor (1992):

| | |
|---------------------|---|
| $D < 0.11$ | Sin daño ò agrietamiento menor localizado. |
| $0.11 \leq D < 0.4$ | Reparable – Agrietamiento extenso pero rigidez inherente remanente. |
| $0.4 \leq D < 0.77$ | Irreparable – todavía en pie pero falla inminente. |
| $D \geq 0.77$ | Colapso |

Bracci (1989):

| | |
|------------|----------|
| $D < 0.33$ | Servicio |
|------------|----------|

| | |
|----------------------|-------------|
| $0.33 \leq D < 0.66$ | Reparable |
| $0.66 \leq D < 1.0$ | Irreparable |
| $D \geq 1.0$ | Colapso |

1.2.2 Parámetro de Daño (Rodríguez, 1994)

Como se describe en este trabajo, el índice de daño por sismo que se propone se basa en la calibración con resultados experimentales de un parámetro de daño por sismo propuesto anteriormente por Rodríguez, (1994). Este parámetro permite cuantificar el daño global por sismo en edificaciones de concreto reforzado de varios niveles mediante el empleo de la respuesta no lineal de una estructura de referencia de un grado de libertad (1GDL) cuyo desplazamiento es δ , el cual corresponde al desplazamiento del último nivel del edificio respecto a su base.

Con el propósito de simplificar el desarrollo del índice de daño propuesto y considerando que su calibración en la primera parte de este trabajo se hace con elementos estructurales de 1GDL, en lo que sigue se presenta el parámetro de daño por sismo propuesto por Rodríguez (1994) pero para el caso específico de osciladores de 1GDL, con desplazamiento lateral u y energía histerética por unidad de masa E_H . Con estas consideraciones de acuerdo con Rodríguez (1994) el parámetro de daño por sismo es:

$$I_D = \frac{E_H}{E_\lambda} \quad (\text{Ec. 1.1})$$

donde E_H es la energía histerética por unidad de masa disipada por el oscilador de 1GDL con desplazamiento, resistencia y masa iguales a u , r y m respectivamente. El oscilador representa a la estructura que responde a un sismo ó a cargas laterales cíclicas reversibles de ensayos en laboratorio. La frecuencia circular de vibrar de esta estructura es ω , y su ductilidad máxima de desplazamiento es μ_m .

El parámetro E_λ se define como:

$$E_\lambda = (\omega u_d)^2 \quad (\text{Ec. 1.2})$$

De acuerdo con la ec. 1.2, E_λ es la energía absorbida por un oscilador elástico con frecuencia ω cuando vibra con desplazamientos máximos $\pm u_d$ en un ciclo completo. El parámetro u_d es el valor del desplazamiento máximo en la estructura de 1GDL correspondiente al nivel de daño que se considere aceptable cuando la estructura responde en el intervalo elástico ante un sismo o historia de carga lateral cíclica reversible.

Rodríguez (1994) a propuesto evaluar E_H como:

$$E_H = N_e (\omega u_m)^2 \quad (\text{Ec. 1.3})$$

donde N_e se define como:

$$N_e = \frac{E_H}{(\omega u_m)^2} \quad (\text{Ec. 1.4})$$

De acuerdo con las ecs. 1.3 y 1.4 el parámetro N_e es una energía normalizada y se puede interpretar como el número de ciclos que requiere un oscilador elástico de 1GDL de referencia en vibración libre sin amortiguamiento para absorber una energía igual a E_H , cuando se obliga al oscilador a que vibre con desplazamientos máximos $\pm u_m$.

Rodríguez (1994) ha evaluado el parámetro N_e para algunos registros sísmicos relevantes, encontrando una variación de cero a aproximadamente cuatro, este último valor corresponde al registro SCT-EW obtenido en el sismo del 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de México. Fajfar (1992) de manera independiente ha propuesto el parámetro γ relacionado con N_e , en un procedimiento de diseño por sismo en el cual se define una ductilidad en la estructura que toma en cuenta la duración del movimiento sísmico. La relación entre los parámetros γ y N_e es

$$\gamma = \sqrt{N_e} \quad (\text{Ec. 1.5})$$

Combinando las ecs. 1.1, 1.2 y 1.3 se obtiene:

$$I_D = N_e \left(\frac{u_m}{u_d} \right)^2 \quad (\text{Ec. 1.6})$$

El parámetro de daño propuesto por Rodríguez (1994) para edificaciones de varios niveles es:

$$I_D = N_e \left(\frac{\delta_m}{\delta_d} \right)^2 \quad (\text{Ec. 1.7})$$

Donde δ_m y δ_d son los desplazamientos máximo y aceptable, respectivamente del último nivel del edificio cuando éste responde a una excitación sísmica. La frecuencia de vibrar de esta estructura corresponde a la frecuencia fundamental del edificio y es igual a ω . La ductilidad global máxima μ_m de la estructura de referencia es la misma de la estructura de varios niveles.

La relación entre las definiciones de I_D en las ecs. 1.6 y 1.7 se puede explicar considerando la relación entre δ y u , la cual se puede expresar como:

$$\delta = \Gamma u \quad (\text{Ec. 1.8})$$

El parámetro Γ en el intervalo elástico de respuesta es el llamado factor de participación correspondiente al primer modo de vibrar. En el intervalo inelástico Γ varía dependiendo del tipo de sismo y estructura. En análisis tipo "push-over" de edificios regulares de cinco y diez niveles, Qi y Moehle (1991) han encontrado para Γ valores en el intervalo de 1.2 a 1.3. Un análisis más detallado del parámetro Γ que relaciona la respuesta de sistemas de 1gdl con la de VGDL se muestra en el Apéndice A.

Rodríguez (1994), y Rodríguez y Aristizabal (1999) han demostrado que los resultados de evaluar I_D definido en la ec. 1.7 lleva a una buena correlación con los niveles globales de daño observados en varios terremotos en distintas partes del mundo y con diferentes intensidades. Entre otros los terremotos evaluados por estos autores fueron Chile 1985, México 1985, Northridge 1994 y Japón 1995. Estos resultados motivaron a calibrar el parámetro de daño I_D para transformarlo en un índice de daño I_d , es decir con variación de 0 a 1, como se describe más adelante en el desarrollo del índice de daño propuesto.

2 PROCEDIMIENTO DE EMPLEO DEL ÍNDICE DE DAÑO PROPUESTO

2.1 MODELO DE DAÑO

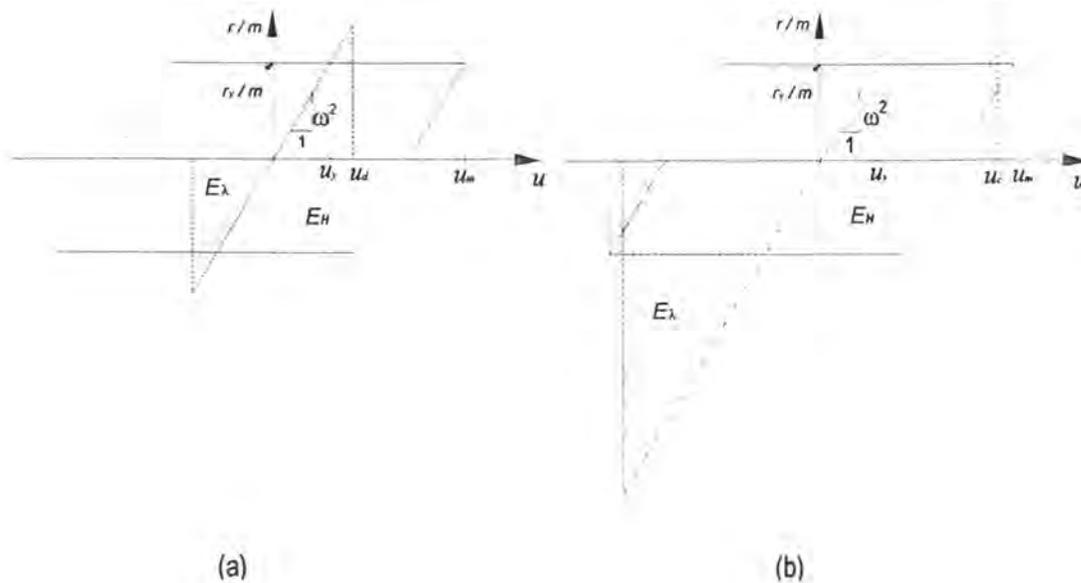


Figura 2.1 (a) Relación fuerza-deformación de una estructura no lineal, con comportamiento elasto-plástico, y de una estructura lineal de referencia con deformación de daño aceptable. (b) Relación fuerza-deformación de una estructura no lineal, con comportamiento elasto-plástico, y de una estructura lineal de referencia con deformación de colapso.

El índice de daño por sismo que se propone en este trabajo es el mismo definido en la ec. 1.1, pero con la variante que el desplazamiento máximo en el oscilador elástico es ahora el desplazamiento de colapso u_c , el cual reemplaza a u_d en el parámetro de daño por sismo original, en la fig. 1a y 1b se muestra en forma esquemática la diferencia entre el parámetro de daño y el índice de daño propuesto.

De acuerdo con la fig. 2.1a el valor del parámetro E_λ se puede interpretar como el área sombreada en esta figura. Con base en lo anterior y de acuerdo con la ec. 1.2 se obtiene que:

$$E_\lambda = (\omega u_c)^2 \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Considerando las ecs. 1.1, 1.3, 1.5 y 2.1 se obtiene:

$$I_d = \left(\frac{\gamma u_m}{u_c} \right)^2 \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Con el objeto de trabajar con parámetros adimensionales de mayor utilidad, los desplazamientos u_m y u_c se expresarán en términos de desplazamientos relativos de entrepiso, θ_m y θ_c , respectivamente, los cuales se definen como:

$$\theta_m = \frac{u_m}{h} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

$$\theta_c = \frac{u_c}{h} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

En las ecs. 2.3 y 2.4, h es la altura de entrepiso representativa de cada columna en estudio. Considerando las ecs. 1.3, 1.5 y 2.3, y las ecs. 2.1 y 2.4 se obtiene:

$$E_H = \sqrt{\gamma} (\omega h \theta_m)^2 \quad (\text{Ec. 2.5})$$

$$E_\lambda = (\omega h \theta_c)^2 \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Combinando las ecs. 2.2, 2.3 y 2.4 se obtiene otra forma de la expresión mostrada en la ec. 2.2 pero en términos de deformaciones relativas θ_m y θ_c

$$I_d = \left(\frac{\gamma \theta_m}{\theta_c} \right)^2 \quad (\text{Ec. 2.7})$$

De acuerdo con las ecs. 1.4, 1.5 y 2.7, el daño estructural entonces será función de la energía histerética disipada por el sistema, y las propiedades estructurales del mismo. El índice de daño I_d tendrá como límite superior 1.0, lo cual significa "Colapso o daño no reparable", y límite inferior cero lo cual significa Sin daño; y así mismo estarán claramente definidos sus estados de daño intermedio como son: Sin daño, daño reparable, y Colapso o daño no reparable.

2.2 PARÁMETROS DEL MODELO

El índice de daño propuesto en la ec. 2.7 tiene cuatro variables principales E_H , ω , θ_m y θ_c ; estas variables son evaluadas y calibradas desde de vista cuantitativo y cualitativo con base en información experimental de un grupo de 77 elementos estructurales de C.R. de diferentes características seleccionado para esta investigación, como son, relaciones de carga axial, relaciones de confinamiento, historias de carga, modos de falla, etc. Una descripción detallada de la base de datos experimental se encuentra en la sección 3.1 de este trabajo.

2.2.1 Parámetro E_H

La energía transmitida por un terremoto a la estructura se transforma en varios tipos de energía, como son: energía cinética, energía de amortiguamiento, energía por deformación elástica y energía

histerética. Esta última energía está directamente relacionada con las deformaciones inelásticas acumuladas del sistema estructural, debido a que la energía histerética disipada por un sistema durante una excitación sísmica es proporcional a las deformaciones inelásticas acumuladas. Por otro lado, se sabe por numerosas investigaciones que el daño está directamente relacionado con el nivel de deformaciones inelásticas del sistema estructural durante un sismo. Se infiere entonces que la energía histerética disipada por un sistema puede ser un parámetro importante en la evaluación del daño estructural.

Para estimar la energía histerética disipada por cada uno de los 77 elementos de la base de datos empleada en el presente trabajo, se programó una sub-rutina en Visual Basic, la cual calcula el área bajo la curva la histerética fuerza-deformación de cada elemento, de esta forma se obtiene la energía histerética para cada ciclo con deformación máxima δ_i .

La energía histerética disipada por un sistema, se puede expresar en dos formas, como energía por unidad de masa con unidades de velocidad $(\text{mm/s})^2$, o como energía convencional de trabajo en unidades de kN.mm. Por conveniencia y considerando la independencia del índice de daño respecto a la masa, en este trabajo la energía se expresará siempre por unidad de masa, es decir en unidades de velocidad al cuadrado.

2.2.2 Parámetro θ_m

El daño estructural y no estructural en elementos de concreto reforzado, está directamente relacionado con el desplazamiento relativo de entrepiso, θ , al que es sometido la edificación general o el elemento estructural en particular. En el presente trabajo el desplazamiento relativo máximo θ_m se evalúa siempre en la condición de colapso, esto con el objeto de tomarlo en cuenta en el proceso de calibración y validación del índice de daño en esta condición límite.

2.2.3 Parámetro θ_c

La capacidad de deformación relativa al colapso θ_c de un elemento estructural depende principalmente de tres parámetros, los cuales son la relación de carga axial $P/A_g f'_c$, confinamiento K_c , y la relación de aspecto $M/V D$. Con base en lo anterior, la estimación del desplazamiento relativo de colapso dependerá de los tres parámetros mencionados.

Además, como se demuestra en este trabajo, el parámetro θ_c está relacionado con el efecto de la duración inherente a la historia de carga o registro sísmico. De acuerdo con lo anterior, la capacidad de deformación al colapso de un elemento estructural de C.R. no sólo dependerá de sus características, si no también dependerá de la historia de carga a la que es sometido el elemento estructural.

2.2.4 Parámetro ω

Como se muestra en detalle en el Apéndice A, un sistema de varios grados de libertad (VGDL) se puede evaluar de manera simplista y aproximada empleando un sistema de 1GDL de referencia, el cual posee una masa y altura equivalente.

Los elementos ensayados en laboratorio son sistemas de 1GDL, por lo tanto posteriormente se pueden relacionar con sistemas de VGDL. La masa para sistemas de 1GDL es la obtenida al considerar una masa unitaria.

2.3 DEFINICIÓN DEL CRITERIO DE COLAPSO Y EL MODELO BI-LINEAL EMPLEADO EN EL TRABAJO.

El criterio de colapso empleado es uno propuesto en investigaciones anteriores (Park, 1989), el cual considera que el colapso se presenta para cualquiera de los siguientes estados; pérdida del 20% de su resistencia máxima, pandeo del refuerzo longitudinal, o ruptura de estribos.

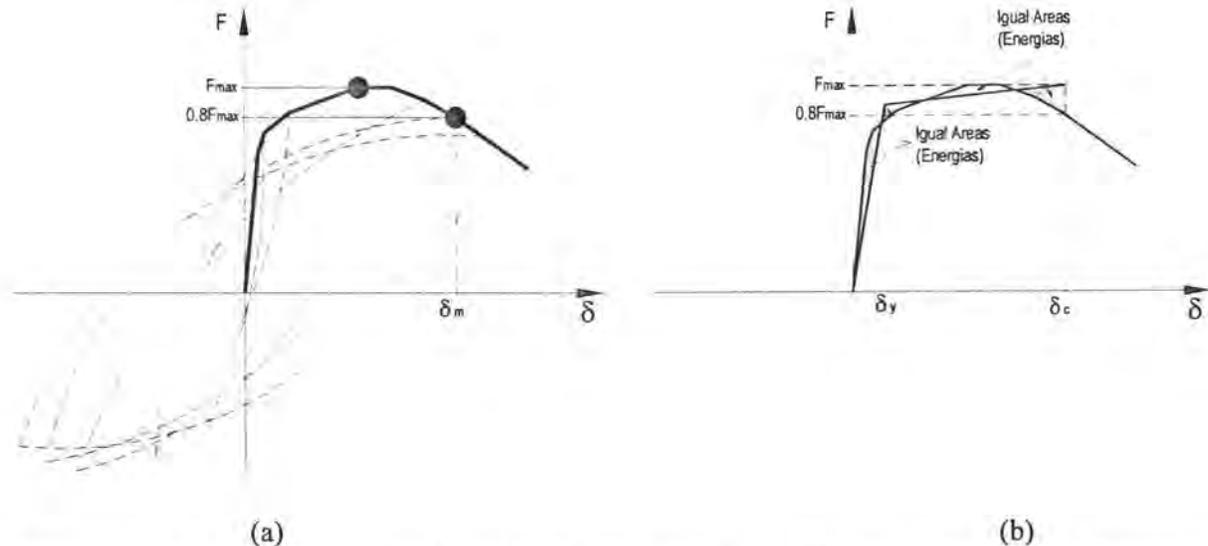


Figura 2.2 (a) Envolvente de ciclos histereticos, donde se define el criterio de colapso. (b) Esquema del criterio de selección del Modelo Bilineal.

Para efectos del presente trabajo se toma únicamente como estado de colapso la pérdida del 20% de resistencia, con lo cual se obtiene el parámetro δ_m , relacionado con el colapso experimental, lo que permite la identificación del colapso en cada elemento directamente sobre la grafica F vs δ . Es posible que un elemento llegue al colapso antes que se presente la pérdida de resistencia, en tal caso se asocia al colapso el ultimo ciclo completo realizado por el elemento, debido a que se sabe que todos los elementos estructurales ensayados fueron llevados a condiciones de colapso, de acuerdo con algunos de los criterios anteriormente mencionados.

La hipótesis para definir el modelo bi-lineal de cada uno de elementos analizados, se basa en absorber una energía plástica equivalente a la de la envolvente experimental, tal como se observa en la fig. 2.2b

3 EMPLEO DE INFORMACION EXPERIMENTAL PARA EVALUAR EL INDICE DE DAÑO PROPUESTO

3.1 DESCRIPCIÓN DE ESPECIMENES ESTUDIADOS

Para la evaluación y calibración del índice de daño propuesto, se evaluó un grupo de especímenes ensayados en los últimos 30 años en Nueva Zelandia, Estados Unidos, Canadá, y Japón.

Los especímenes ensayados en laboratorio básicamente son de tres tipos: en voladizo (Fig 3.1a), con núcleo central (Fig 3.1b) y a doble curvatura (Fig. 3.1c). La base de datos de los tres tipos de especímenes se presenta en un formato uniforme de elementos en curvatura simple, por lo tanto, para los elementos en voladizo la fuerza y el desplazamiento son los mismos que los medidos en laboratorio. En los elementos con núcleo central la fuerza lateral (F) aplicada en laboratorio se evaluó como la mitad de la fuerza aplicada en el nudo central del espécimen y el desplazamiento es el medido en laboratorio (ver Fig 3.1b); En el espécimen con doble curvatura la fuerza considerada es la aplicada en el ensayo de laboratorio, y se considera que el desplazamiento es la mitad del total reportado, Además, en este caso se toma la longitud del elemento como la mitad de la altura del espécimen, debido a que el cambio de curvatura ocurre en este punto (ver Fig. 3.1c).

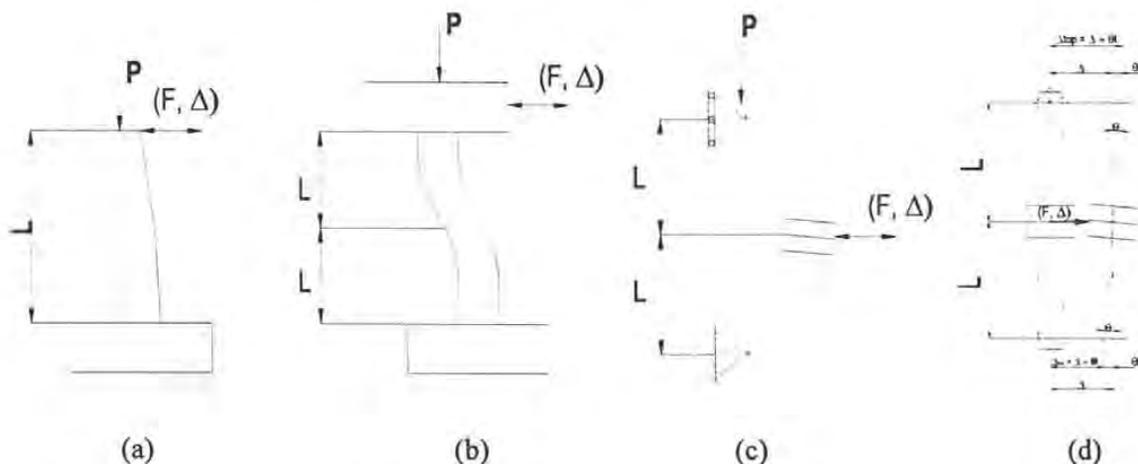


Figura 3.1 Esquema de los 3 tipos de especímenes estudiados que fueron ensayados en laboratorio.

La base de datos experimentales está compuesta por elementos de forma rectangular y circular; estas formas son las mas comunes en estructuras de concreto reforzado, por lo que la base de datos se considera representativa de elementos en estructuras de concreto reforzado.

En los especímenes ensayados en Nueva Zelandia, el nudo central presenta una rotación plástica asimétrica θ tal como se observa en la figura 3d. Esta rotación asimétrica produce un desplazamiento

θL que aumenta o disminuye el desplazamiento relativo de las columnas superior e inferior, el desplazamiento empleado en los cálculos del índice de daño propuesto es el desplazamiento relativo Δ .

La tabla 3.1 muestra un resumen las características de la base de datos experimental usada para evaluar el índice de daño propuesto. Esta base de datos fue obtenida de dos reportes y una pagina Web, los reportes son NIST 5285 (Taylor et al, 1993) y NIST 5984 (Taylor et al, 1997) los cuales contienen información de elementos circulares y rectangulares respectivamente. La pagina Web (<http://www.ce.washington.edu/~peeral/>) permitió completar la información requerida para la base de datos. Así mismo, en el apéndice C se encuentra una tabla que muestra en detalle todos los parámetros de cada uno de los elementos, así como también se puede ver las ciclos histereticos, historias de carga, y vistas de la sección de cada elemento que forman la base de datos.

Tabla 3.1 Características de los especímenes estudiados

| <i>Característica</i> | <i>Cantidad</i> | <i>Característica</i> | <i>Intervalo</i> |
|--|-----------------|-----------------------|------------------|
| <i>Especímenes Estudiados</i> | 77 | f_c (Mpa) | 19.8 – 115.8 |
| <i>Especímenes Circulares</i> | 24 | f_y | 240 - 511 |
| <i>Especímenes Rectangulares</i> | 53 | f_{yt} (Mpa) | 255 – 792 |
| <i>Especímenes con Descripción de Daño</i> | 23 | $P/A_g f_c$ | 0 – 0.9 |
| <i>Especímenes sin Descripción de Daño</i> | 54 | ρ_t | 0.001 – 0.039 |
| <i>Especímenes Confinados</i> | 36 | $\rho_c (f_{yt}/f_c)$ | 0.02 – 0.5 |
| <i>Especímenes no Confinados</i> | 41 | θ_m (%) | 0.84 – 10.8 |
| <i>Elementos con relación de $P/A_g f_c < 0.1$</i> | 29 | M/VD | 1.5 – 9.9 |
| <i>Elementos con relación $0.1 < P/A_g f_c < 0.3$</i> | 26 | | |
| <i>Elementos con relación con $P/A_g f_c > 0.3$</i> | 22 | | |
| <i>Historias de Carga Monotónica</i> | 2 | | |
| <i>Historias de Carga Cíclica Reversible</i> | 64 | | |
| <i>Historias de Carga Aleatoria</i> | 11 | | |
| <i>Falla Flexión</i> | 41 | | |
| <i>Falla Cortante</i> | 21 | | |
| <i>Otros tipos de Falla (Combinadas)</i> | 16 | | |

Los parámetros que se evalúan en el lado derecho de la Tabla 3.1 corresponden al esfuerzo de compresión del concreto f'_c , el esfuerzo de fluencia del acero longitudinal f_y , el esfuerzo de fluencia del acero transversal f_{yt} , la relación de carga axial definida como el cociente entre la carga axial P aplicada y el producto de la sección bruta A_g por f'_c , el porcentaje de refuerzo transversal ρ_t calculado como la relación volumétrica entre refuerzo transversal y el volumen del núcleo de concreto, la relación de confinamiento definida como producto de ρ_t con el cociente entre f_{yt} y f'_c , el desplazamiento relativo θ_m , calculado como el cociente entre el desplazamiento máximo u_m y la altura del elemento h , y la relación de claro de cortante calculada como el cociente entre el momento actuante M y el producto entre el cortante actuante V por el peralte D del elemento (M/VD).

En el lado izquierdo de la Tabla 3.1 se muestran cuántos elementos tienen descripción de daño y cuántos no la tienen, esta descripción de daño es la que permitirá calibrar el índice de daño propuesto para estados intermedios de daño, es decir, los estados entre cero y uno. Aquellos elementos que no

cuentan con descripción de daño intermedio serán usados para la calibración del índice propuesto en la condición de colapso. Así mismo, también se muestran los elementos confinados y no confinados. Como se verá mas adelante, se entiende por elementos confinados aquellos elementos que tienen una relación de confinamiento K_c mayor a 0.1 donde K_c es el producto de la relación de refuerzo transversal ρ_t con el cociente f_{yt}/f_c . También se muestran los tipos de carga empleados en la base de datos, los tipos de carga se clasificaron en cargas monotonicas, cargas cíclicas reversibles y cargas aleatorias, estas ultimas son las asociadas a un registro sísmico.

El desempeño estructural de los especímenes estudiados depende de diversas variables, las cuales se analizarán en este trabajo. Las variables a estudiar son la relación de carga axial, refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, modo de falla, historia de carga, relación de aspecto y rigidez. El objetivo de analizar estas variables en los especímenes estudiados, es tratar de entender cómo influyen en las características de disipación de energía histerética, así como también en la capacidad de deformación de los mismos.

3.1.1 Relaciones de Carga Axial

La relación de carga axial de los especímenes de la base de datos es amplia, se cuenta con valores de relaciones de carga axial desde 0.01 hasta 0.9, esto implica que se pueden encontrar especímenes que tienen comportamiento a flexión pura y son aquellos con relaciones de carga axial menores a 0.1. Se debe hacer énfasis en que existe la posibilidad de que elementos con relaciones de carga axial menores a 0.1 podrían también fallar por cortante, un ejemplo de este caso particular sería un elemento con muy poco refuerzo transversal. Aquellos especímenes con relaciones de carga axial mayores a 0.1 podrán presentar fallas a flexión-cortante, cortante, etc., dependiendo de la influencia de otros parámetros como son la relación de aspecto, y el confinamiento. Con lo anterior, se quiere resaltar que la variabilidad en la relación de carga axial permite hacer una evaluación y calibración del índice de daño propuesto mas amplia, así mismo permitirá evaluar la dependencia de esta variable con respecto a las hipótesis del índice empleadas para el desarrollo de daño propuesto.

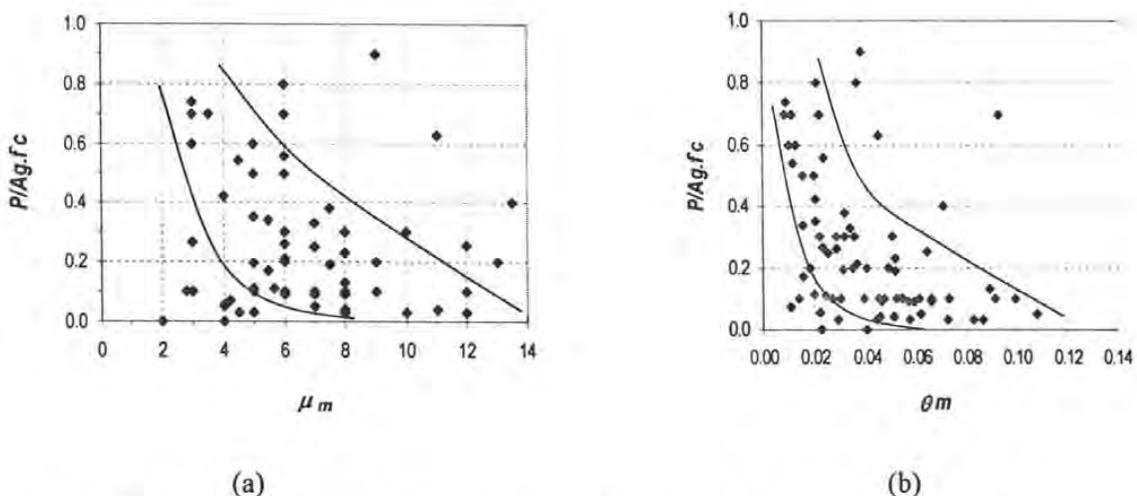


Figura 3.2 Graficas de análisis de variación de la relación de carga axial con respecto a la ductilidad y el desplazamiento relativo de colapso

Esta variabilidad de la relación de la carga axial en la base de datos, también permitirá establecer patrones o tendencias de daño en estructuras de concreto reforzado relacionadas con esta variable. Por

ejemplo, en la fig. 3.2a y b se muestra que la relación de carga axial es inversamente proporcional al desplazamiento relativo de colapso y a la ductilidad de colapso. Esto se debe a que un incremento en la carga axial incrementa la profundidad de la zona de compresión de la sección afectando así la curvatura ultima y por consiguiente el desplazamiento ultimo del elemento.

Se debe mencionar que en general los especímenes ensayados en laboratorio, la carga axial se mantiene constante, y la carga lateral se incrementa hasta llevar al elemento a la falla.

3.1.2 Refuerzo Longitudinal y Transversal

En la base de datos experimental las relaciones de refuerzo transversal y longitudinal tienen valores que varían en un intervalo amplio. Esto permite identificar en este estudio cómo influyen estas dos variables en la evolución del daño de los especímenes.

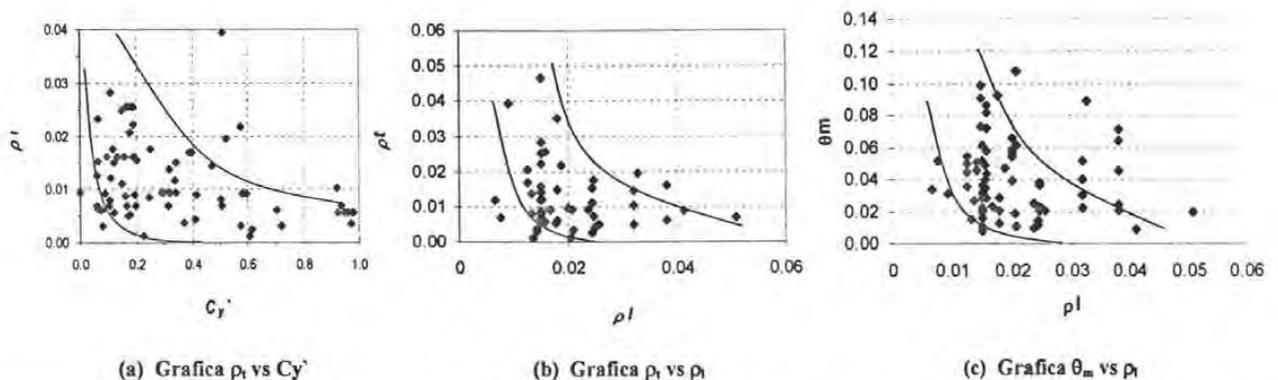


Figura 3.3 Graficas de análisis de la variación del refuerzo transversal y longitudinal con respecto a otras variables.

La fig 3.3a muestra que a mayor cantidad de refuerzo transversal (ρ_t), el coeficiente sísmico C_y' definido como el cociente entre fuerza de fluencia del elemento y su peso unitario disminuye. Esto se debe a que elementos estructurales con bajos valores de C_y' se espera que estén sometidos a mayores demandas de ductilidades de desplazamiento, por lo cual estos elementos deben estar bien confinados, es decir deben poseer buen refuerzo transversal, (ver fig 3.3a.).

La cantidad de refuerzo longitudinal (ρ_l), que se le proporciona a un elemento además de cumplir la función de proporcionar resistencia, influye en la capacidad de deformación del elemento, tal como se observa en la fig. 3.3c, la cual muestra que a mayor cantidad refuerzo longitudinal (ρ_l), menor será la capacidad de desarrollar desplazamientos relativos de colapso. Esto se debe a que como se observa en la figura 3.3b a medida que aumenta la cantidad de refuerzo longitudinal (ρ_l), se tiende a proporcionar menor cantidad de refuerzo transversal (ρ_t) al elemento, lo que lleva a un menor confinamiento y en consecuencia a menores de capacidades de deformación.

3.1.3 Mecanismos de Falla

Los mecanismos de falla que se pueden presentar en un elemento o sistema estructural pueden ser varios, dependiendo de las características geométricas y mecánicas del elemento o sistemas estructural. Se puede considerar que los mecanismo de falla resultan de la combinación de cuatro tipos de elementos mecanicos como son: esfuerzos de flexión, cortante, compresión, y tensión.

De los ciclos histeréticos de los elementos estructurales que forman la base de datos experimental de este trabajo, se pueden identificar en forma visual básicamente tres tipos de falla, las cuales son fallas por flexión, por cortante, o combinadas.

Para la validación del índice de daño propuesto se debe tener en cuenta que aproximadamente el 26% de los elementos presentan un tipo de falla por cortante, y un 21% otro tipo de falla combinada que involucra al cortante. Esta característica de la base de datos es relevante si se tiene en cuenta que la gran mayoría de los índices de daño existentes no están calibrados para modos de falla por cortante.

3.1.4 Historia de Carga

Las historias de carga aplicada en los elementos estudiados son de forma muy variable, tal como se puede observar en la figura 3.4. Los diferentes tipos de historia de carga son: creciente, decreciente, o constante, estas a su vez se pueden clasificar por el número de ciclos repetidos en cada μ_i , así también se pueden clasificar por la relación entre la ductilidad μ_i y μ_{i+1} , es decir el grado de incremento entre una ductilidad y la siguiente.

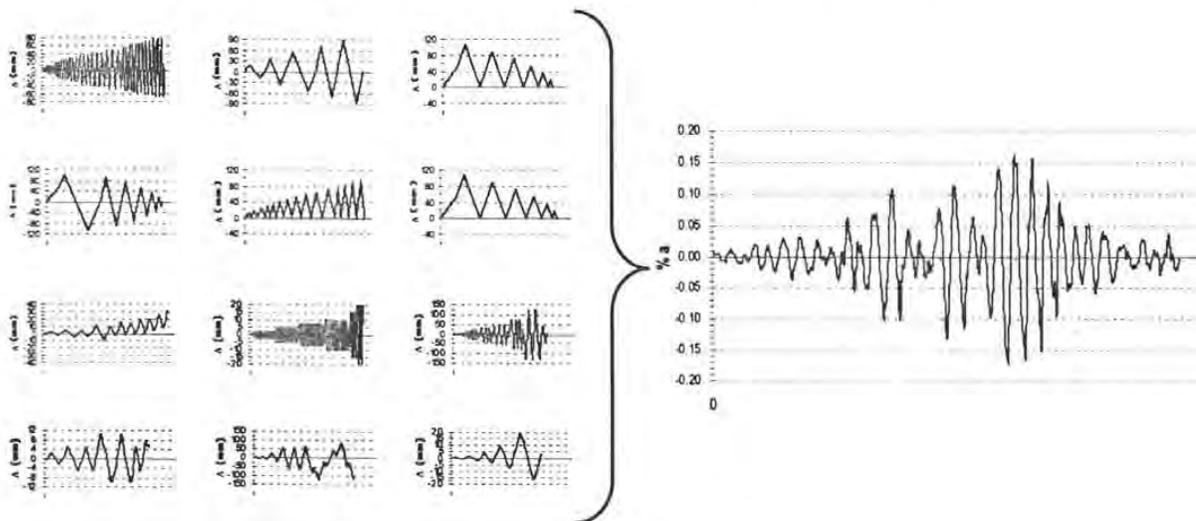


Figura 3.4 Historias de carga típicas en los especímenes estudiados

Los registros sísmicos por tener características aleatorias llevan a una respuesta del sistema estructural del mismo tipo. El efecto de la magnitud y duración de un registro sísmico está directamente relacionado con el contenido de energía introducido en la estructura. Analizar este efecto en la base de datos experimental es de gran importancia, debido a que un parámetro que permite valorar el daño en un sistema es la energía disipada por una estructura a causa de una acción sísmica. La variedad de historias de carga de la base de datos experimental, permite evaluar la influencia del efecto de la duración en la evaluación del daño en elementos de concreto reforzado.

3.1.5 Relación de Aspecto

La figura 3.5 y la tabla anexa muestra la relación θ_m vs M/VD para seis especímenes específicos, los cuales están divididos en dos grupos, los especímenes ensayados por Ang y los especímenes ensayados

por Lehman. Cada grupo de especímenes tienen los mismos valores de los parámetros que influyen en la capacidad de deformación excepto el parámetro $M/V D$. Esta información indica que para cada grupo de elementos la relación de aspecto influye en el desplazamiento de colapso del elemento de C.R. Esto sugiere que esta variable es un parámetro relevante a considerar en la determinación del desplazamiento al colapso de un elemento estructural.

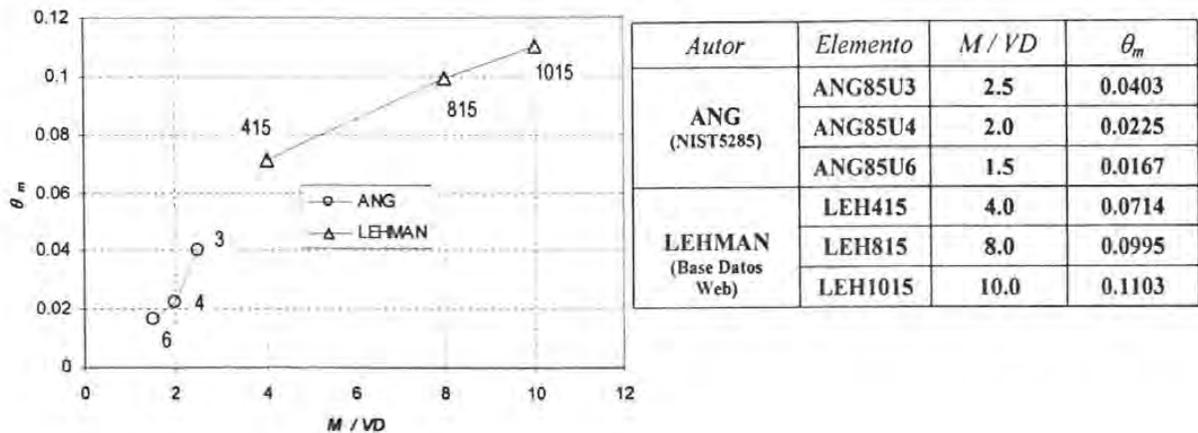


Figura 3.5 Variación de la capacidad de deformación de un elemento con respecto a la relación de aspecto ($M/V D$)

3.2 PROCEDIMIENTO PARA EVALUACIÓN DE RESULTADOS DE ESPECÍMENES ESTUDIADOS

El índice de daño propuesto es un índice acumulativo de energía, por lo tanto para su evaluación en los elementos estructurales ensayados en laboratorio se debe obtener la energía histerética E_H . Esto se hizo obteniendo el área bajo la curva de los ciclos histeréticos por medio de un algoritmo. La energía histerética calculada es la obtenida bajo el criterio de colapso establecido, esto significa que sólo se calcula el área bajo la curva de todos los ciclos comprendidos entre $\theta = 0$ y $\theta = \theta_m$. Además, se debe conocer también la frecuencia natural del sistema, ω , de cada elemento ensayado en laboratorio. Este parámetro en cada espécimen se evaluó como la raíz del cociente entre la rigidez lateral y la masa del elemento, la rigidez lateral del elemento se calculó por medio de la pendiente elástica inicial del modelo bi-lineal de cada columna y la masa se consideró unitaria.

En este trabajo se obtendrán dos valores del parámetro θ relacionado con el colapso, los cuales son el desplazamiento relativo global de colapso calculado, θ_c , y el desplazamiento relativo global de colapso experimental, θ_m . El valor de θ_c se obtiene para cada caso de curvas histeréticas carga-deformación experimental, igualando las energías en la ec. 1 y haciendo $I_d=1.0$ (colapso). Como se observa en la ec. 3.1 conocidas las demás variables se despeja el parámetro θ_c .

$$\theta_c = \frac{\sqrt{E_H}}{\omega h} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

El desplazamiento relativo de colapso experimental θ_m se obtiene de las gráficas F vs δ de los elementos ensayados en laboratorio, y se identifica visualmente bajo la hipótesis de colapso establecida

anteriormente. En el apéndice B se muestran los resultados de la evaluación del desplazamiento relativo de colapso θ_m para cada uno de los elementos que forman la base de datos experimental.

3.3 EVALUACIÓN DE RESULTADOS

La proporcionalidad comentada en las secciones 1.2.2 y 2.1 de E_x y E_H con los desplazamientos en la estructura, específicamente con el cuadrado de estos desplazamientos (ver ecs. 1.3 y 2.1), sugirió tratar de verificar esta relación con el total de resultados experimentales de las columnas estudiadas. Por este motivo se escogió una gráfica con eje de abscisas igual θ_m y ordenadas con el parámetro adimensional $E_H/(\omega h)^2$. Los resultados experimentales para estos parámetros se han graficado en la fig. 3.6 para el conjunto de las 77 columnas estudiadas.

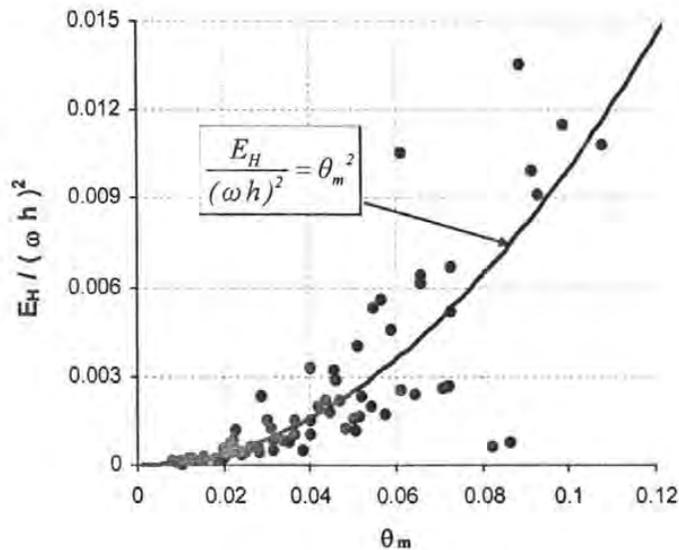


Figura 3.6 Evaluación de la energía histerética adimensional y deformación relativa de colapso en los especímenes estudiados

La curva continua mostrada en la fig. 3.6 para la condición, $I_d=1$ es:

$$\frac{E_H}{(\omega h)^2} = \theta_m^2 \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Como se aprecia en la fig. 3.6 la curva continua que representa a la ec. 3.2 es aproximadamente la media de los resultados experimentales. De acuerdo con las ecs. 1.1, 2.6 y 3.1, para el caso de la curva continua se obtiene $I_d=1$, es decir la condición de colapso. Los resultados experimentales que caen en la curva continua se caracterizan porque el desplazamiento relativo máximo en la estructura, θ_m , es igual al de colapso, θ_c . Esta condición lleva a que de acuerdo con las ecs. 2.5 y 3.2 en este caso se debe cumplir $\gamma=1$ ó $N_c=1$.

Los resultados experimentales que en la fig. 3.6 caen encima de la curva continua cumplen con la siguiente relación

$$E_H \geq (\omega h \theta_c)^2 \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Considerando las ecs. 2.6 y 3.3 se obtiene para este caso:

$$E_H \geq E_\lambda \quad (\text{Ec. 3.4})$$

La expresión anterior y la ec. 1.1 llevan a que los casos experimentales que caen arriba de la curva continua de la fig. 3.6 cumplan la condición $I_d > 1$. Además, si en estos casos se considera $\theta_m = \theta_c$, las ecs. 2.5 y 3.3 llevarán a $\gamma > 1$. Con un raciocinio semejante se encuentra que los resultados experimentales que caen bajo la curva continua de la fig. 3.6 llevan a resultados que cumplen las desigualdades de las ecs. 3.3 y 3.4 pero con el signo cambiado, y por tanto en estos casos se tendría $I_d < 1$. Además, se cumpliría la condición $\gamma < 1$. Como en realidad todos los resultados experimentales que se muestran en la fig. 3.6 corresponden al colapso, es decir $I_d=1$, para llegar a esta condición de acuerdo con las ecs. 1.2, 2.5 y 2.6, y los valores de γ anteriormente mencionados, es necesario que para los casos que caen encima de la curva continua se debe cumplir $\theta_m < \theta_c$, y para los que caen bajo la curva continua se debe cumplir $\theta_m > \theta_c$. La ec. 2.7 muestra que en la condición de colapso ($I_d=1$), cuando $\gamma > 1$ se debe cumplir $\theta_m < \theta_c$. Además, cuando $\gamma < 1$, entonces de acuerdo con la ec. 2.7 se debe cumplir $\theta_m > \theta_c$.

Los casos que cumplen $\gamma > 1$ corresponderían a sismos de larga duración o a casos de ensayos en los que se aplican varios ciclos de carga. Los casos $\gamma < 1$ corresponden a sismos de poca duración o a casos de ensayos con pocos ciclos de carga. El caso $\gamma=1$, al que corresponde la curva continua de la fig. 3.6, es de interés por ser una condición de referencia que divide a los casos de pocos y varios ciclos de carga, es decir esta condición define un límite del efecto de duración de las historias de carga o registros sísmicos. De acuerdo con las ecs. 1.4 y 1.5 el caso $\gamma=1$ corresponde a ciclos de carga cuya energía histerética es igual a la que absorbería un oscilador elástico en un ciclo completo con desplazamientos máximos iguales a $\pm u_m$.

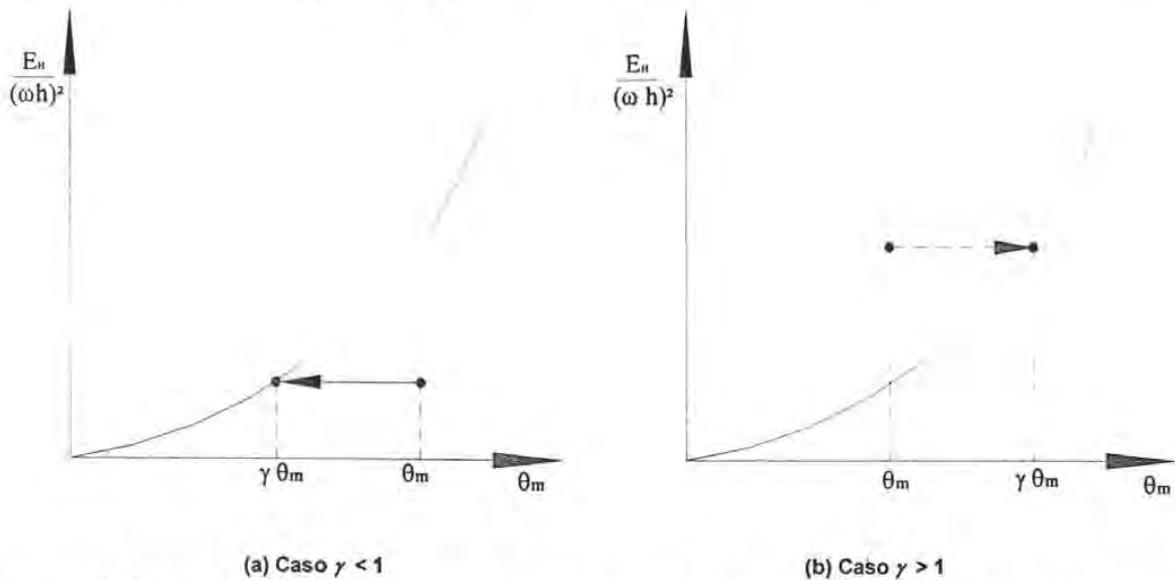


Figura 3.7 Esquema de la variación del desplazamiento relativo máximo (θ_m) con respecto a la disipación de energía histerética asociada teniendo en cuenta el efecto de la duración.

Como parte de la evaluación de resultados, En la tabla 3.1 se puede observar, que todos los parámetros que define diversas propiedades de los especímenes tienen valores en intervalos amplios, lo que permite evaluar el índice de daño para un amplio espectro de posibles elementos estructurales. La fig. 3.6 muestra resultados de todos los elementos de la base de datos, es decir, hay elementos con todo tipo

de relaciones de carga axial, confinamiento, historias de carga, relaciones de aspecto, rigideces, y mecanismo de falla. Estos resultados sugieren que el índice de daño propuesto es independiente de las diferentes propiedades que puede tener el sistema estructural en estudio, esta conclusión era de esperarse, debido a que la influencia de muchas de las propiedades de un sistema estructural se ve reflejada en los parámetros tomados en cuenta para la evaluación del daño, estos parámetros son la energía disipada y la capacidad de deformación del sistema estructural.

Lo anterior sugiere que la expresión de daño propuesta es aplicable a elementos que tengan diferentes tipo de comportamiento (flexión, cortante, etc), así mismo también aplica a elementos bien y mal diseñados de acuerdo a los requerimientos de confinamiento de los códigos de construcción, y finalmente teniendo en cuenta la relación de aspecto (parámetro que influye en el comportamiento a cortante ó flexión) y extrapolando al caso de edificios aplicará a los 3 tipos de sistemas estructurales conocidos que son edificios a base de marcos, duales y muros.

3.3.1 Análisis del efecto de la duración

Como se puede observar en la fig. 3.6, la respuesta no lineal de un elemento ensayado en laboratorio presenta una buena tendencia a relacionarse con la respuesta elástica lineal de un sistema de referencia de 1GDL. En la sección anterior se analizó la dispersión de los puntos experimentales que caen por encima y por debajo de la curva continua de la fig. 3.6 representada por la ec. 3.2. Los resultados de este análisis sugieren que el efecto de la dispersión se puede atribuir al efecto del parámetro γ . La fig. 3.7 muestra casos que caen sobre y debajo de la curva continua que representa a la ec. 3.2. Esta figura indica en forma esquemática que a mayor valor de γ menor será el valor del desplazamiento de colapso θ_m , esto implica que a mayor número de ciclos (efecto de duración) menor será el desplazamiento de colapso θ_m . Esta disminución de la capacidad de deformación del elemento con el aumento de la cantidad de energía introducida muestra el efecto de la duración en la acción externa sobre el sistema.

Se sabe que la capacidad de deformación de un elemento estructural depende de varios factores. En particular, en este caso se desea observar la influencia del efecto de duración γ en la capacidad de deformación del elemento. Para esto se selecciona un grupo de elementos donde todos los parámetros sean iguales ó similares, menos un parámetro seleccionado para su estudio, de esta forma se podrá evaluar la validez de las afirmaciones hechas en los párrafos anteriores acerca del efecto de la duración. Empleando este criterio, la Tabla 3.2 muestra grupos de elementos estructurales pertenecientes a la base de datos experimental presentada en la sección 3.1, con relaciones de aspecto (MVD), carga axial ($P/A_g f_c$), y confinamiento ($Conf.$) similares. En el apéndice B se describe en detalla las características de los especímenes evaluados en la tabla 3.2. El confinamiento empleado para elaborar la tabla 3.2 resulta de normalizar la cuantía de refuerzo transversal volumétrico con respecto a la cuantía de refuerzo transversal requerida por las normas ATC-32 (1996).

Tabla 3.2 *Análisis del efecto de la duración para tres grupos de elementos con características geométricas y mecánicas semejantes*

| Elemento | γ | θ_m | $\gamma \theta_m$ | | Elemento | γ | θ_m | $\gamma \theta_m$ | |
|----------|----------|------------|-------------------|--|----------|----------|------------|-------------------|--|
| ZHO22309 | 0.58 | 0.0383 | 0.0224 | $P/Agf c < 0.33$ 85% < Conf. < 146% $3 < MVD < 4$ | KANSTC1 | 1.15 | 0.0461 | 0.0532 | $P/Agf c < 0.1$ 25% < Conf. < 37% $3.1 < MVD < 5$ |
| ARA82102 | 0.85 | 0.0340 | 0.0290 | | OHNO84L3 | 1.24 | 0.0456 | 0.0564 | |
| WAT89U9 | 1.14 | 0.0218 | 0.0248 | | SOES86U1 | 0.81 | 0.0612 | 0.0498 | |
| ANG81U3 | 0.91 | 0.0318 | 0.0290 | | TP001 | 1.66 | 0.0290 | 0.0480 | |
| ZHO1248 | 0.87 | 0.0366 | 0.0318 | | TP002 | 1.07 | 0.0440 | 0.0470 | |
| ANG81U4 | 1.05 | 0.0365 | 0.0383 | TP005 | 0.71 | 0.0724 | 0.0510 | | |
| TANA90U1 | 0.96 | 0.0401 | 0.0386 | $0.2 < P/Agf c < 0.23$ 113% < Conf. < 154% $MVD = 4$ | LEH1015 | 1.08 | 0.099 | 0.107 | $P/Agf c < 0.1$ 37% < Conf. < 47% $5.3 < MVD < 10$ |
| TANA90U4 | 0.72 | 0.0487 | 0.0349 | | LEH815 | 1.09 | 0.091 | 0.100 | |
| TANA90U2 | 0.80 | 0.0404 | 0.0322 | | KOWAU1 | 1.67 | 0.062 | 0.103 | |
| ZAHN86U7 | 0.79 | 0.0516 | 0.0407 | | KOWAU2 | 0.96 | 0.108 | 0.104 | |
| WAT89U6 | 0.98 | 0.0157 | 0.0154 | $P/Agf c > 0.5$ 21% < Conf. < 54% $MVD = 4$ | KUN7 | 1.14 | 0.059 | 0.067 | $P/Agf c < 0.1$ 49% < Conf. < 57% $MVD = 4.5$ |
| WAT89U7 | 1.27 | 0.0084 | 0.0106 | | KUN8 | 1.31 | 0.057 | 0.075 | |
| WAT89U8 | 1.15 | 0.0111 | 0.0127 | | KUN9 | 1.18 | 0.066 | 0.078 | |
| SOES86U2 | 0.69 | 0.0314 | 0.0218 | $P/Agf c = 0.3$ 16% < Conf. < 43% $MVD = 4$ | KUN10 | 1.21 | 0.066 | 0.079 | |
| SOES86U3 | 0.71 | 0.0282 | 0.0200 | | KUN11 | 1.32 | 0.055 | 0.073 | |
| SOES86U4 | 0.94 | 0.022 | 0.0207 | | KUN12 | 1.80 | 0.039 | 0.07 | |

Después de haber identificado que el desplazamiento relativo máximo experimental (colapso) θ_m varía con el número de ciclos al que es sometido el elemento, se debe demostrar que existe un desplazamiento relativo de colapso θ_c asociado a $\gamma = 1$, es decir, debe existir una capacidad de deformación de referencia perteneciente a la respuesta elástica lineal del sistema de un 1GDL de referencia. Este desplazamiento relativo de colapso de referencia θ_c deberá ser calculado como el producto del parámetro γ y el desplazamiento relativo máximo θ_m tal como se observa en la ec. 3.5, la que resulta de hacer $I_d = 1.0$ en la ec. 2.7, lo que lleva a:

$$\gamma \theta_m = \theta_c \quad (\text{Ec. 3.5})$$

En la fig. 3.8 se grafica la relación $\gamma \theta_m$ vs θ_m , para los casos mostrados en la tabla 3.2 con el fin de confirmar la hipótesis que existe un valor único de θ_c asociado a una condición de colapso de

referencia. Los valores de γ han sido calculados empleando las ecs 1.4 y 1.5. En la fig. 3.8 se observa que en cada grupo de elementos estudiados con características similares se tiene una tendencia a un valor único de $\gamma\theta_m$, es decir al valor θ_c . Así mismo, en estos grupos se observan tendencias de la influencia de la relación de aspecto, carga axial y confinamiento en la capacidad de deformación última de un elemento de C.R. Se puede observar que a mayor relación de carga axial, menor es el desplazamiento de colapso con y sin efecto de la duración. Analizando los grupos (a) y (b) en la fig. 3.8 se observa cómo influye la relación de aspecto, estos son dos grupos con relaciones de confinamiento y carga axial aproximadamente iguales, lo que define la mayor capacidad de deformación del grupo (a) con respecto al grupo (b) son las mayores relaciones de aspecto del grupo (a). Por otro lado, si se observa los resultados de los grupos (e) y (f) en la fig. 3.8 se observa también claramente que el grupo con mayor relación de carga axial presenta mayor capacidad de deformación que la del grupo con menor relación de carga axial, lo anterior parece no ser congruente con el concepto usualmente aceptado de que a mayor relación de carga axial se tendría menor capacidad de deformación, lo que se puede explicar considerando que los elementos del grupo (e) tienen mayor relación de confinamiento que los del grupo (f), lo que incrementa la capacidad de deformación de los elementos.

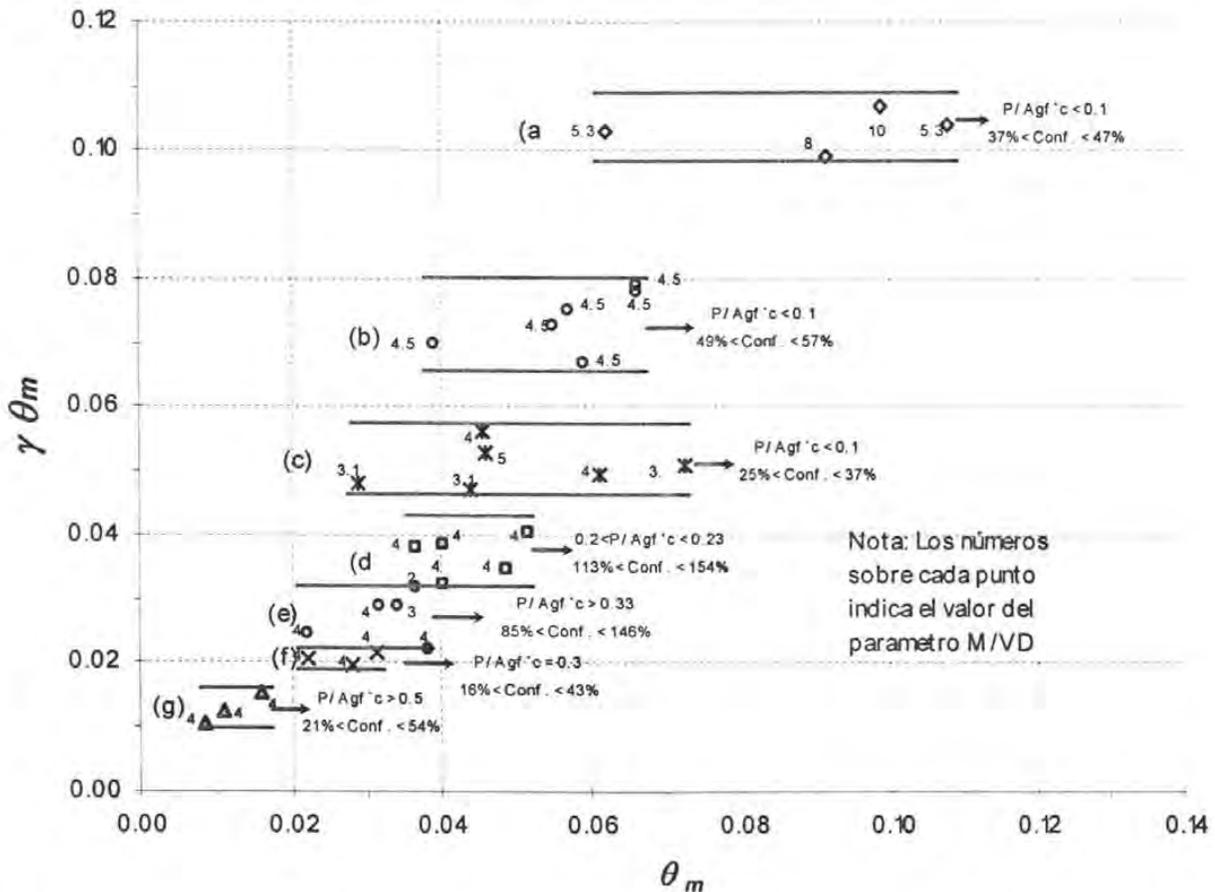


Figura 3.8 Variación de $\gamma\theta_m = \theta_c$ con respecto a θ_m para grupos de elementos estructurales con relaciones de aspecto, confinamiento y carga axial similares

La fig. 3.8, permite evaluar la validez del índice de daño propuesto. De acuerdo con la ec. 2.7 para el nivel de colapso ($I_d=1.0$) el desplazamiento del oscilador será θ_c , al cual se le puede asociar un efecto de duración de referencia ($\gamma=1$).

Se ha demostrado que para la base de datos experimental, el parámetro θ_c se puede calcular de acuerdo con la ec. 3.5. En la sección 3.3.4 se propone una expresión que permite calcular la capacidad de deformación del elemento de C.R. asociado a un efecto de duración de referencia, esto con el objetivo de proponer un procedimiento de evaluación del daño por sismo en elementos de C.R.

En la fig. 3.9 se aprecia como varía el efecto de la duración con respecto a el desplazamiento relativo de colapso θ_m para los grupos analizados en los casos de la fig. 3.8. Como se ha mencionado a medida que aumenta el efecto de la duración, el desplazamiento relativo de colapso disminuye. Además, se observa que las pendientes de cada línea de tendencia entre γ vs θ_c tienden a ser similares, lo que sugiere que es posible relacionar el efecto de duración y el desplazamiento relativo de colapso en función de las propiedades del sistemas estructural.

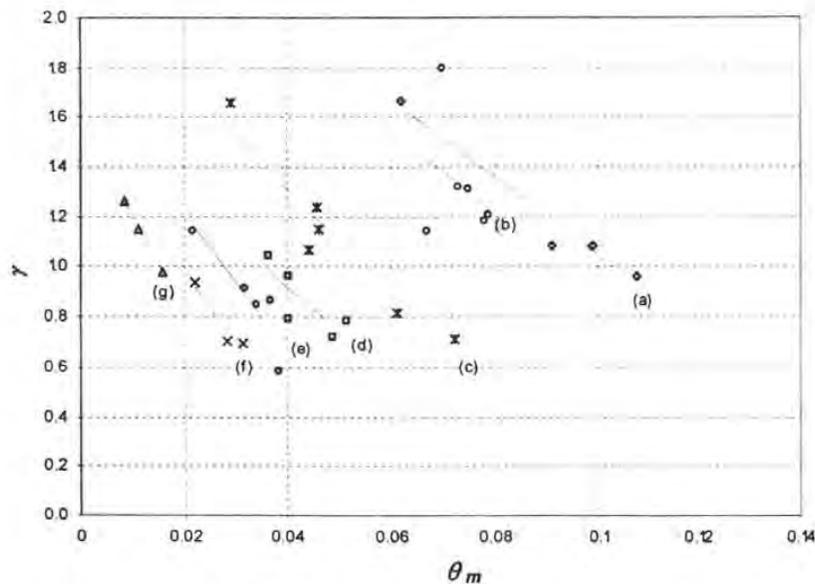


Figura 3.9 Variación de γ $\theta_m = \theta_c$ con respecto a θ_m para grupos de elementos estructurales con relaciones de aspecto, confinamiento y carga axial similares

La fig. 3.10 muestra otra forma de demostrar que el desplazamiento de colapso es la variable requerida para cumplir la condición de $I_d=1.0$. En esta figura el parámetro θ_c se ha calculado empleando la ec. 3.5 y los valores de γ calculados con las ecs. 1.4 y 1.5. En ella se observa la buena correlación que existe entre desplazamiento relativo θ_c , necesario para cumplir la condición $I_d=1$, y el desplazamiento de colapso experimental θ_m . La dispersión que se observa en la fig. 3.10 es el efecto de duración γ . Como se explicó en la fig. 3.6, aquellos puntos que caen encima de la curva continua representada por la ec. 3.2 tendrán efectos de duración mayores a uno, y viceversa, los puntos que caen exactamente sobre la curva continua el valor de γ será igual a uno.

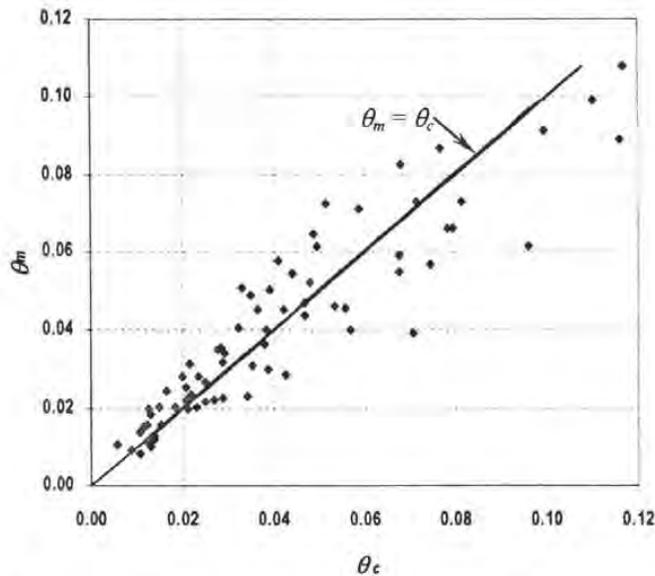


Figura 3.10 Desplazamiento relativo de colapso experimental y desplazamiento relativo que satisface la condición de $I_d=1.0$

La hipótesis que se emplea en este trabajo de relacionar un comportamiento no lineal con un sistema lineal elástico parece apropiada para la evaluación del daño en sistema de C.R. En el procedimiento propuesto se normaliza la energía disipada por un sistema estructural empleando un sistema elástico lineal para evaluar el daño (ver fig. 2.1b). Esta hipótesis se confirma con las observaciones hechas en las figs. 3.6 y 3.10. En estas figuras se observa una buena tendencia de los puntos a ajustarse a las hipótesis de representar comportamientos no lineales por medio de sistemas lineales.

Esta hipótesis de relacionar un comportamiento no lineal con el de sistemas lineales elásticos ha sido empleada por otros autores. Con base en observaciones experimentales, Sozen (1997) concluye que existe una relación lineal entre la máxima demanda inelástica de desplazamiento relativo y la intensidad máxima asociada a este desplazamiento. También el autor muestra que el máximo desplazamiento relativo parece ser función únicamente de las propiedades iniciales de la estructura y no de los efectos de la degradación de rigidez, ni de la resistencia. Además, Cezem (1979) evaluó la respuesta de modelos a escala de edificaciones de varios niveles en mesa vibradora y encontró que las formas de los perfiles de deformación de estructuras en la respuesta no lineal fueron muy similares a las formas modales en el intervalo lineal.

3.3.2 Evaluación del índice de daño propuesto

Después de haber evaluado el índice de daño en el límite superior (colapso), se procederá en lo que sigue a la evaluación del índice en el intervalo de cero a uno.

Con la información de daño observado en las columnas ensayadas en laboratorio, se identificó la deformación relativa θ_i la cual se relaciona con la evolución del daño observado en cada ensaye. Estos datos se emplean para obtener la relación θ vs I_d con la cual se obtuvo la grafica θ vs I_d de evolución de daño intermedio. En las figuras del apéndice B se muestra la evolución del daño de cada uno de los elementos analizados en función de ductilidad, desplazamiento relativo y desplazamiento total. Así mismo, también en el apéndice B se puede observar cada estado de daño por medio de un informe fotográfico que apoya las observaciones hechas por los respectivos investigadores de cada elemento estudiado en laboratorio. La fig. 3.11 muestra un ejemplo de la evolución del daño en dos de los 23

elementos que cuentan con descripción detallada del daño observado, así mismo la fig. 3.12 muestra fotos para estos dos casos que ilustran cada uno de los estados de daño definidos en la tabla 3.3, la cual describe los niveles de daño que se proponen en este trabajo.

Para obtener la fig. 3.11, y poder definir los niveles de daño desde el punto de vista cualitativo a partir de los resultados experimentales, se tomaron las descripciones de daño detallado de los 23 elementos ensayados en laboratorio que cuentan con esta información, y se clasificaron de acuerdo con el nivel de daño. Los resultados obtenidos se muestran en la fig. 3.13, la cual muestra que el daño en elementos estructurales ocurre en el siguiente orden. Inicialmente aparecen las primeras grietas a flexión, posteriormente ocurre el inicio de la fluencia del refuerzo a tensión y compresión, casi simultáneamente se presenta el inicio del aplastamiento del recubrimiento de concreto. Después del inicio del desprendimiento del recubrimiento de concreto, el refuerzo longitudinal y transversal quedan expuestos, los ganchos de estribos comienzan a abrirse y se observa degradación de rigidez; posteriormente ocurre el inicio del pandeo del refuerzo longitudinal, y en la mayor parte de los casos se llega al estado de pérdida del 20% de la resistencia máxima.

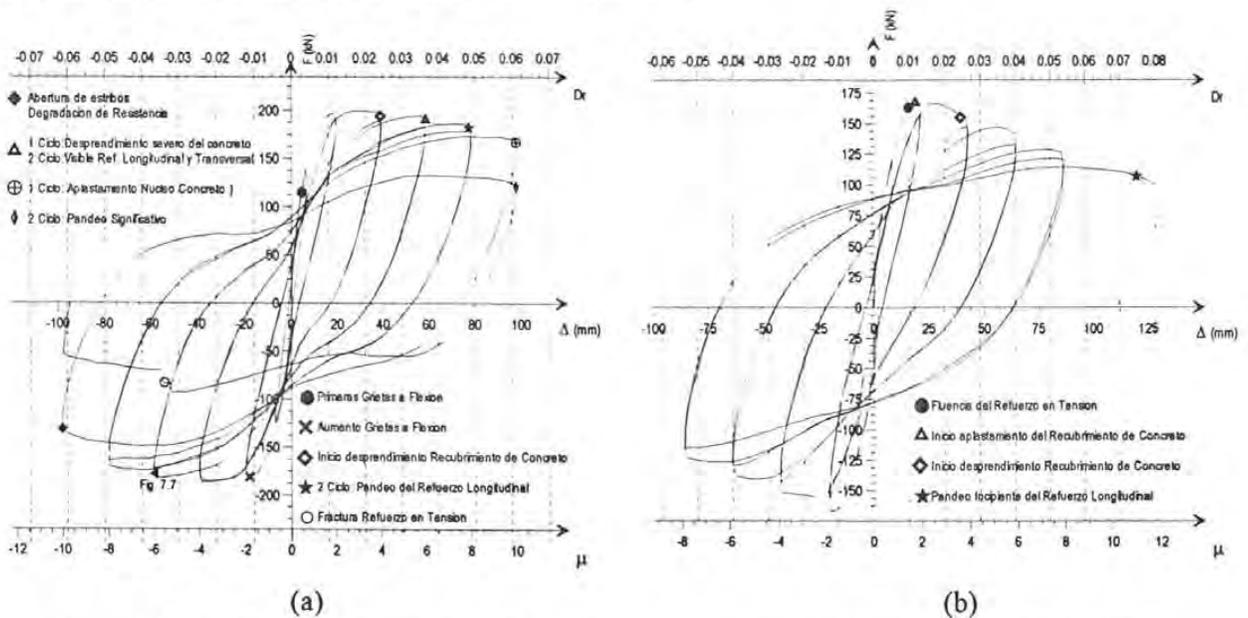


Figura 3.11 Descripción de daño de (a) Elemento SOES86U1, (b) Elemento TANA90U1

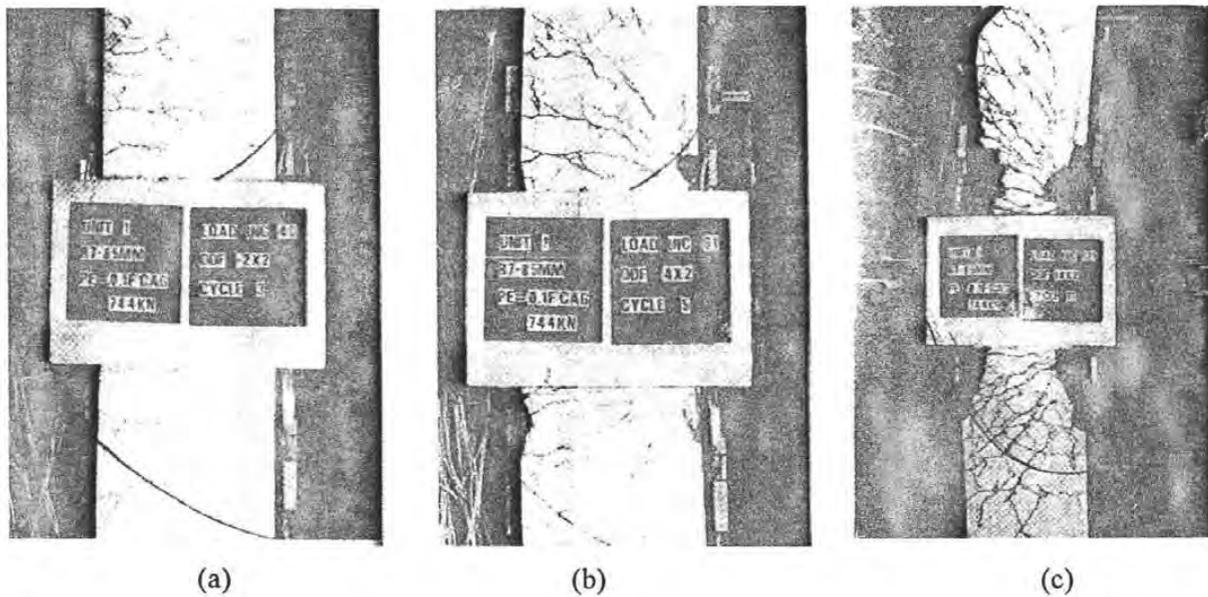


Figura 3.12 Reporte fotográfico de los estados de daño algunos de los elementos ensayados en laboratorio (Ver tabla 3.3)

Con base en las observaciones anteriores, se define como estado sin daño al intervalo antes del estado donde se inicia el aplastamiento del recubrimiento de concreto, estado en el cual también ocurre la fluencia del refuerzo de tensión y compresión. Según la fig. 3.13 a este estado le corresponde la condición $I_d = 0.1$. Se observa que los niveles de daño anteriormente mencionados ocurren entre el 20 y 30% del desplazamiento relativo de colapso.

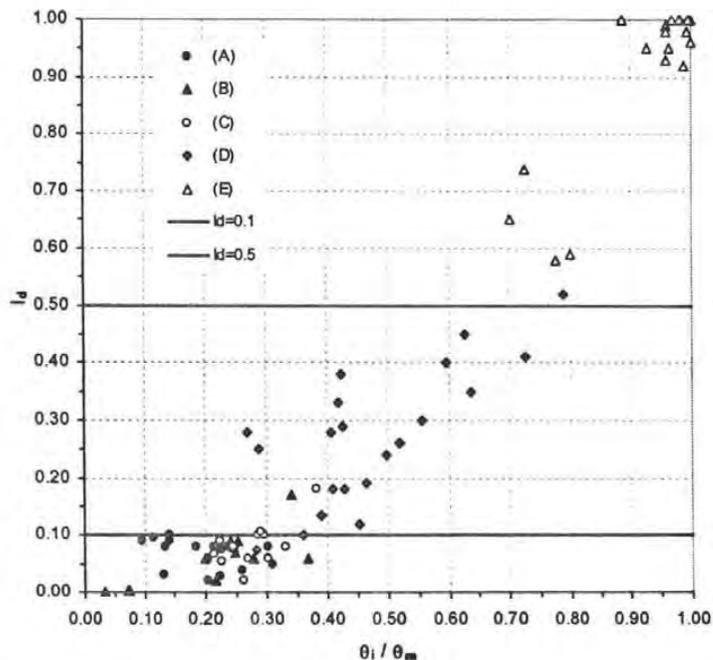


Figura 3.13 Evolución del daño para 23 elementos ensayados en laboratorio (I_d vs θ/θ_m)

(Nota: La definición de los niveles de daño A, B, C, D y E se muestran en la tabla 3.3)

Tabla 3.3 Calibración de daño intermedio (Índice de daño propuesto vs Daño observado en elementos ensayados en laboratorio)

| | | | | | |
|--------------------------|-----------|--|---------------------------------|------------|------------|
| Índice de Daño Propuesto | 0.5 a 1.0 | (E)Pandeo del Refuerzo longitudinal | | | Fig. 3.12c |
| | 0.1 a 0.5 | (D) Inicio desprendimiento Recubrimiento de Concreto | | | Fig. 3.12b |
| | 0 a 0.1 | (A)Fluencia del Refuerzo en Tensión. (B)Fluencia del Refuerzo en Compresión, Primeras Grietas a Flexión. (C)Inicio aplastamiento Recubrimiento de Concreto | Fig. 3.12a | | |
| | 0.0 | | 0 a 0.35 | 0.35 a 0.7 | 0.7 a 1.0 |
| | | Descripción de Daño Cualitativo | θ _i / θ _m | | |

En este trabajo se define como estado de daño reparable a la condición $0.1 < I_d < 0.5$. El valor de la cota superior se ha definido con base en los resultados de la fig. 3.13, la cual muestra que en este intervalo se presenta el inicio del desprendimiento del recubrimiento de concreto y aumento del daño.

Para valores de I_d mayores que 0.5 se considera que el elemento no es reparable, debido a que en este estado el refuerzo longitudinal y transversal queda expuesto, lo que sugiere que el elemento ya ha alcanzado deformaciones excesivas y por lo tanto ha perdido capacidad de deformación. En este mismo intervalo se da inicio al pandeo del refuerzo longitudinal, característica que incrementa la degradación de resistencia, antes de llegar a pérdidas de resistencia mayores al 20% de la máxima.

Con base en lo anterior, el criterio de evaluación de daño que se propone para niveles de daño intermedio en elementos de concreto reforzado se basa en el empleo de los niveles de daño descritos en la tabla 3.3 y se resume en lo siguiente:

- $0 < I_d < 0.1$ Sin daño (Agrietamiento menor, Inicio de la Fluencia)
- $0.1 \leq I_d < 0.5$ Daño Reparable (Agrietamiento mayor, inicio del desprendimiento del recubrimiento, inicio del aplastamiento del concreto)
- $0.5 \leq I_d < 1.0$ Daño No Reparable (Refuerzo longitudinal y transversal visible, inicio del pandeo, colapso incipiente)

3.3.3 Evaluación del índice de daño en casos monotónicos

Un caso extremo de colapso en un ensayo de laboratorio para la condición $\gamma < 1$ es el de una carga monotónica. Es relevante evaluar para este caso la aplicación del índice de daño propuesto, I_d . Por ser un caso extremo en la aplicación del índice de daño, para esta condición este caso se evalúa como se describe a continuación.

El índice de daño propuesto en este trabajo es un índice acumulativo de energía, lo cual significa que conceptualmente corresponde al caso cíclico. Un caso monotónico no presenta efectos acumulativos de energía, estos casos monotónicos se pueden presentar en análisis tipo push-over, y en algunos ensayos de laboratorio.

Un paso necesario para unificar criterios es definir el concepto de caso monotónico. Con base en la información experimental disponible en este trabajo se considerará caso monotónico aquel donde se cumplan las siguientes condiciones: 1) Cuando en un solo ciclo de carga se alcance la fluencia y en ese mismo ciclo, en la descarga se halla perdido mas del 20% de la resistencia máxima del elemento, este ciclo se denominara ciclo de colapso monotónico, 2) Cuando no se hallan presentado ciclos con comportamiento inelástico antes del colapso monotónico, aquí se debe aclarar que para efectos de este trabajo se considera que un ciclo tiene comportamiento inelástico cuando desarrolla ductilidades de desplazamiento mayores que 1.5.

Otro concepto que se debe definir, es la “energía monotónica” involucrada en el calculo del parámetro γ , para la cual se debe elegir un criterio para hallar una energía equivalente que permita aplicar conceptos del caso cíclico a un caso monotónico. Conceptualmente un caso cíclico será aquel donde un elemento incursiona en los cuatro cuadrantes de la grafica resistencia – desplazamiento, llegando hasta $\pm \theta_m$. Para ser congruente con el concepto de ciclo, en este trabajo se considera que la energía equivalente que representa el caso monotónico será aquella obtenida de completar los cuadrantes del caso monotónico en $\pm \theta_m$ es decir, la energía equivalente será igual a cuatro veces la energía monotónica asociada al primer cuadrante.

Tabla 3.4 Evaluación Casos Monotonicos:

| Espécimen (1) | θ_m (2) | N_e (3) | γ (4) | $\gamma \theta_m = \theta_c$ (5) |
|------------------|-------------------|--------------|-----------------|-------------------------------------|
| TP004 | 0.0824 | 0.332 | 0.57 | 0.0475 |
| TP006 | 0.0866 | 0.379 | 0.61 | 0.0533 |
| KOWAU3 | 0.1031 | 0.72 | 0.85 | 0.0874 |
| KOWAU4 | 0.1302 | 0.58 | 0.76 | 0.0991 |

La Tabla 3.4 muestra resultados de la evaluación de los parámetros que intervienen en la definición del índice I_d , para algunos casos específicos seleccionados. La columna 1 de la Tabla 3.4 lista los especímenes estudiados en laboratorio que llegaron a la falla bajo carga monotónica. Los especímenes TP004 y TP006 fueron estudiados por Takemura et al (1997), y los especímenes KOWAU3 y KOWAU4, por Moyer y Kowalsky, (2003). La columna 2 de la Tabla 3.4 muestra los valores de rotación máxima θ_m , alcanzada en los ensayos en el colapso del elemento estructural.

Las columnas 3 y 4 de la Tabla 3.4 muestran los valores calculados de los parámetros N_e y γ , respectivamente. Como se ha mostrado, estos parámetros se calcularon empleando el parámetro E_H , el cual se evaluó como la energía equivalente para el caso monotónico propuesto bajo el criterio establecido en el párrafo anterior (energía involucrada en los 4 cuadrantes) y sus correspondientes valores de θ_m . La columna 5 muestra los valores de la rotación de colapso de estos elementos, θ_c , calculado empleando la ec. 3.5. Los valores de la columna 5 de la tabla 3.4 muestran que son aproximadamente iguales a los obtenidos para los grupos (a) y (c) mostrados en la fig. 3.8 en donde los elementos de Kowalski y Takemura pertenecen a cada uno de estos grupos respectivamente. Estos resultados sugieren la validez del parámetro γ , como parámetro que influye en el efecto de duración y por consiguiente la validez del índice de daño propuesto.

3.3.4 Propuesta para determinar el parámetro θ_c a nivel local a partir de las propiedades del elemento

De las secciones anteriores se ha concluido que existe un desplazamiento relativo de colapso, θ_c , asociado a un efecto de duración de referencia ($\gamma=1$). En esta sección se propone una expresión para calcular este desplazamiento relativo a partir de las propiedades mecánicas del elemento estructural.

La capacidad de deformación inelástica de un elemento se puede evaluar como el producto de la curvatura última del elemento y su longitud plástica equivalente, este concepto se emplea en la propuesta de evaluación de θ_c , empleando para su cálculo el confinamiento y la relación de aspecto del elemento estructural, estos parámetros están directamente relacionados con la deformación inelástica del elemento, como se demuestra en los párrafos siguientes.

En la sección 3.1 se mostró que, la capacidad de deformación de un elemento estructural depende principalmente de tres parámetros, los cuales son confinamiento, relación de aspecto, y relación de carga axial.

El nivel de confinamiento del elemento se define en este trabajo como el producto entre la relación del volumen del refuerzo transversal (ρ_{vol}) y la relación (f_{yt} / f_c). El confinamiento es relevante en la capacidad de deformación del elemento; la importancia de esta variable radica en que a mayor confinamiento el elemento tendrá mayor capacidad de deformación.

La longitud de articulación plástica L_p^* puede considerarse proporcional a la relación de aspecto del elemento (Paulay y Priestley, 1992), así mismo, también se conoce que el parámetro M/VD , está directamente relacionado con el tipo de falla del elemento. Con base en lo comentado en la sección 3.1 se puede afirmar que el parámetro M/VD influye en la capacidad de deformación de un elemento estructural.

La relación de carga axial determina si el elemento trabajará a flexión o a flexo-compresión, esta variable influye de manera relevante en los niveles de deformación que pueda tener un elemento estructural, lo cual indica que un elemento que responda a flexión tendrá mas capacidad de deformación que un elemento que responda en flexo-compresión.

La relación de carga axial, $P/A_g f_c$, es una variable importante en la evaluación de θ_c , debido a que a mayor valor de este parámetro el elemento estructural alcanzará una resistencia mayor pero su capacidad de deformación disminuirá y viceversa.

De diversas investigaciones se sabe que los elementos que estén sometidos a relaciones de carga axial menores que aproximadamente 0.10 tendrán comportamiento a flexión y aquellos elementos con valores de carga axial mayores a 0.10 tendrán un comportamiento a flexo-compresión. Otro valor de la relación de carga axial que es de interés en el comportamiento de elementos de C.R. es el valor que define la falla balanceada de la sección, el cual se puede tomar en buena parte de los casos aproximadamente igual a 0.3.

El objetivo de esta sección es proponer una expresión que permita estimar valores de desplazamiento relativo de colapso θ_c en forma razonablemente aproximada y fácil de aplicar. Es conocido que la estimación del valor de carga axial en un elemento que responde ante una acción sísmica puede ser bastante incierta debido a la variación de está durante la respuesta del elemento. Por este motivo, para simplificar la estimación del parámetro θ_c en un elemento de C.R., se propone que el elemento se clasifique dentro de tres intervalos de relación de carga axial, siguiendo las criterios de comportamiento de los elementos descritos en el párrafo anterior.

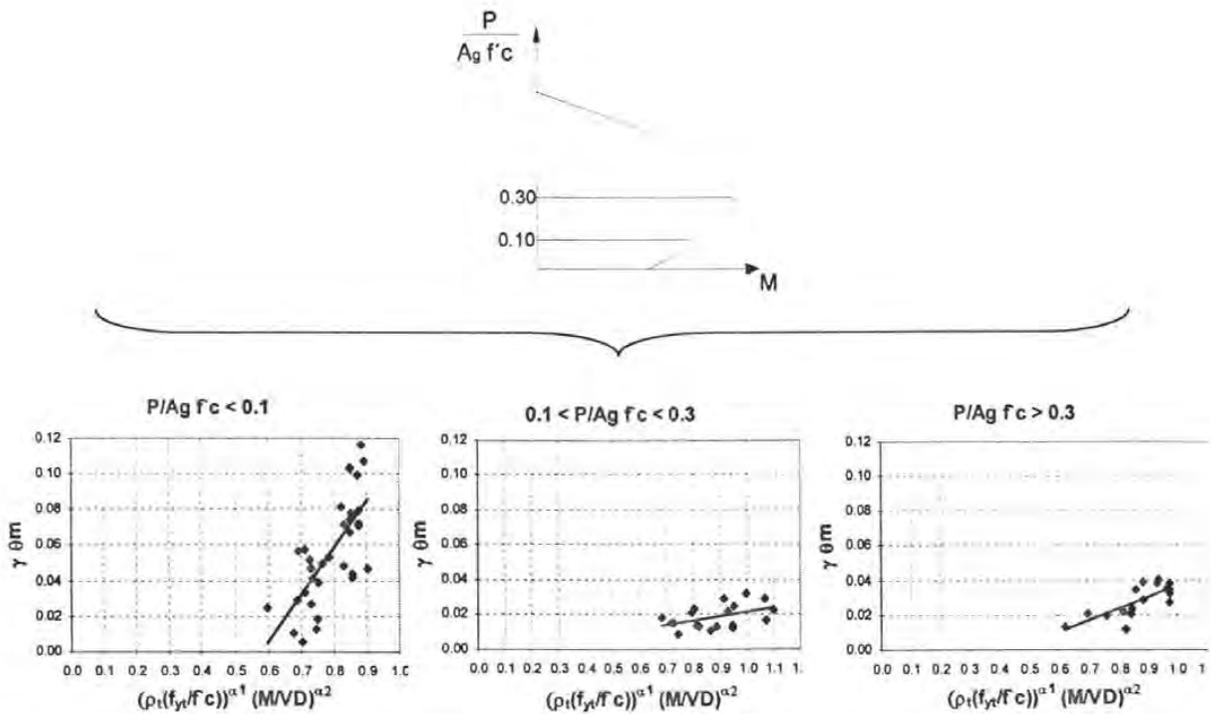


Figura 3.15 Tendencia de $\gamma \theta_m = \theta_c$ vs expresión propuesta para cada intervalo de relación de carga axial

En la fig. 3.15 se ha graficado el desplazamiento relativo de colapso, θ_c , calculado con la ec. 3.5 empleando el parámetro γ versus el producto del confinamiento y la relación de aspecto elevados a un factor α_1 y α_2 , los cuales tienen valores de 0.15 y 0.10, respectivamente para los tres intervalos de carga axial seleccionados. Estos valores fueron obtenidos de resultados de análisis estadísticos. En esta figura se indica la relación lineal que existe para cada intervalo, lo que permite concluir que puede ser apropiado proponer una expresión para θ_c en función del producto del confinamiento y la relación de aspecto para un intervalo específico de carga axial.

La fig. 3.16 muestra otra forma de presentar los datos de la fig. 3.15, donde se aprecia con más claridad, que la relación de carga axial es relevante en la capacidad de deformación del elemento. Se observa que para relaciones de carga axial menores que 0.1, basta con aumentar levemente el producto de confinamiento y relación de aspecto para que la capacidad de deformación aumente considerablemente. Por el contrario para valores de carga axial mayores a 0.1, independientemente de cuanto aumenten los valores de confinamiento y de relación de aspecto, la capacidad de deformación del elemento es poco sensible a estos incrementos.

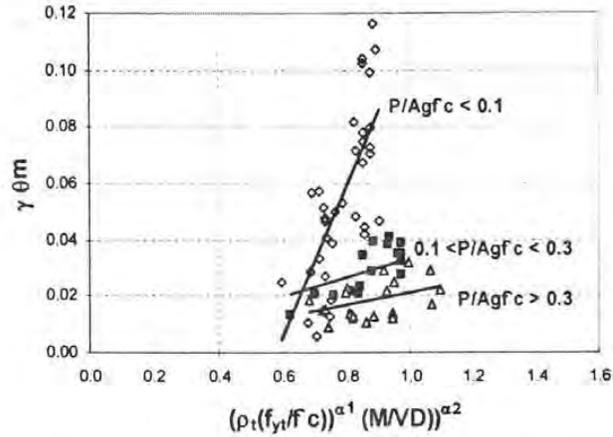


Figura 3.16 Tendencia de $\gamma \theta_m = \theta_c$ vs expresión propuesta para cada intervalo de relación de carga axial

En la fig. 3.17, se comparan los desplazamientos relativos de colapso, θ_c , medido y calculado, la cual ilustra la correlación que presenta la expresión propuesta en función de la relación $Y=X$. La fig. 3.18 muestra de manera mas clara la validez de la expresión propuesta. Entre mas se acerquen los puntos a la recta $\theta_c / \gamma \theta_m = 1$, mejor será la predicción del parámetro θ_c empleando esta expresión. En esta figura se aprecia que el 85% de los datos caen dentro del intervalo $\pm 40\%$ de la relación $\theta_c / \gamma \theta_m = 1$. Estos resultados sugieren una aproximación razonable de la expresión propuesta para determinar el desplazamiento relativo de colapso de referencia de un elemento de C.R. ante acciones cíclicas, debido al gran numero de variables que pueden intervenir en este tipo de predicción de respuesta.

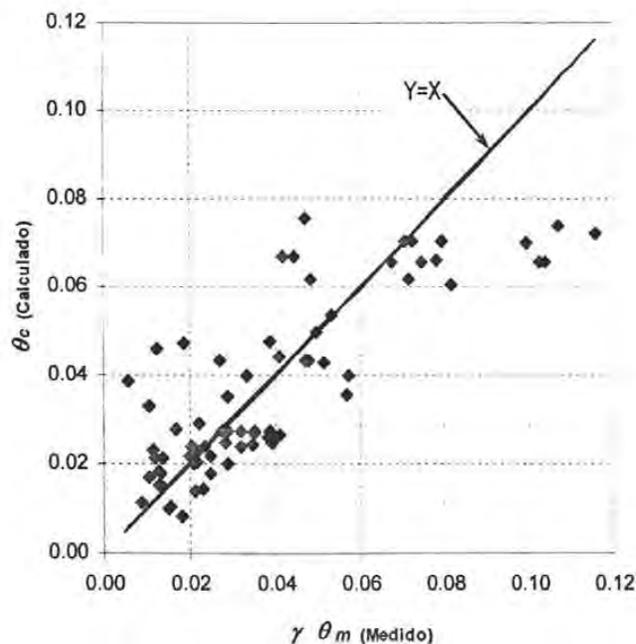


Figura 3.17 Grafica θ_c calculado vs $\gamma \theta_c$ medido

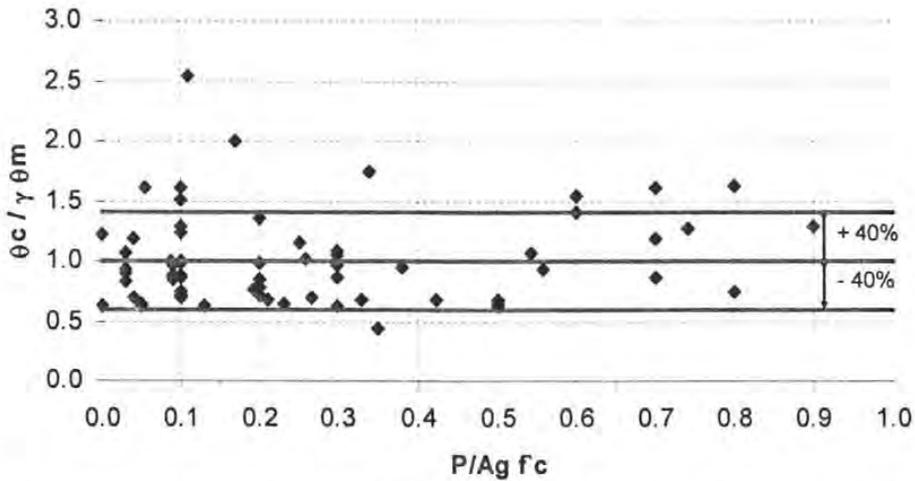


Figura 3.18 Variación de $\theta_c / \gamma \theta_m$ con respecto a la relación de carga axial.

De acuerdo con lo anterior, se concluye que el desplazamiento máximo relativo de colapso θ_c , será función de la relación de confinamiento, carga axial, y relación de aspecto, para así poder evaluar el parámetro I_d en elementos de concreto reforzado. Las expresiones para evaluar el θ_c según el intervalo de relación de carga axial se muestran en las siguientes expresiones, donde $\alpha_1=0.15$ y $\alpha_2=0.10$:

$$\theta_c \rightarrow f\left(\rho_v\left(\frac{f_{yh}}{f_c}\right); \frac{P}{A_g f_c}; \frac{M}{VD}\right)$$

$$P/A_g f_c < 0.1 \quad \theta_c = 0.189 \left[\left(\rho_t \left(\frac{f_{yt}}{f_c} \right) \right)^{\alpha_1} \left(\frac{M}{VD} \right)^{\alpha_2} \right] - 0.095 \quad (\text{Ec. 3.6.a})$$

$$0.1 < P/A_g f_c < 0.3 \quad \theta_c = 0.021 \left[\left(\rho_t \left(\frac{f_{yt}}{f_c} \right) \right)^{\alpha_1} \left(\frac{M}{VD} \right)^{\alpha_2} \right] + 0.001 \quad (\text{Ec. 3.6.b})$$

$$P/A_g f_c > 0.3 \quad \theta_c = 0.052 \left[\left(\rho_t \left(\frac{f_{yt}}{f_c} \right) \right)^{\alpha_1} \left(\frac{M}{VD} \right)^{\alpha_2} \right] - 0.019 \quad (\text{Ec. 3.6.c})$$

4 EVALUACION DE DEMANDAS DE DAÑO POR SISMO EN UNA POBLACION DE ESTRUCTURAS

El daño global en una estructura de concreto reforzado depende de la distribución y nivel de daño a nivel local. Como ya se mencionó en capítulos anteriores, el índice propuesto en este trabajo es un índice de daño local acumulativo de energía, lo que sugiere que el daño global en edificios de concreto reforzado se puede expresar como la suma de los índices de daño a nivel local, pesados por la contribución de energía absorbida (Park y Ang, 1985), tal como se muestra en la ec. 4.1.

$$I_{d_g} = \frac{\sum I_{d_i} E_i}{\sum E_i} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Con la base de datos experimental analizada en este trabajo se ha demostrado que calcular el daño para sistemas de 1GDL, usando como variable la deformación relativa del elemento estructural es un procedimiento que conduce a resultados razonables. Este procedimiento se puede extrapolar a sistemas de VGDL, apoyándose en la hipótesis ya planteada por algunos investigadores de relacionar la respuesta de sistemas de VGDL y la de sistemas de referencia de 1GDL y tomando como variable la deformación relativa global, la cual se define como el cociente entre el desplazamiento máximo de azotea y la altura de sistema de VGDL.

Aunque la deformación relativa global no proporciona información de la distribución de daños en edificios, este parámetro lleva a una buena aproximación de la respuesta global y puede servir de herramienta para evaluar rápida y sencillamente el nivel de daño estructural. La distribución de deformaciones relativas de entrepiso no es constante en la altura del edificio y estas tienden a concentrarse en ciertos niveles, dependiendo de cómo se deforme lateralmente el sistema estructural (fig. 4.1c). Sin embargo, existen relaciones aproximadas entre las deformaciones de entrepiso y la relativa global. Por este motivo, resulta atractivo emplear procedimientos sencillos y con niveles de precisión aceptables para evaluar esta última deformación, con el objeto de analizar no solo una estructura específica, sino también grupos de edificaciones que tengan un tipo de estructuración común. Este enfoque ha sido anteriormente empleado por Clough y Penzien (1975), Qi y Moehle (1991), Rodríguez (1994), y Uang y Bertero (1998).

Uno de los parámetros que se debe definir para evaluar el parámetro I_d a nivel global es el parámetro D_{rc} . Con base en las observaciones experimentales anteriormente efectuadas en este trabajo, se logró obtener valores del parámetro θ_c a nivel elemento, como función de la relación de carga axial, relación de aspecto, y confinamiento. Es decir si el elemento estructural se comporta a flexión o flexo-compresión, si esta bien diseñado o no, ó si falla por cortante o flexión.

En la fig. 4.1a se muestra una forma de vibrar de un sistema de VGDL en el intervalo inelástico. El desplazamiento de azotea respecto a la base es δ_r .

Para evaluar el daño en sistemas de VGDL, por medio del índice propuesto definido para sistemas de 1GDL, es necesario incluir un nuevo parámetro que relacione la respuesta de sistemas de 1GDL con sistemas regulares de VGDL. Este parámetro es Γ (apéndice A) y la forma como se incluye en la evaluación del índice de daño propuesto se muestra en la ec. 4.2 la cual se obtiene de combinar las Ecs. 1.1, 2.5, y 2.6

$$I_d = \frac{\Gamma^2 E_H}{(\omega H D_{rc})^2} = \left(\frac{\Gamma \gamma D_{rm}}{D_{rc}} \right)^2 \quad (\text{Ec. 4.2})$$

En la ec. 4.2 se observa que los parámetros θ_m y θ_c de las ecs. 1.1, 2.5, y 2.6 son reemplazados por D_{rm} y D_{rc} respectivamente, donde D_{rm} es el desplazamiento máximo relativo del edificio y D_{rc} es el desplazamiento máximo de colapso del edificio. El desarrollo y análisis completo del parámetro Γ y demás hipótesis empleadas para relacionar sistemas de VGDL con sistemas 1GDL se muestra en detalle en el apéndice A.

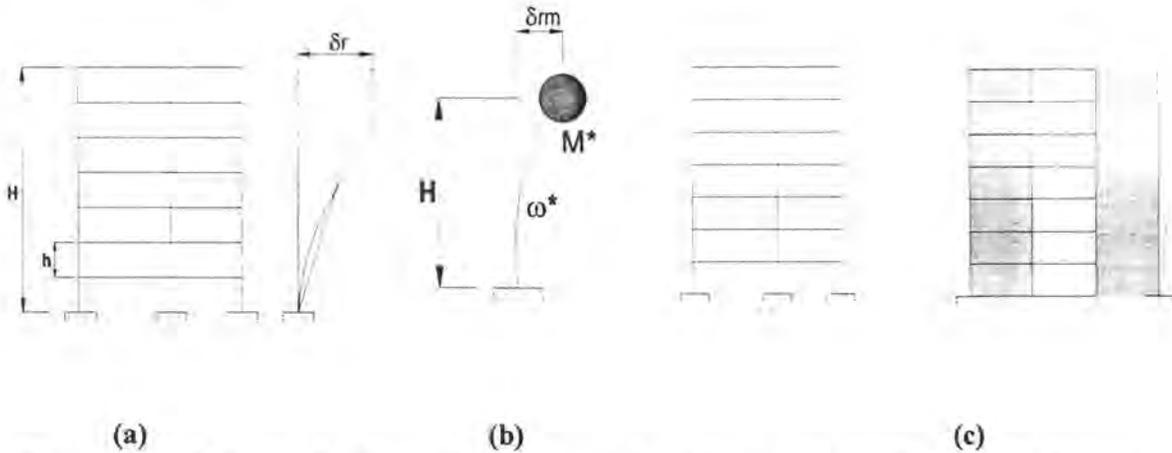


Figura 4.1 (a) Forma de vibrar de un sistema de varios grados de libertad, (b) Estructura de referencia de 1GDL, c) Esquema de los desplazamientos laterales de marcos y muros de C.R.

La hipótesis para analizar la repuesta de un sistema de VGDL por medio de un sistema 1GDL desde el punto de vista de desplazamientos relativos, se basa en suponer que la forma de vibrar del sistema de VGDL es constante y se representa como se observa en la fig. 4.1b donde δ_{rm} es desplazamiento de azotea máximo (colapso) que describe la repuesta global de la estructura de VGDL (Rodríguez, 1994).

4.1 EVALUACIÓN DE PARÁMETROS PARA CALCULAR EL ÍNDICE DE DAÑO A NIVEL GLOBAL

4.1.1 Evaluación del parámetro Γ

El parámetro Γ relaciona la repuesta de un sistema de 1GDL con sistemas regulares de varios grados de libertad (VGDL) asociados con un perfil constante de deformación. Rodríguez (1994) propuso valores típicos del parámetro Γ asociados un sistema estructural y al número de niveles del mismo. En esta evaluación se muestra que en marcos con distribución uniforme de masas y rigidez, con forma de vibrar de tipo lineal, el parámetro Γ es aproximadamente igual a 1.36 para estructuras de cinco niveles y 1.46 para las de veinte niveles. Estos valores se obtienen al utilizar la siguiente expresión (Rodríguez y Aristizabal, 1998):

$$\Gamma = \frac{3N}{(2N+1)} \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Donde el parámetro N representa el número de niveles del sistema estructural.

En edificios regulares de marcos de concreto reforzado diseñados con resistencias de columnas mayores que las vigas, como lo sugieren los reglamentos sísmicos de construcción típicos, para el caso de comportamiento no lineal, Qi y Moehle (1991) sugieren valores del parámetro Γ que varían entre 1.15 y 1.25, para estructuras de cinco y diez niveles, respectivamente.

En edificios regulares de muros de concreto reforzado, como se hace en la práctica chilena, (Riddell y Vásquez, 1992) sugieren para Γ el valor de 1.6. Este valor se obtuvo suponiendo un comportamiento elástico y un perfil de deformación de viga en voladizo. Wallace y Moehle (1992) sugieren utilizar el valor de 1.5 para analizar estos sistemas.

Se debe resaltar que el parámetro de daño desarrollado por Rodríguez (1994), fue propuesto para evaluar el daño en estructuras de VGDL, empleando un sistema de referencia de 1GDL, desde este punto de vista y para efectos de aplicaciones prácticas como es la construcción de espectros de daño constante que se proponen posteriormente en este trabajo, el nuevo índice de daño seguirá conservando el término Γ tal como se muestra en la ec. 4.2.

Para el caso de la calibración del índice de daño, ésta se hará a nivel local, es decir a nivel elemento, esto quiere decir que los elementos estructurales analizados y ensayados en laboratorio son todos sistemas de 1GDL que no requieren del término Γ .

4.1.2 Evaluación de la deformación relativa global de colapso, D_{rc}

En la literatura se encuentran resultados de ensayos experimentales de edificios en los cuales el colapso incipiente se presenta para un intervalo de D_{rc} entre 0.03 y 0.045. Entre estos resultados se encuentran los de Wilby (1977) con un D_{rc} sugerido de 0.044, Rodríguez y Santiago (1996) sugieren para D_{rc} el valor de 0.041. Con base en resultados de un ensayo, Shahrooz y Mohle (1990) sugieren para D_{rc} el valor de 0.02, se debe resaltar que en este ensayo en realidad el espécimen no llegó al colapso, lo cual indica que se deberían esperar valores de D_{rc} mayores en el colapso, Rodríguez y Blandon (2002) ensayaron un edificio prefabricado de dos niveles que presentó un valor de D_{rc} de 0.035 al colapso. Este edificio fue evaluado con el índice I_d propuesto, encontrándose que el valor de D_{rc} experimental mencionado anteriormente coincide con el valor de D_{rc} calculado bajo las hipótesis y criterios de evaluación de daño propuestas para este trabajo. Para encontrar un valor del parámetro D_{rc} de colapso adecuado para estructuras de concreto reforzado, también se recurre al método de diseño basado en desplazamientos propuesto por Priestley y Kowalsky (2000), el cual se basa en obtener los perfiles de deformaciones equivalentes entre un sistema de VGDL y un sistema de 1GDL, empleando deformaciones unitarias límites del material. Por medio de este método se calculó el valor del parámetro D_{rc} de colapso de un edificio típico de 8 niveles, bajo las hipótesis de mecanismo de colapso de columna fuerte-viga débil, así como considerando que los materiales alcanzan sus deformación unitarias últimas, con este criterio se encontró que el parámetro D_{rc} de colapso es aproximadamente igual a 0.03.

De acuerdo con lo anterior, para edificios de concreto reforzado con una configuración regular en planta y altura, se puede considerar que el valor de desplazamiento relativo global de colapso de 0.035 es una aproximación razonable para la estimación del nivel de daño asociado al colapso en sistemas de VGDL diseñados de acuerdo con reglamentos actuales de construcción.

En el párrafo anterior se proponen valores del parámetro D_{rc} para edificios de C.R, a partir de ensayos experimentales de edificios. Por otro lado se sabe que existen relaciones directas para estimar desplazamientos relativos globales de un edificio a partir de los desplazamientos relativos de entrepiso del mismo. Con base en este concepto, los desplazamientos relativos de colapso de los especímenes que forman la base de datos experimental de este trabajo, se pueden interpretar como desplazamientos relativos de entrepiso de un edificio de C.R. Con el objetivo de obtener un valor del parámetro D_{rc} para edificios basado en la información de la base de datos experimental, en lo que sigue se hará un breve análisis a partir de observaciones en edificios hechas por otros investigadores sobre la relación entre el desplazamiento relativo de entrepiso y el desplazamiento global de edificios.

Se analizaron tres tipos de sistemas estructurales, los cuales son, marcos, muros y duales. Se sabe que en estructuras a base de marcos las deformaciones relativas máximas de entrepiso generalmente se encuentran en los primeros niveles y van disminuyendo con la altura. Por el contrario, en sistemas de muros estructurales de concreto reforzado, estos valores máximos se presentan en los niveles superiores. La figura 4.1c muestra perfiles esquemáticos típicos de estructuras regulares a base de marcos, así como de muros estructurales. Debido a la alta rigidez lateral de los sistemas de muros de concreto reforzado, durante sismos éstos alcanzan niveles de deformaciones menores que en los sistemas de marcos. Otra característica atractiva de los sistemas de muros estructurales es que el parámetro relacionado con el daño en este tipo de estructuras es la llamada deformación tangencial relativa (fig. 4.2a, Algan, 1982), la cual para niveles del edificio diferentes del primero, es menor que la correspondiente deformación relativa de entrepiso. Por este motivo, aun cuando las deformaciones relativas de entrepiso en los niveles superiores de sistemas de muros pueden ser mayores que las de marcos, las distorsiones en el panel no estructural no son tan altas, lo que ayuda a controlar el daño no estructural (fig. 4.2b; Moehle, 1992). En los sistemas de marcos donde la deformación de vigas y columnas contribuyen al valor total del desplazamiento relativo de entrepiso, la distorsión en el panel no estructural es importante (fig. 4.2c), factor que contribuye de manera relevante al daño no estructural.

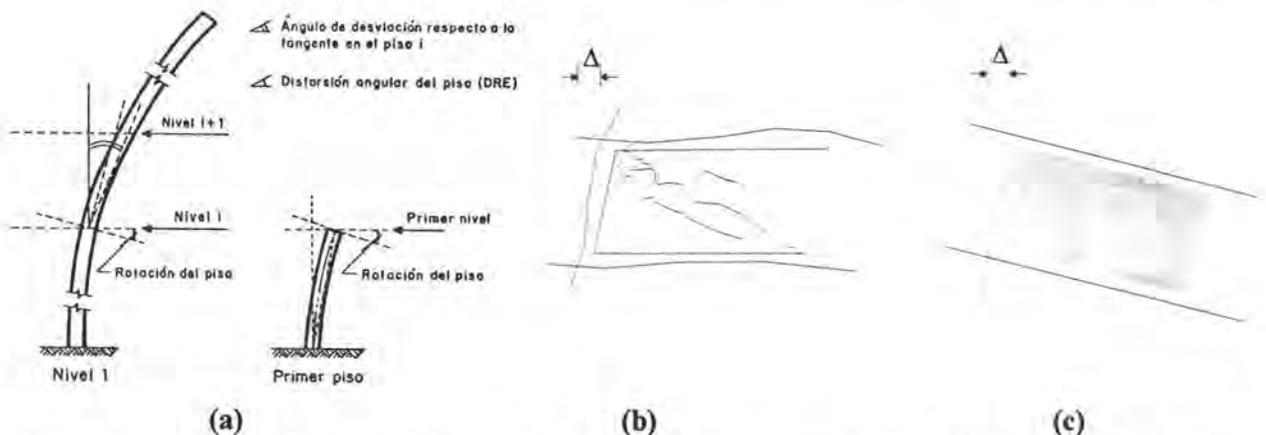


Fig. 4.2 (a) Deformación tangencial relativa (Modificada de Algan, 1982). (b) Desplazamiento relativo con distorsión en el panel no estructural (Moehle, 1992) (c) Desplazamiento relativo sin distorsión en el panel no estructural (Moehle, 1992)

El valor máximo aceptable del desplazamiento relativo de entrepiso para controlar el daño estructural y colapso varía con el tipo de estructura y su uso; algunos autores sugieren que este valor varía entre 0.01 y 0.03 (Bertero et al, 1991). Una revisión de varios reglamentos de diseño muestra que los valores más comunes correspondientes al estado límite de falla varían entre 0.01 y 0.015. En sismos recientes se ha observado que estructuras diseñadas según el reglamento UBC, para desplazamientos relativos de

entrepiso de 0.015, han incursionado en valores mayores sin presentar daños severos ni llegar al colapso. En estudios de modelos estructurales de marcos de concreto reforzado, se ha observado que para valores de desplazamiento relativo de entrepiso menores que 0.02, las resistencias correspondientes no alcanzaron pérdidas apreciables (Qi y Moehle, 1991). Esto sugiere que para marcos es razonable emplear el valor de 0.02 como máximo aceptable para el desplazamiento relativo de entrepiso.

El valor obtenido en el párrafo anterior para el desplazamiento relativo de entrepiso ésta definido para un control de daño aceptable, y es aproximadamente igual a la mitad del desplazamiento relativo de entrepiso de colapso, según los base de datos experimental analizada en este trabajo. Si se emplea este valor en la fig. 3.13 que relaciona la evolución del daño por medio del índice propuesto con respecto a la relación de D_r / D_{rm} de cada elemento, se obtiene que el valor del parámetro D_r es aproximadamente igual al 50% del de colapso, y le correspondería un valor del parámetro I_d aproximadamente igual a 0.25, lo cual estaría asociado a un nivel de daño reparable, lo cual es congruente con el valor de 0.02 para el desplazamiento relativo global de daño aceptable definido en los párrafos anteriores. Esto confirma la hipótesis de expresar el desplazamiento relativo de cada espécimen ensayado en laboratorio como el desplazamiento relativo de entrepiso de un edificio de concreto reforzado.

Debido a que la distribución de la distorsión relativa de entrepiso en la altura del edificio no es constante, los valores promedio de desplazamiento relativo de colapso de la base de datos experimental no representan el valor del desplazamiento relativo global promedio D_{rc} de colapso del sistema de Vgdl. Moehle (1992) sugiere para sistemas regulares de marcos de concreto reforzado el valor de dos para el cociente entre θ_c y D_{rc} . Para efecto de estimar un valor promedio de D_{rc} en este trabajo, se emplea para esta relación el valor de 1.5.

Los desplazamientos relativos de colapso promedio de la base de datos experimental se muestran en la tabla 4.1, al dividir estos valores por el factor 1.5 propuesto para la relación θ_c / D_{rc} se obtienen los valores propuestos en este trabajo para el desplazamiento relativo global de colapso promedio para un edificio de concreto reforzado.

Se debe observar, que los desplazamientos relativos de entrepiso de la columna 3 de la tabla 4.1 dependen de la relación de carga axial y confinamiento del elemento. Con el objetivo de evaluar posteriormente en este trabajo una familia de edificios de concreto reforzado empleando los espectros de daño constante propuestos en el capítulo 5 de este trabajo, se estimaran tres valores del parámetro D_{rc} con base en la tabla 4.1, asociados a un criterio de edificios bien diseñados, mal diseñados, e intermedios. Para los fines de este trabajo se considera que un edificio ha sido bien diseñado cuando sus elementos estructurales tienen una relación de confinamiento mayor a 0.1, así mismo se considera que un edificio ha sido mal diseñado cuando la relación de confinamiento de sus elementos estructurales principales es menor a 0.1.

Tabla 4.1 Desplazamientos relativos de colapso promedio de la base de datos experimental.

| Condiciones de Frontera | | Desplazamientos Relativos | |
|---|------------------------------------|------------------------------|----------------------------|
| Relación de Confinamiento (1) | Relación de Carga Axial (2) | θ_c (Promedio) (3) | D_{rc} (Promedio) (4) |
| $\rho_t \left(\frac{f_y}{f'_c} \right) < 0.10$ | $\frac{P}{A_g f'_c} < 0.10$ | 0.052 | 0.035 |
| $\rho_t \left(\frac{f_y}{f'_c} \right) > 0.10$ | $\frac{P}{A_g f'_c} < 0.10$ | 0.061 | 0.040 |
| $\rho_t \left(\frac{f_y}{f'_c} \right) < 0.10$ | $0.10 < \frac{P}{A_g f'_c} < 0.30$ | 0.023 | 0.015 |
| $\rho_t \left(\frac{f_y}{f'_c} \right) > 0.10$ | $0.10 < \frac{P}{A_g f'_c} < 0.30$ | 0.044 | 0.029 |
| $\rho_t \left(\frac{f_y}{f'_c} \right) < 0.10$ | $\frac{P}{A_g f'_c} > 0.30$ | 0.024 | 0.016 |
| $\rho_t \left(\frac{f_y}{f'_c} \right) > 0.10$ | $\frac{P}{A_g f'_c} > 0.30$ | 0.029 | 0.019 |

De acuerdo, con lo anterior y tomando el promedio de la columna 4 de la tabla 4.1 para las diferentes relaciones de confinamiento se propone lo siguiente:

| | |
|---|-----------------|
| Desplazamiento relativo global de colapso edificios bien diseñados: | $D_{rc} = 0.03$ |
| Desplazamiento relativo global de colapso edificios intermedios: | $D_{rc} = 0.02$ |
| Desplazamiento relativo global de colapso edificios mal diseñados: | $D_{rc} = 0.01$ |

Los valores propuestos son aplicables a sistemas estructurales a base de marcos. En el caso de sistemas a base de muros, se tomara para el parámetro D_{rc} un valor intermedio de 0.02, ya que se sabe que la alta rigidez lateral de un sistema de muros, tiene asociada poca capacidad de desarrollar ductilidades y desplazamientos de colapso altos.

4.1.3 Evaluación del parámetro α y λ

Para poder evaluar un grupo amplio de estructuras, es necesario expresar la ec. 4.2 de manera diferente, expresando el parámetro H en función de otros parámetros. Esto se consigue expresando el parámetro H como función de la frecuencia ω por medio de un parámetro adicional, tal como se observa en la ec. 4.4 (Rodríguez, 1994)

$$\alpha = \omega H \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Otro parámetro que será de utilidad para la evaluación de un grupo de estructuras, es el parámetro λ este parámetro está definido como la relación entre el numero de niveles y el periodo del edificio, tal como se observa en la ec.4.5

$$\lambda = \frac{N}{T} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Rodríguez y Aristizabal (1998) llevaron a cabo una evaluación de los valores típicos de este parámetro con base en análisis de resultados existentes en la literatura. De esta evaluación se toman los siguientes valores de λ para este trabajo. Para sistemas a base de marcos de concreto reforzado el valor será igual a 7 y para sistemas a base de muros de concreto reforzado el valor de λ será igual a 14. Para el caso del análisis de sistemas estructurales desplantados en la zona de suelo blando de la ciudad de México el valor de 7 se afectara por un valor de 1.3 (Basan, et al, 1992) obteniéndose para el caso de México una valor de λ igual 5.3, lo anterior para tener en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura en esta zona.

5 ESPECTROS DE DAÑO CONSTANTE CON FINES DE DISEÑO SISMICO

5.1 ESPECTROS DE DAÑO CONSTANTE

El empleo de espectros de respuesta en el diseño sísmico de estructuras es ampliamente aceptado debido a que se pueden determinar diferentes tipos de respuesta máxima con sólo conocer el periodo del sistema estructural. Con base en lo anterior, resulta útil construir espectros de daño constante para su empleo en el diseño de estructuras ante acciones sísmicas, con el fin de tener una herramienta que permita diseñar edificios de una misma importancia con un nivel de daño constante. Para este fin, en este trabajo se emplea el índice de daño propuesto, I_d . Un espectro de daño constante puede ser una herramienta útil tanto desde el punto de vista cualitativo como cuantitativo en las nuevas tendencias de diseño sismorresistente, como por ejemplo el llamado “diseño sísmico por desempeño”. De manera cualitativa da una idea del nivel desempeño que se desea que tenga el sistema estructural de acuerdo al grado de daño esperado, y desde el punto de vista cuantitativo, puede ser útil porque es un espectro que involucra tres parámetros fundamentales necesarios para desarrollar un adecuado diseño sísmico, estos parámetros son demandas de energía, de desplazamiento y de resistencia.

A continuación se muestra el procedimiento empleado en este trabajo para elaborar los espectros de daño constante, para cada uno de los registros sísmicos analizados.

El índice de daño, fue definido en la ec. 1.1 como, el cociente entre la energía histerética del sistema en estudio y la energía histerética del sistema de 1GDL de referencia, estas dos energías fueron definidas en la ec. 4.2. Esta definición es la que se emplea para construir espectros de daño constante en el intervalo $0 < I_d < 1.0$ de acuerdo con el siguiente procedimiento:

- a) Se selecciona el valor del parámetro D_{rc} (colapso) dependiendo del tipo de sistema estructural.
- b) Se selecciona un acelerograma específico.
- c) Se define un modelo de histéresis para representar un sistema de 1GDL no-lineal
- b) Se analizan un grupo de estructuras para diferentes valores del parámetro $\alpha = \omega H$ (Rodríguez, 1994), con el fin de obtener los valores del parámetro E_H asociado a un nivel de daño constante.
- e) Del análisis anterior se identifica el vector coeficiente sísmico-periodo de cada sistema estructural que forma parte del grupo de edificios con niveles de daño constante ($I_d = \text{Cte}$)
- f) Con la información anterior se construyen espectros de daño constante para una excitación sísmica dada y un valor específico del parámetro D_{rc} .

Así, dado un acelerograma o sismo de diseño se puede construir una curva que como función del periodo, emplee los coeficientes sísmicos de diseño asociados al mismo nivel de daño para un valor dado del parámetro D_{rc} . A esta curva en este trabajo se le llamará espectro de daño constante.

El procedimiento descrito en el párrafo anterior se aplicó en la construcción de espectros de daño constante, para cuatro registros sísmicos. En lo que sigue, se analizarán cada uno de los registros sísmicos y se mostrarán sus respectivos espectros de daño constante.

5.2 EVALUACIÓN DE ESPECTROS DE DAÑO CONSTANTE PARA SISMOS ESPECÍFICOS Y COMPARACIÓN CON DAÑOS OBSERVADOS

Un objetivo del empleo del índice de daño propuesto es que sirva como base de una herramienta de diseño, que combine conceptos energéticos y de deformación del sistema.

Para obtener en este trabajo la información necesaria para la construcción de los espectros de daño constante, se utilizó un modelo de 1GDL con comportamiento no lineal, amortiguamiento del 5% y rigidez de post-fluencia igual al 5% de la rigidez inicial. El modelo de histéresis empleado para el cálculo de la respuesta no lineal, es un modelo con degradación de rigidez que emplea el software seleccionado USEE (2001), este modelo es apropiado para estructuras que no exhiben degradación sustancial debido a cortante o deterioro por adherencia.

El software USEE (2001) soluciona la ecuación de movimiento por integración numérica paso a paso, donde cada análisis sucesivo se hace en pequeño incrementos de tiempo para las condiciones iniciales determinadas por el paso de tiempo anterior. El cálculo de cada incremento de tiempo (Δt) está basado en la hipótesis de que las características estructurales no cambian durante todo el intervalo de tiempo.

El método usado para obtener la respuesta durante cada incremento de tiempo es el método de aceleración lineal, el cual es un caso especial del Método β de Newmark, con los parámetros $\beta_1=1/2$ y $\beta_2=1/6$. En este método se acepta que la aceleración varía linealmente durante cada incremento de tiempo, y que las propiedades del sistema permanecen invariantes durante este incremento.

Para los sistemas no lineales, un incremento del desplazamiento cerca de un cambio en rigidez del sistema puede producir un desequilibrio entre el equilibrio dinámico determinado usando las propiedades reales y las propiedades asumidas durante el incremento de tiempo. Este desequilibrio se evalúa, y si es importante, el resultado para ese incremento de tiempo se desecha y se selecciona un incremento de tiempo más pequeño. Este procedimiento se aplica sucesivamente hasta lograr el nivel deseado de convergencia.

5.2.1 Sismo del 19 de septiembre de 1985 en México

El terremoto del 19 de septiembre de 1985 se originó en las costas del Pacífico de los estados de Michoacán y Guerrero, por la subducción de la placa de cocos en la de Norteamérica. El movimiento fue registrado por estaciones de acelerómetros en la zona epicentral y en la ciudad de México. A pesar de su gran magnitud, (8.1 Ms), no se presentaron muchos daños en la zona epicentral (Rosenblueth et al, 1988). Sin embargo, el efecto fue devastador en la ciudad de México a 400 km. del epicentro, específicamente en la zona de suelo blando (Zona III, fig. 5.1). A raíz de este sismo, algunas estadísticas mencionan que al menos 210 edificios de la ciudad de México llegaron al colapso y muchos otros fueron seriamente dañados; además, el número de pérdidas humanas rebasó la cantidad de 10,000 (Rosenblueth y Meli, 1986, Noreña et al, 1989).

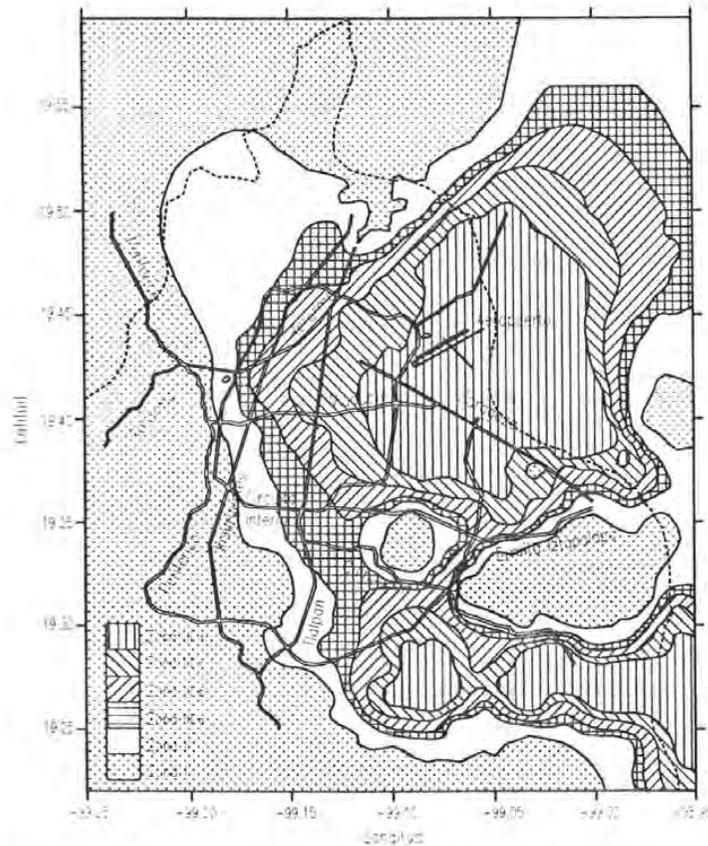


Figura 5.1 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo (NTC-2004)

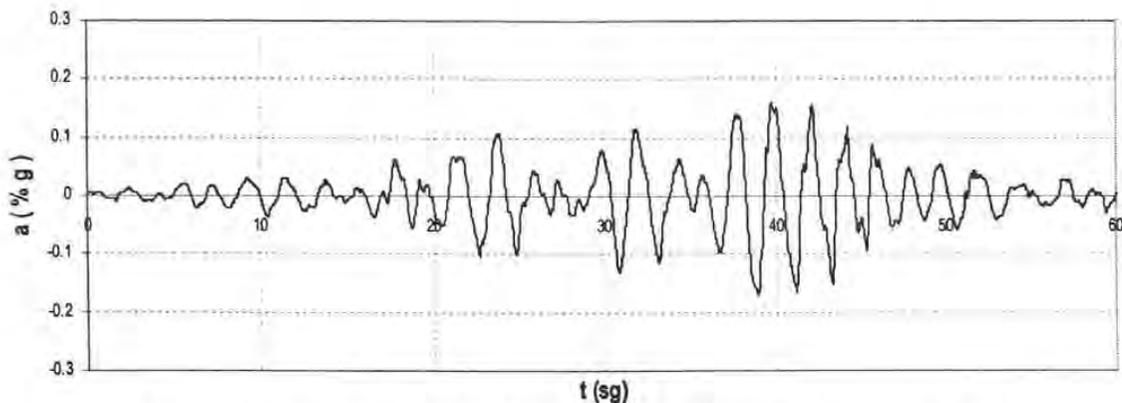


Figura 5.2 Registro Sísmico del Terremoto de México en 1985 (Estación SCT)

El registro analizado para este trabajo fue el obtenido en la estación SCT, ubicada en la zona de suelo blando de la ciudad de México, donde se observó la mayor cantidad de daños y colapsos. En general la mayor destrucción presentada en la ciudad de México se concentró en un área de 6 km^2 en esta zona (Rosenblueth et al, 1988).

El registro SCT analizado fue el de la componente E000, con una aceleración máxima de $0.17g$ (fig. 5.2). Este registro sísmico posee características muy especiales debido a su alto contenido de bajas

frecuencias, alrededor de 0.5Hz, la larga duración de su fase intensa y el gran nivel de destrucción que provocó en la zona.

Las figuras 5.3a, b y c muestran los espectros de daño constante, construidos con el registro SCT de 1985 para estructuras de marcos de concreto reforzado asociadas a desplazamientos relativos globales de colapso, D_{rc} , de 0.01, 0.02 y 0.03 respectivamente. En esta evaluación se ha considerado una altura de entrepiso $h=300\text{cm}$, y un valor de λ igual a 5.3. Este valor se puede considerar representativo de edificios de marcos de concreto desplazados en la zona de suelo blando de la ciudad de México (Rodríguez y Aristizabal 1998).

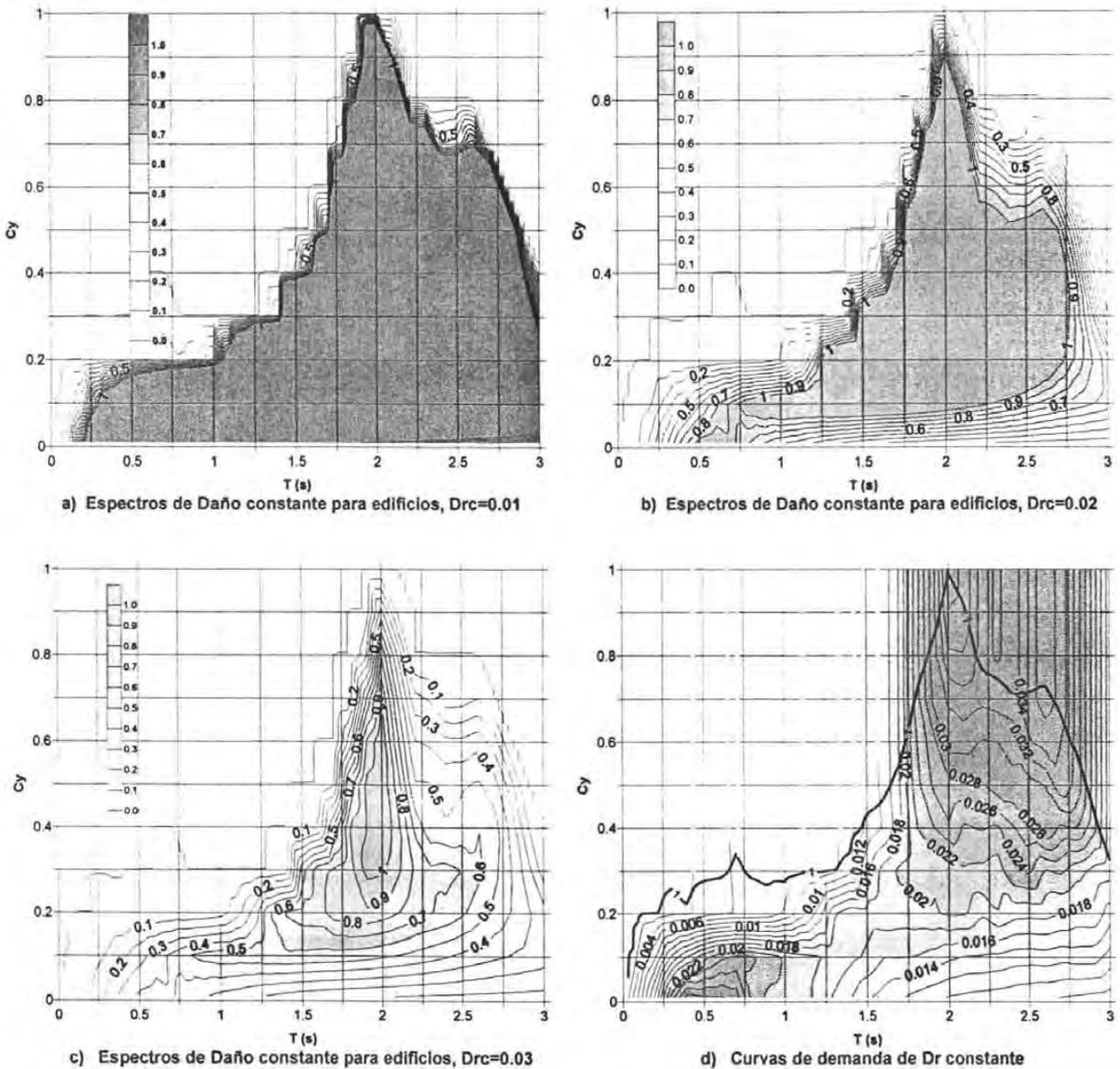


Figura 5.3 Espectros de daño constante y curvas de demanda de desplazamiento relativo constante para el registro SCT ($\lambda=5.3$, $\xi=0.05$, $h=300\text{cm}$)

De acuerdo con los resultados de la figura 5.3c, en algunos casos se observa que para un periodo dado a mayor resistencia en la estructura no necesariamente implica menor daño, característica que se analiza en detalle en el apéndice E.

Como se ha mostrado en la sección 3.3.3, valores del índice de daño I_d menores que 0.1 representan ausencia de daño estructural, valores de I_d entre 0.1 y 0.5 representan daño reparable y valores mayores a 0.5 indican daño no reparable o colapso incipiente. Con base en el empleo de estos valores, las figuras 5.3a, b y c muestran que edificios de poca altura (siete niveles o menos), con periodos menores que $T=1.3s$ y con coeficientes sísmicos resistentes de al menos 0.2 presentarán daño reparable si el desplazamiento relativo de colapso es mayor que 0.02, lo que es congruente con el poco daño observado en edificios de poca altura durante el sismo del 1985. Una explicación de esto se debe a que el 60% de las estructuras de marcos de concreto reforzado analizadas después del sismo de 1985 por el Instituto de Ingeniería (Meli y López, 1986) fueron construidas entre 1957 y 1976, y las normas sísmicas vigentes para estos años especificaban coeficientes sísmicos de diseño menores que 0.2 para el diseño sísmico estático de edificios. De acuerdo con la figura 5.3a aquellas estructuras con capacidades de deformación relativa global máximas menores a 0.02 llegarían al colapso o sufrirían daño severo. Se debe mencionar que en la medida en que un sistema estructural se hace más rígido, es decir, disminuye su periodo, su coeficiente sísmico resistente tiende a aumentar, por lo tanto, es poco probable que sistemas estructurales con periodos bajos tengan coeficientes sísmicos resistentes bajos, lo cual ayudaría a explicar el porque edificaciones de uno y dos niveles en general no fallaron durante este sismo, aun cuando sus capacidades de deformación hubieran sido inferiores que 0.02.

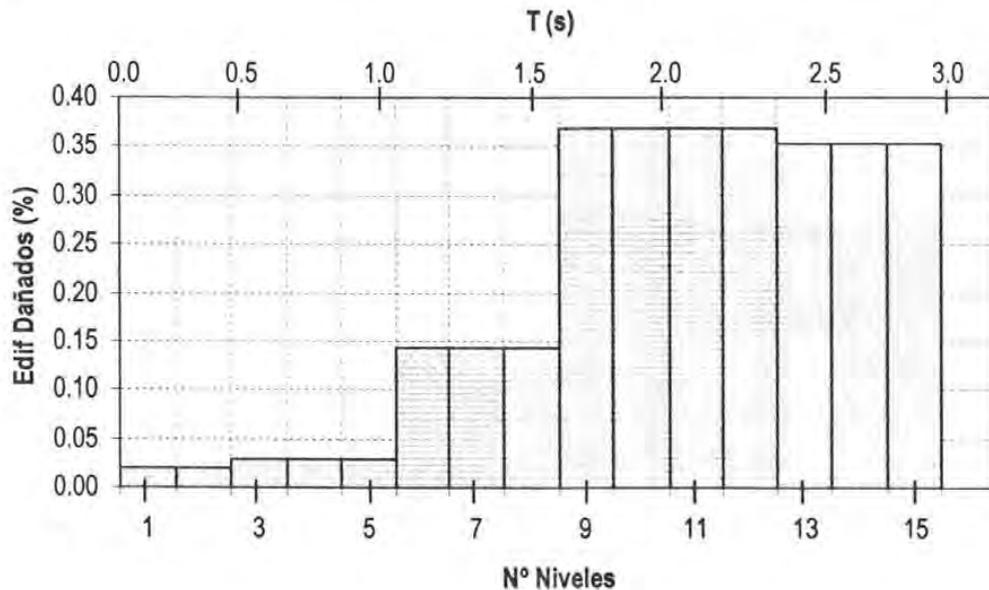


Figura 5.4 Estadística de daños en edificios de la ciudad de México durante el terremoto del 19 de septiembre de 1985 (Meli y López, 1986)

En las figs. 5.3a y b se observa que aquellas estructuras con periodos entre 1.5s y 2s y considerando para $D_{rc} \leq 0.02$ les correspondería daño no reparable o colapso incipiente. A este intervalo de periodos le corresponderían edificios entre 8 y 11 niveles. La mayoría de daños no reparables y colapsos en edificios observados en el sismo de México de 1985 se presentaron en edificios de mediana altura, entre los 8 y 15 niveles. Una posible explicación de esto es que la capacidad de deformación lateral de estos edificios podría haber estado limitada a una deformación relativa global igual o menor que 0.02, debido a que los reglamentos de construcción vigentes antes de 1985 tenían requisitos de diseño de secciones críticas de elementos que llevarían en la mayor parte de casos a la capacidad de deformación lateral de edificios antes mencionada.

La fig. 5.3d muestra las curvas de demanda de desplazamiento relativo global máximo para el registro del SCT 1985, En la figura 5.3c se observa que aquellos edificios capaces de desarrollar valores de $D_{rc} \geq 0.03$ les correspondería daño reparable en todo el intervalo de periodos excepto en la zona de periodos comprendido entre 1s y 2s con coeficientes sísmicos mayores a 0.1.

Los resultados de la figuras 5.3a, b, y c son congruentes con los daños observados en el sismo del 85 y resumidos en la fig. 5.4. Con lo cual se puede concluir que el parámetro de daño I_D (Rodríguez 1994), evaluado desde punto de vista de capacidad destructiva de terremotos (Rodríguez, Aristizabal 1998) y posteriormente modificado en este trabajo, para convertirlo en índice de daño I_d lleva a una buena correlación con los daños observados a nivel global en el sismo de México de 1985.

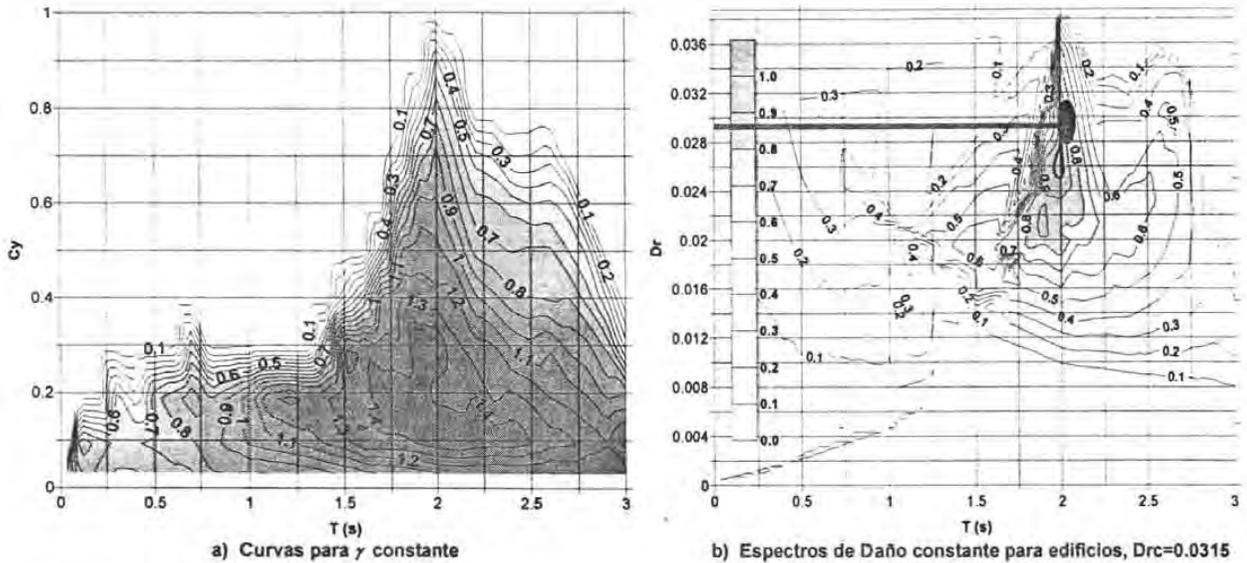
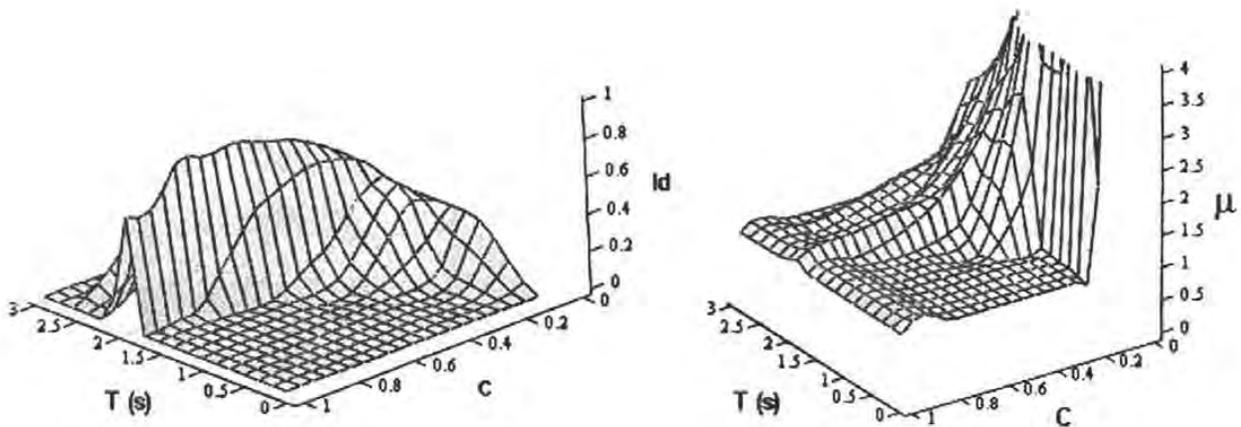


Figura 5.5 Curvas de efecto de duración y de daño constante para el registro SCT ($\lambda=5.3$, $\xi=0.05$, $h=300\text{cm}$)

Otro parámetro importante que se debe revisar y analizar es el efecto de la duración del registro sísmico. La fig 5.5a muestra curvas que consideran el efecto de duración constante para el registro del SCT, se puede observar que los mayores efectos de duración se presentan para periodos entre 1.4 y 2.4s, para un intervalo de coeficientes sísmicos aproximadamente entre 0.1 y 0.35. Esta zona con los mayores efectos de duración es la misma donde los edificios sufrieron mayores daños no reparables y colapsos en el sismo de 1985. Lo anterior sugiere que gran parte de los daños sufridos por los edificios de la zona de suelo blando de la ciudad de México en el sismo del 85 se deben al efecto de la duración del mismo.

Debido a la relevancia de este registro sísmico en lo que sigue se presentan otras formas de evaluación del daño empleando el índice de daño propuesto, para sistemas estructurales a base de marcos de concreto reforzado con capacidad de desplazamiento global relativo igual a 0.035. Este valor fue se considera un parametro de referencia de colapso de edificaciones de C.R. según los resultados obtenidos de la revisión hecha en la sección 4.1.2.

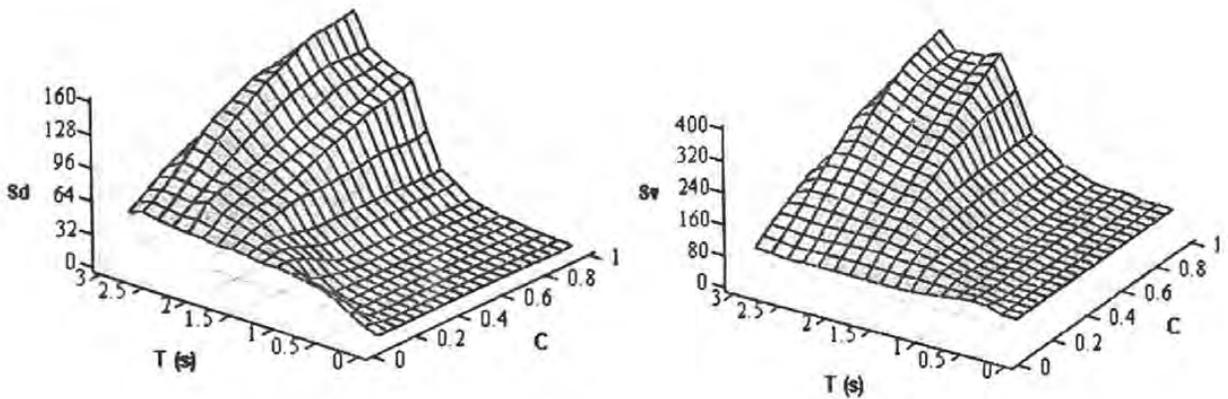
(a) Espectro de daño I_d

(b) Espectro de ductilidades de desplazamiento

Fig. 5.6 Espectros de daño y ductilidad de desplazamiento en función de T y C (coeficiente sísmico) para el registro SCT-85, $D_{rc}=0.035$, $\lambda=5.3$, y $\xi=0.05$.

La fig. 5.6a muestra que existe una zona de daño apreciable para periodos cercanos a 2s, el daño presentado en esta zona es semejante para estructuras con altas y bajas resistencia, para bajas resistencias se debe esperar mas daño debido a mayores incursiones en el intervalo inelástico. Las estructuras de altas resistencias, básicamente de comportamiento a cortante, debido a sus características de refuerzo antes de 1985, no garantizaban un comportamiento dúctil, los resultados de la fig. 5.6b muestran que les correspondería un comportamiento casi elástico, pero aun siguen siendo sometidas a demandas de desplazamiento, lo que hace que tengan cierta disipación de energía y por lo tanto daño. Debe resaltarse que al haber fijado el desplazamiento relativo global de colapso en 0.035 para un periodo dado, la demanda de ductilidad de desplazamiento decrecerá a medida que aumenta la resistencia tal como se observa en la fig. 5.6b.

En la fig. 5.7a y b se aprecia que las mayores demandas de pseudo-desplazamiento y pseudo-velocidad ocurren en el intervalo de periodos entre 2 y 3s, así mismo estas demandas crecen a medida que aumenta la resistencia esto se debe a que en este mismo intervalo de periodos se encuentran también las mayores aceleraciones espectrales.

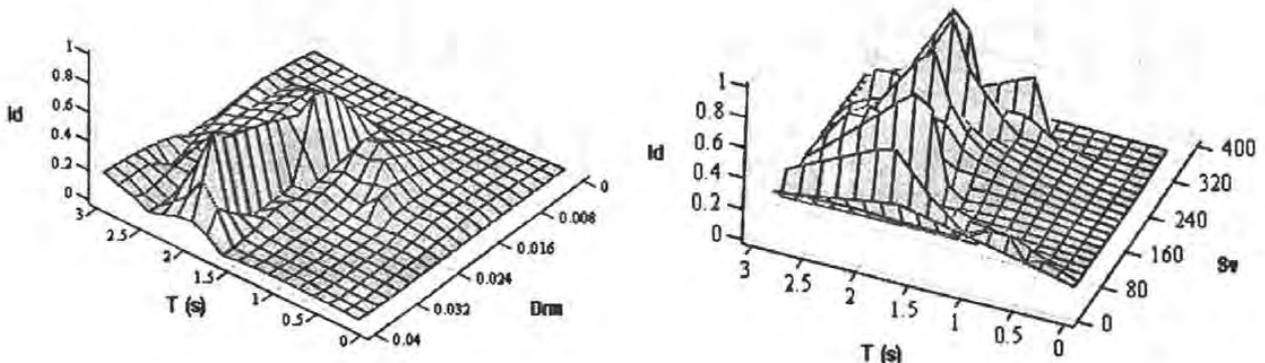


(a) Espectros de desplazamiento (cm)

(b) Espectros de Velocidades (cm/s)

Figura 5.7 Espectros de desplazamiento y velocidades en función de T y C (Coeficiente sísmico) para el registro SCT-85 con un $D_{rc}=0.035$, $\lambda=5.3$, y $\xi=0.05$.

La fig. 5.8a muestra que los mayores niveles de daño (No reparable ò colapso) ocurren para demandas de deformación relativa global, D_{rm} , en el intervalo de 0.016 a 0.04. Estos niveles de daño nuevamente se dan en $T=2s$, también se aprecia que para valores del parámetro D_{rm} cercanos a 0.016 con periodos alrededor de 1s se tendría daño reparable.

(a) Espectro de daño como función T y D_{rm}

(b) Espectro de daño como función de T y Sv

Figura 5.8 Espectros de daño para el registro SCT-85 con un $D_{rc}=0.035$, $\lambda=5.3$, y $\xi=0.05$.

En general para el sismo de México del 85, para edificios con $D_{rc}=0.035$, un valor de λ igual a 5.3, y un valor de $\xi=0.05$, el índice de daño siempre va ser mayor para periodos cercanos a los 2s, y en estos casos las demandas de daño son poco sensibles a cambios en el coeficiente sísmico de la estructura,

esto debido a que la máximas ordenadas de aceleración, velocidad, desplazamiento y energía se encuentran en referido intervalo de periodos.

5.2.2 Sismos de Kocaeli el 17 de agosto de 1999 y Düzce el 12 de noviembre de 1999 en Turquía.

Turquía experimentó dos terremotos de considerable magnitud en 1999. Estos ocurrieron con 86 días de diferencia en el sistema de falla de Anatolia Norte.

El primer evento sísmico (Kocaeli) ocurrido el 17 de agosto de 1999, con una magnitud de 7.4 Mw, con epicentro $40.76^{\circ}\text{N} - 29.97^{\circ}\text{E}$, y una profundidad focal de 16 km, fracturó una franja de 140km de la parte este de los 1200km de la falla de Anatolia norte en múltiples fragmentos, La ruptura de la falla se propago hacia el este en dirección hacia la ciudad de Düzce, deteniéndose a 12 km de la ciudad.

El 12 de noviembre de ese mismo año, otro terremoto (Düzce) con magnitud de Mw7.2, con epicentro $40.76^{\circ}\text{N} - 31.15^{\circ}\text{E}$, y profundidad focal a 12 km, fracturó otro segmento de 40 km de la misma falla que se había fracturado en el primer evento sísmico.

Los registros sísmicos analizados en este trabajo fueron obtenidos en un lugar cercano a la ciudad de Düzce, la cual es una ciudad importante, con una población de 78000 habitantes en la zona del noroeste de Turquía. La ciudad experimentó dos terremotos fuertes en menos de tres meses y el número de victimas que dejó durante los eventos del 17 agosto y 12 de noviembre fueron 99 y 372, respectivamente.

En la fig. 5.9 se muestran los dos registros ocurridos en Turquía en 1999. Para mostrar la forma cómo influye la ocurrencia de dos sismos consecutivos en la respuesta sísmica de edificios, primero se analizó el registro del 12 de agosto de 1999 y posteriormente se analizaron los dos sismos juntos, tal como se muestra en la fig. 5.9

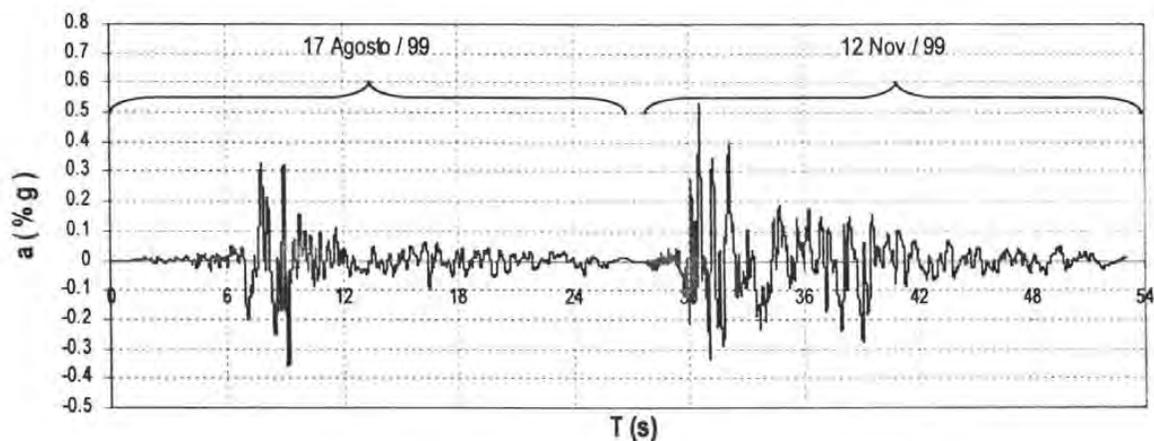


Figura 5.9 Registro Sísmico de los Terremotos de Turquía en 1999

En la fig. 5.10a y b se muestran los espectros de daño constante, construidos con el registro del 12 de agosto de 1999 y los dos registros combinados respectivamente. En esta evaluación se considero los casos de marcos de concreto reforzado con capacidad de desplazamiento relativo global de colapso D_{rc} igual a 0.01, con una altura de entrepiso $h=300\text{cm}$, y con un valor del parámetro λ igual a 7. La fig. 5.10a muestra que el daño después del primer sismo de acuerdo con el índice de daño propuesto es

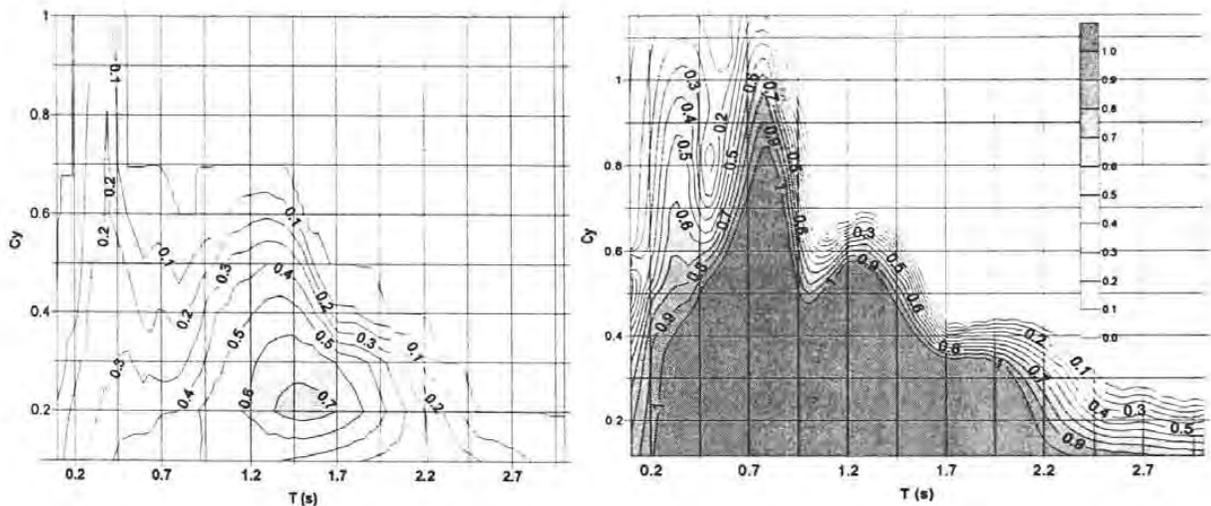
mucho menor que el daño mostrado por la fig. 5.10b después del segundo sismo. Los resultados de las figs. 5.10a y b sugieren que los espectros de daño constante empleando el índice de daño propuesto captan en forma razonable el efecto acumulativo de daño que pueden causar dos sismos consecutivos en edificios de concreto reforzado.

En lo que sigue, para el análisis de Turquía 1999, todos los cálculos y gráficas se elaboran, sobre la suma de los dos registros sísmicos, como se muestra en la fig. 5.9.

En la fig. 5.10c se muestra el espectro de daño constante, construido con el registro combinado de los dos sismos ocurridos en Turquía 1999 para estructuras de marcos de concreto reforzado asociadas a desplazamientos relativos globales de colapso D_{rc} de 0.02, con una altura de entrepiso $h=300\text{cm}$, y con un valor del parámetro λ igual a 7.

En las fig. 5.10b y c se puede observar, que los mayores niveles de daño se presentan para un intervalo de periodos entre 0.5 y 1.8s. Como se muestra en lo que sigue, en este intervalo de periodos se presentaron los mayores daños observados durante los sismos consecutivos.

En la fig. 5.10d se aprecia que las demandas de deformación relativa global máxima tienden a ser aproximadamente constantes y cercanas a un valor de D_{rm} igual 0.01, lo anterior explica porqué las curvas de daño constante para $D_{rc}=0.02$ presentadas en la fig 5.10c muestran valores bastante menores que uno. En la fig. 5.10f se observan las curvas de efecto de duración constante, allí se aprecia que las mayores efectos de duración se presentan para periodos cercanos a 1s.



a) Espectros de Daño constante para edificios, $D_{rc}=0.01$ para el sismo del 17 de agosto de 1999

b) Espectros de Daño constante para edificios, $D_{rc}=0.01$ (Caso de 2 sismos consecutivos Turquía 1999)

Figura 5.10 Curvas de daño constante, de demanda de desplazamiento relativo global máximo constante y de efecto de duración constante para los sismos ocurridos en Turquía 1999 ($\lambda=7$, $\xi_s=0.05$, $h=300\text{cm}$).

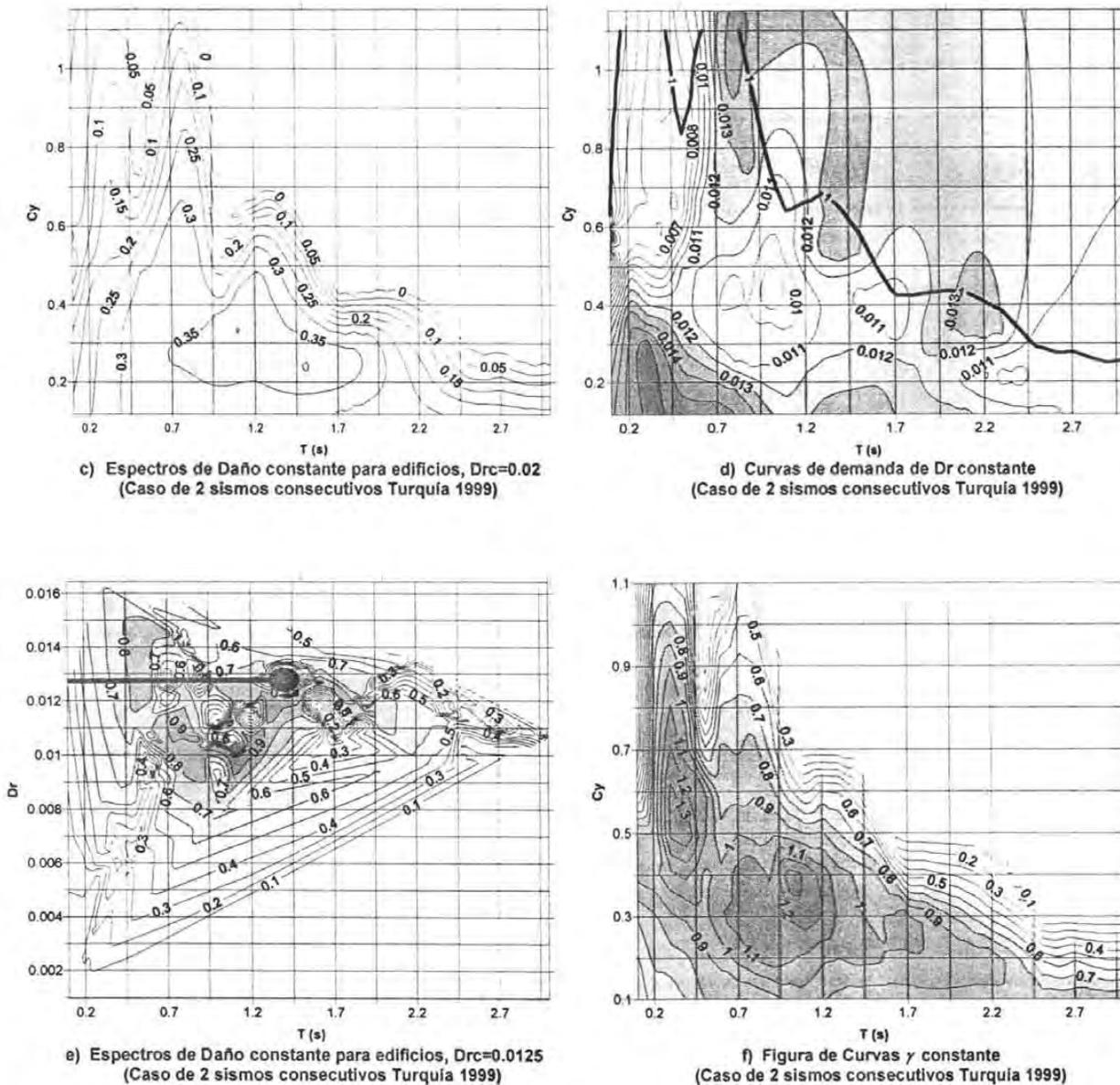


Tabla 5.1 Evaluación de daño en Viviendas en los terremotos del 17/08/1999 y 12/11/1999 (Sucuoglu, 2000)

| Terremoto | Severo/Colapso | Moderado | Ligero | Ninguno |
|-------------------|----------------|----------|--------|---------|
| 17 Agosto 1999 | 6.9% | 13.8% | 9.2% | 70.1% |
| 12 Noviembre 1999 | 29.2% | 28.7% | 19.6% | 22.5% |

Sólo una cantidad pequeña de edificios sobrevivió a los dos terremotos sin sufrir daño, tal como se puede observar en una de la calles principales de Düzce después de ocurrido el segundo evento sísmico (Ver foto D1, Apéndice C Sucuoglu 2000))

Muchos de los edificios que sufrieron daño moderado después del primer sismo, llegaron al colapso durante el segundo sismo. Este es el caso de la escuela secundaria de Düzce que se muestra en la foto D2a y b, en la primera foto se observa el edificio después del sismo del 17 de agosto de 1999 y en la segunda se observa el mismo edificio después del sismo 12 de noviembre del mismo año.

Después del segundo terremoto, el gobierno municipal de Düzce dirigió un estudio de evaluación de daño de edificios, que reveló valiosa información sobre la evolución del daño con respecto a las características de los edificios (periodo ò numero de niveles). Estos resultados se presentan a continuación en la tabla 5.2. La fig. 5.11 muestra estos resultados en forma grafica.

Tabla 5.2 Distribución de daño de edificios en Düzce de los dos sismos (Sucuoglu, 2000)

| Numero de Niveles | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-----------------------------------|------|------|------|-----|-----|----|
| Total de Edificios | 3207 | 3612 | 1278 | 810 | 765 | 13 |
| Edificios con daño severo/colapso | 370 | 445 | 242 | 319 | 518 | 4 |
| Edificios con daño moderado | 477 | 787 | 421 | 381 | 227 | 9 |
| Edificios con menor/ningún daño | 2360 | 2380 | 615 | 110 | 20 | 0 |

La fig. 5.11 muestra claramente que el nivel de daño aumenta con respecto al incremento del numero de niveles del edificio y se hace máximo en aquellos edificios con 5 niveles

La mayoría de edificios en Düzce no cumplen con los requisitos de diseño para estructuras dúctiles típicas de reglamentos sísmicos recientes. Debido a que los edificios de seis niveles fueron construidos en su mayoría en años recientes, puede esperarse en éstos mayores aumentos de su capacidad de deformación ante demandas sísmicas. En edificios de cuatro y cinco niveles se midieron periodos de vibración ambiental entre 0.3-0.5s, intervalo en donde se presentaron las demandas sísmicas mas altas. así mismo los edificios de uno y dos niveles poseen exceso de resistencia ante carga lateral debido a que su diseño este regido por cargas gravitacionales, mas que por efectos sísmicos.

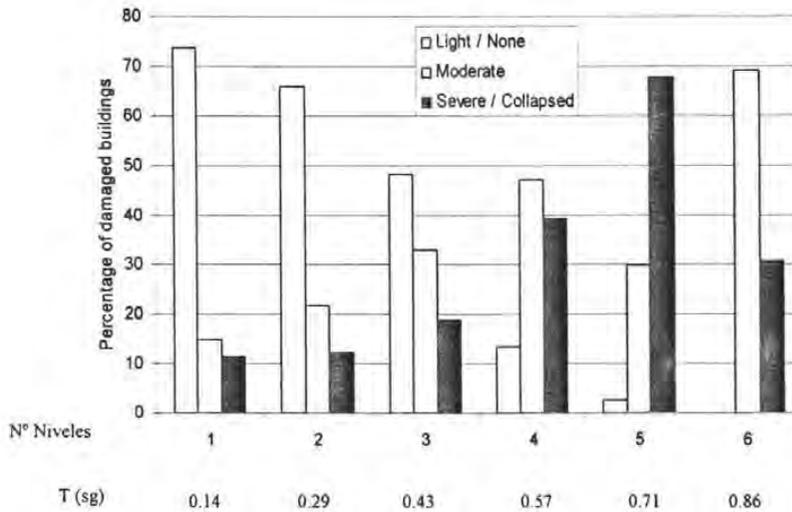


Figura 5.11 Distribución de daño con respecto al número de pisos después de los dos sismos en Duzce $\lambda=7$, $\Gamma=1.25$, $h=300\text{cm}$ (Sucuoglu, 2000).

Los espectros de daño constante elaborados para la suma de los dos registros sísmicos ocurridos en Turquía 1999, muestran que los mayores niveles de daño se presentaron para estructuras con periodos en el intervalo de 0.6 y 1.8s, es decir las estructuras más afectadas son aquellas que se encuentran entre los 4 y 12 niveles, esta relación entre el número de niveles y el periodo se obtiene por medio de la relación $T=N/\lambda$. Como se ha comentado anteriormente de acuerdo con los informes de daño en Düzce solo se construían edificios hasta seis niveles, por lo tanto el daño determinado por los espectros de daño constante quedará limitado a las prácticas constructivas de la zona, es decir las edificaciones más afectadas serán las de 4 a 6 niveles, observaciones que coinciden con la descripción de daño observado presentado en la fig 5.11.

5.2.3 Sismo del 3 de marzo de 1985 en Chile.

El sismo del 3 de marzo de 1985 en Chile, de magnitud 7.8 Ms, se originó en el mar a unos 20 km. de la costa chilena, entre las localidades de Valparaíso y Algarrobo, por la subducción de la placa de Nazca en la placa continental de América del sur. Este movimiento ha sido uno de los más importantes en Chile durante el siglo pasado, comparable al sismo de Valparaíso en 1906. Fue registrado por más de 35 estaciones de acelerógrafos y se caracterizó por altos valores de aceleración y duración. Afectó a varias ciudades y causó colapsos y daños graves en centros urbanos importantes como Santiago, Valparaíso y Viña del Mar. A pesar de su gran intensidad y duración, este sismo se caracterizó también por su nivel de daño moderado en la zona epicentral. La mayoría de los daños de gravedad en viviendas ocurrieron en casas de adobe o mampostería sin refuerzo, de los barrios antiguos de las ciudades o en zonas rurales. Tal es el caso de Valparaíso, San Antonio, Llole y el sector poniente de Santiago. En la fig. 5.12 se aprecia el registro sísmico de la estación Viña del Mar, el cual se emplea en este trabajo para elaborar los espectros de daño constante del sismo ocurrido en Chile en 1985.

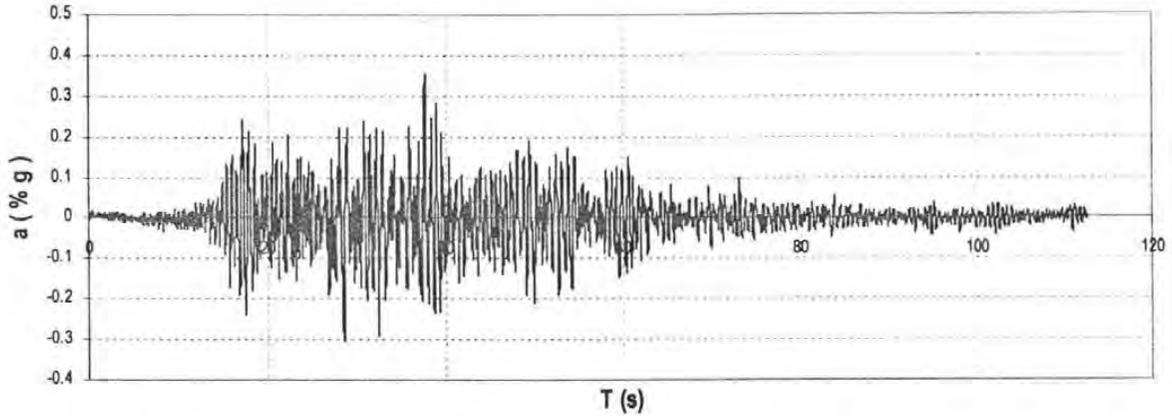


Figura 5.12 Registro Sísmico del Terremoto de Chile en 1985 (Estación Viña del Mar)

En la figura 5.13a, b y c se muestran los espectros de daño constante, construidos con el registro de Viña del Mar ocurrido en Chile el 3 de marzo de 1985 para estructuras a base de muros de concreto reforzado asociados a desplazamientos relativos globales de colapso D_{rc} de 0.01, 0.015 y 0.02 respectivamente, con una altura de entrepiso $h=300\text{cm}$, y para un valor del parámetro λ igual a 14, representativo de sistemas de muros de concreto reforzado (Riddell y Vasquez, 1992).

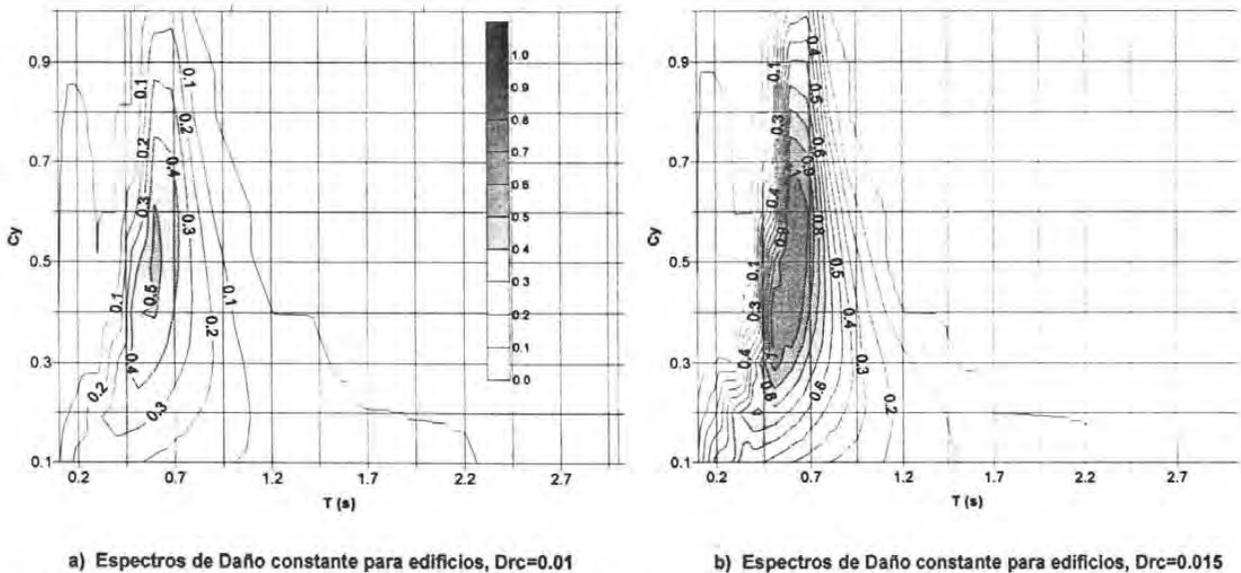


Figura 5.13 Curvas de daño constante, de demanda de desplazamiento relativo global máximo constante y de efecto de duración constante para el sismo ocurrido en Chile 1985 ($\lambda=14$, $\xi=0.05$, $h=300\text{cm}$)

duración son mayores, esto explica la razón por la que el parámetro γ es mayor para el registro sísmico de Viña del Mar que para los casos de México y Turquía.

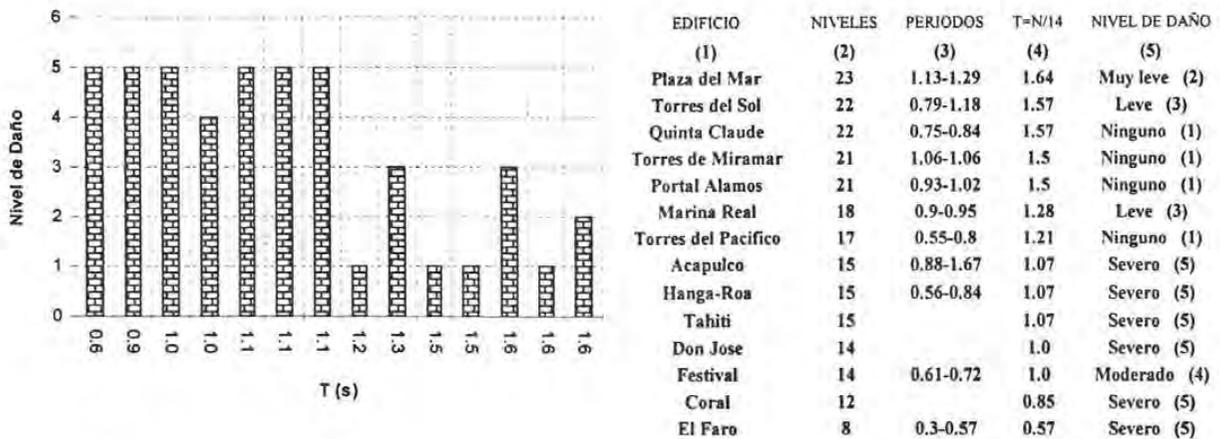


Figura 5.14 Periodos y daños en edificios altos de Viña del Mar (Modificada de Riddell; 1993)

En general, en Viña del Mar se observó un nivel de daño moderado (Saragoni et al, 1993; Wood, 1991). En esta población había un buen número de edificios altos en el momento del terremoto. Los edificios mas afectados por el terremoto se ubicaron en el intervalo de ocho a quince niveles, esto se puede observar en la columna 2 de la tabla de la fig 5.14. Los edificios mayores de 16 niveles no presentaron daños o éstos fueron leves.

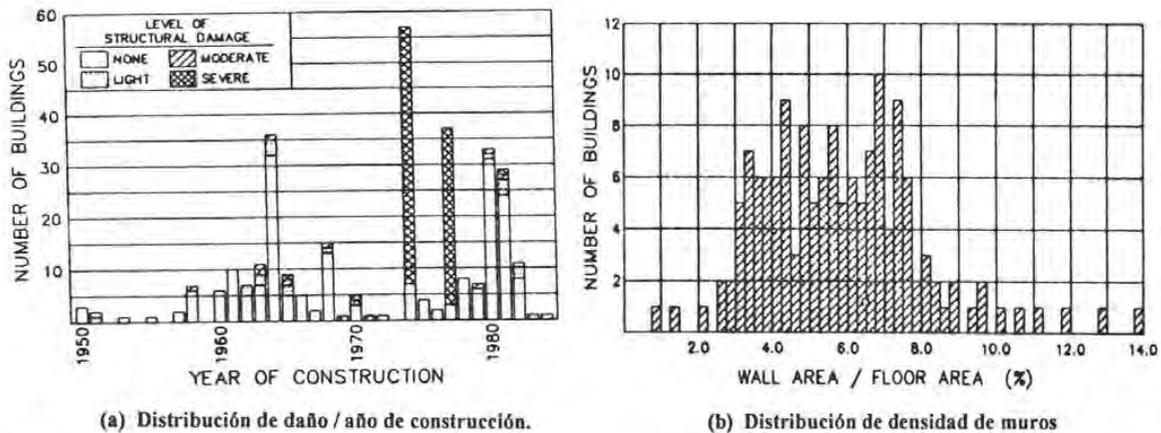


Figura 5.15 Estadísticas de densidad de muros y de daño (Modificada de Riddell; 1989)

En la fig. 5.15a, se aprecia la distribución del daño estructural con relación al año de construcción del edificio. En esta figura se observa que los edificios construidos entre 1970 y 1980 tuvieron daño considerable. Estos edificios pertenecen en su mayoría al complejo habitacional Canal Beagle, los cuales sufrieron daños severos y colapsos atribuidos a un fenómeno de amplificación local del movimiento del terreno por las características singulares de la topografía del sitio (Riddell et al, 1993).

Del total de edificios, exceptuando los del complejo del Canal Beagle, sólo seis presentaron daños estructurales importantes, como se aprecia en la fig. 5.14.

El buen comportamiento de los edificios se debe a la estructuración a base de muros de concreto reforzado, típica de la práctica constructiva chilena. Una característica importante de las estructuras ubicadas en Viña del Mar, es que tienen una alta densidad de muros con respecto al área en planta, como se puede observar en la fig 5.15b. Este tipo de construcción ayudó a evitar mayores daños en esta ciudad

Finalmente, comparando las figs. 5.13a, b y c con la fig. 5.14, se observa que las mayores demandas de daño obtenidas de los espectros de daño constante, independientemente del valor de D_{rc} seleccionado, se presentan para el mismo intervalo de periodos de los edificios que sufrieron mayor daño. Al igual que los dos sismos anteriores, el índice de daño, I_d , expresado por medio del espectro de daño constante evalúa de manera confiable el daño en forma global. Aquí se debe destacar que el sismo de Viña del Mar analizado, se caracteriza por su alto contenido de frecuencias, caso contrario al sismo del SCT, esto implica que el índice parece ser una buena herramienta independientemente del contenido de frecuencias del sismo que se estudie.

5.2.4 Sismo del 17 de enero de 1994, Northridge U.S.A.

Este sismo (6.8 Ms), tuvo su epicentro en Northridge, en el valle de San Fernando, aproximadamente a 35 km. del centro de los Ángeles. Presentó valores altos de aceleración del terreno en varias de las estaciones del área de los Ángeles y alrededores. Además de zonas cercanas a la de ruptura. Los mayores daños se observaron en un radio de 10 km. alrededor del epicentro, donde cerca de 4,000 construcciones, incluyendo casas, fueron seriamente dañadas y 11,300 presentaron daños de consideración como para ser desalojadas por reparación.

En la fig. 5.16 se muestra el registro empleado en este trabajo, este registro se obtuvo de la estación Sylmar, ubicada a 15km del epicentro.

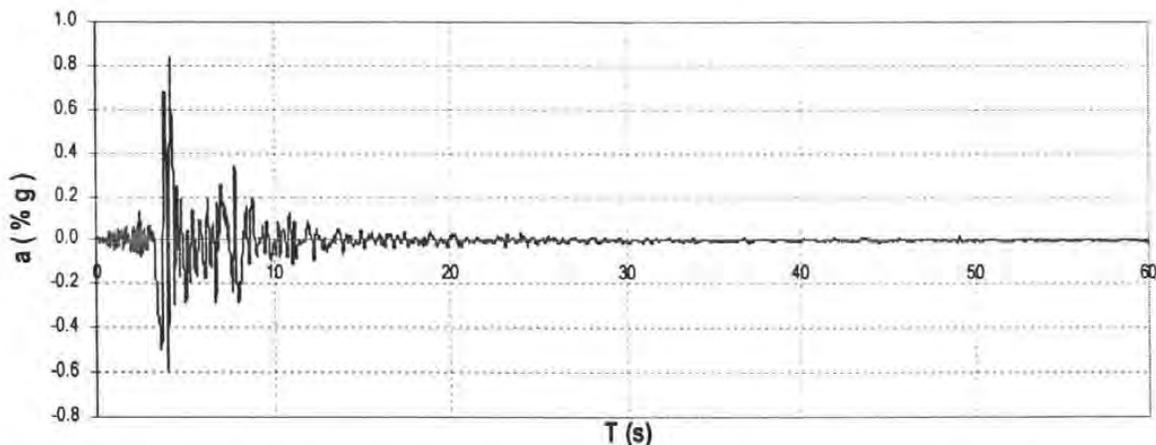
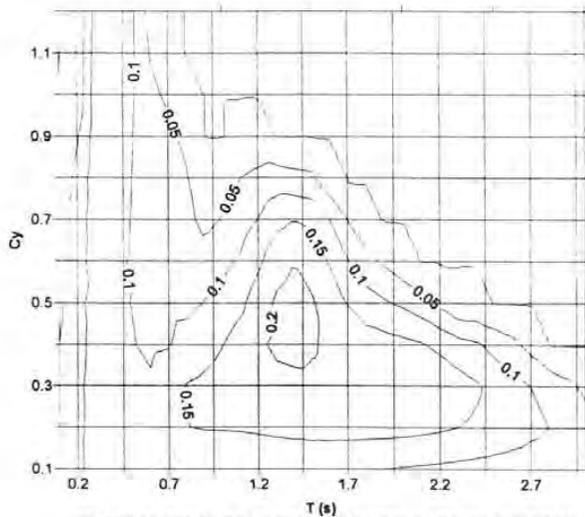


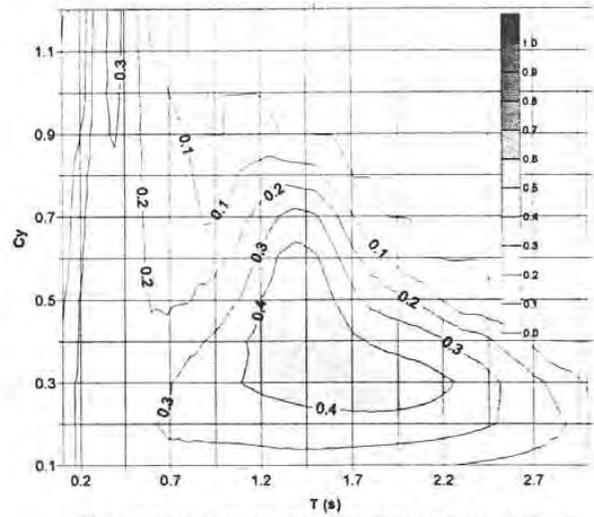
Figura 5.16 Registro Sísmico del Terremoto de Northridge en 1994

En las figs. 5.17a, b y c se pueden observar los espectros de daño constante, construidos con el registro de Northridge ocurrido en 1994, para estructuras de marcos de concreto reforzado asociadas a desplazamientos relativos globales de colapso D_{rc} de 0.03, 0.02 y 0.01 respectivamente, con una altura de entrepiso, h , igual a 300cm, y con un valor de $\lambda=7$.

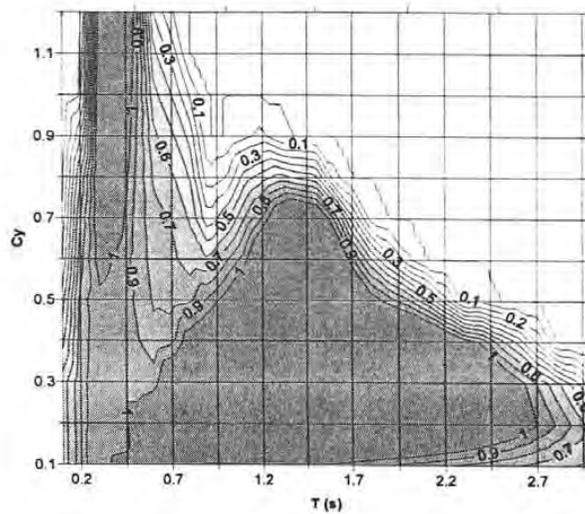
La fig. 5.17e muestra, que este registro sísmico es el que menos efecto de duración tiene con respecto a los 3 registros anteriormente analizados, esto era de esperarse, debido a que se sabe que es un registro similar a un pulso que tiene bajos contenidos de energías. Los resultados de la fig. 5.17f muestran que se presentaron demandas de desplazamiento relativo globales altas en todo el intervalo de periodos, lo que ayuda a explicar porque este sismo afectó un amplio espectro de sistemas estructurales.



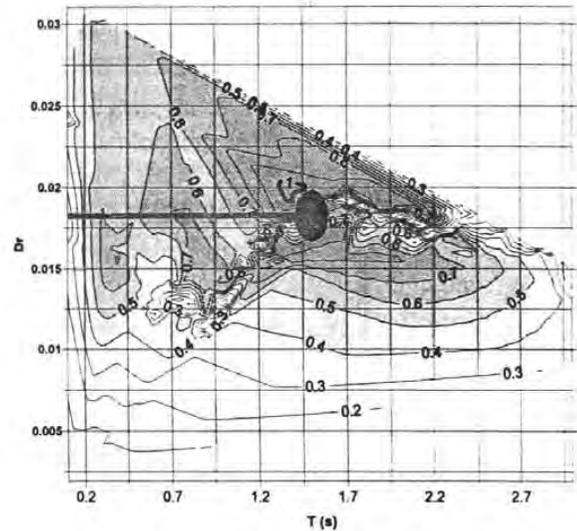
a) Espectros de Daño constante para edificios, Drc=0.03



b) Espectros de Daño constante para edificios, Drc=0.02



c) Espectros de Daño constante para edificios, Drc=0.01



d) Espectros de Daño constante para edificios, Drc=0.0135

Figura 5.17 Curvas de daño constante, de demanda de desplazamiento relativo global máximo constante y de efecto de duración constante para el sismo ocurrido en Northridge 1997 ($\lambda=7$, $\xi=0.05$, $h=300\text{cm}$)

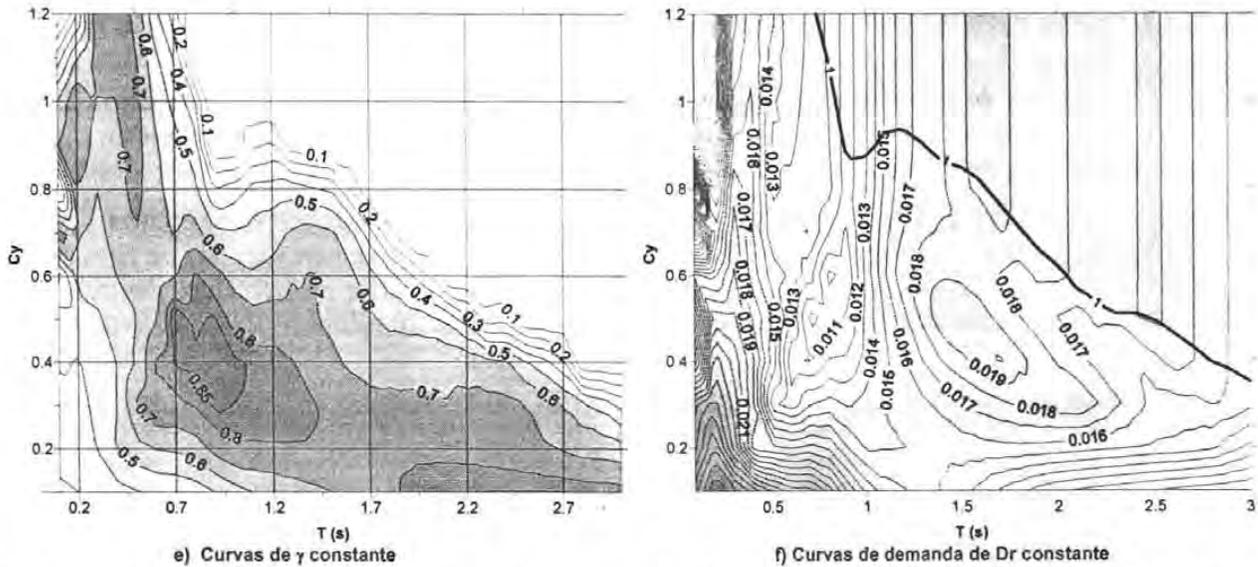


Figura 5.17 Curvas de daño constante, de demanda de desplazamiento relativo global máximo constante y de efecto de duración constante para el sismo ocurrido en Northridge 1997 ($\lambda=7$, $\xi=0.05$, $h=300\text{cm}$) (CONTINUACION)

El daño causado por este sismo en edificios fue severo y distribuido a lo largo de la zona afectada. Aunque el terremoto afectó un amplio espectro de estructuras, los efectos se manifestaron con mayor rigor en estructuras de madera de dos a cuatro niveles, correspondientes a complejo multifamiliares y centros comerciales. En estructuras prefabricadas se presentaron daños que se pueden clasificar desde ligeros hasta incluso colapso en algunos casos. El daño en estructura de concreto reforzado puede considerarse de moderado a severo. Las estructura de concreto reforzado anteriores a 1970 fueron las mas afectadas, aunque algunas estructuras nuevas y algunas reparadas después del terremoto de San Fernando de 1971 también presentaron daños de consideración. Las estructuras con muros de concreto reforzado presentaron un mejor comportamiento que las de marcos, a pesar que mostraron grietas en las vigas de acoplamiento y las bases de los muros. Un gran número de estructuras de acero sufrieron daños en las soldaduras de las conexiones en sistemas de marcos, así como fallas por pandeo local y global en diagonales (EERI, 1994, Norton et al, 1994)

Aunque en la descripción de este sismo se menciona que se afectó un amplio espectro de sistemas estructurales, se sabe que los sistemas mas afectados fueron aquellos de pocos niveles, es decir con periodos cortos. En los espectros de daño constante de las figs. 5.17a, b y c se puede apreciar que los mayores niveles de daño se presentaron para estructuras con periodos cortos lo cual es congruente con lo anterior.

Las figs. 5.5b, 5.10e, 5.13d, y 5.17d muestran la grafica D_{rm} vs T con curvas de daño constante para cada registro sísmico analizado, cada una de estas gráficas fue elaborada con un valor del parámetro D_{rc} que da el primer inicio de colapso ($I_d=1.0$) en cada registro sísmico. Cada una de las figura tiene identificado con un ovalo negro el inicio de colapso, obsérvese que el valor de D_{rc} requerido para esta condición es aproximadamente igual al valor D_{rm} donde se da inicio a la condición de colapso. Lo anterior valida desde otro punto de vista el índice de daño propuesto al mostrar que los valores de D_{rc} son similares a los valores de D_{rm} en la condición de colapso.

5.2.5 Validación del Índice de daño propuesto desde el punto de vista de demanda.

Con el objetivo de verificar el índice de daño propuesto desde el punto de vista de demanda para edificio de concreto reforzado convencionales, en la siguiente sección se llevaran a cabo algunos análisis, con el objetivo de validar el modelo de daño.

De la solución del problema dinámico para sistemas de 1GDL, se sabe que la resistencia C_y de un sistema de 1GDL esta dada por la ec. 5.1. Esta ecuación, también se puede expresar en términos del desplazamiento relativo de fluencia para sistemas de VGDL, aplicando los conceptos descritos en el apéndice A, la expresión para sistemas de VGDL se expresa en la ec. 5.2.

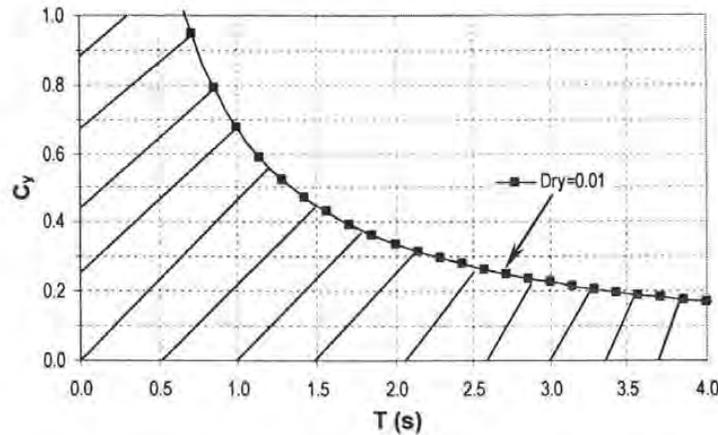


Figura 5.18 Solución del sistema de 1GDL

$$C_y = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \frac{u_y}{g} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

$$C_y = \frac{2\pi\alpha D_{ry}}{T\Gamma g} \quad (\text{Ec. 5.2})$$

En algunas investigaciones de edificios y elementos columna se ha encontrado que los desplazamientos relativos de fluencia son aproximadamente iguales a 0.01 en el entrepiso y 0.007 a nivel global (Priestley et al, 2000). En el caso de sistema de losa reticular este desplazamiento de fluencia puede incrementarse hasta el 0.015 a nivel global (Rodríguez y Santiago, 1996). En el caso de muros de C.R. el desplazamiento relativo de fluencia puede ser menor que el desplazamiento de fluencia de sistemas de marcos de C.R. Con base en lo anterior, se infiere que sistemas convencionales de marcos de concreto, muro y duales, con fluencias mayores a los valores descritos, son pocos probables o comunes. Considerando esta observación, las ecs. 5.1 y 5.2, y fijando un desplazamiento relativo de fluencia promedio de 0.01, se puede obtener la relación resistencia-desplazamiento que cumple con esas condiciones (ver Fig. 5.18). De la ec. 5.2 y la fig. 5.18 se puede apreciar que para un desplazamiento relativo de fluencia constante, un incremento en el periodo le corresponde una menor resistencia a la estructura. Esto implica que edificios con periodos altos, tenderían a tener resistencias bajas. Para ilustrar mejor lo anterior supóngase un edificio con periodo igual 1.5s, con una resistencia C_y igual 0.20, de acuerdo con la fig. 5.18 este edificio estaría dentro de la parte sombreada de la curva de la figura. Si se desea para ese mismo edificio resultados fuera de la parte sombreada de la fig. 5.18, se debe aumentar la resistencia C_y . Las opciones para lograr aumentar la resistencia son: aumentar secciones, ó cantidades de acero de refuerzo, al hacer esto el edificio se hará mas rígido y por lo tanto

su periodo disminuirá, con lo anterior se consiguió que el mismo edificio aumentara la resistencia a consecuencia de la disminución del periodo, desplazándose el edificio en la curva de la fig. 5.18 hacia la zona superior izquierda cayendo nuevamente dentro de la zona sombreada, con base en lo anterior se podría decir que edificios convencionales de concreto reforzado, tienden a ubicarse en la zona sombreada de la fig. 5.18.

La validación del índice de daño propuesto, se hará para estructuras de concreto reforzado a base de marcos, sistemas duales o muros, todas convencionales, por lo tanto considerando las observaciones del párrafo anterior se descartarán aquellos sistemas estructurales que se ubican de acuerdo con su resistencia y periodo fuera de la zona sombreada de la fig. 5.18.

En las fig. 5.19a, b, c, y d se muestran las curvas de demanda de desplazamiento relativo máximos constantes para cada uno de los cuatro registros sísmicos analizados, en estas mismas figura se superpone la curva de la fig. 5.18, y la parte sombreada con puntos negros es la que indicara para cada registro sísmico los sistemas estructurales no convencionales. La curva de la figura 5.18 corresponde a un sistema estructural específico, por lo tanto, para los registros de, Northridge, y Duzce se consideró un sistema a base marcos con un valor de $\Gamma=1.25$ y $\lambda=7$, para el registro de Viña del Mar se consideró un sistema a base de muros con $\Gamma=1.5$ y $\lambda=14$, y para el registro de SCT se consideró un sistema a base de marcos con $\Gamma=1.25$ y $\lambda=5.3$. Los desplazamientos relativos de fluencia considerados fueron 0.015 para el análisis con el registro SCT, y 0.01 para los análisis con los registros Northridge, Duzce, y Viña del Mar; para el registro del SCT se considero un desplazamiento de fluencia de 0.015 con el fin de tener en cuenta los sistemas flexibles de losa reticular característicos de la zona de ciudad México en la fecha que ocurrió el sismo.

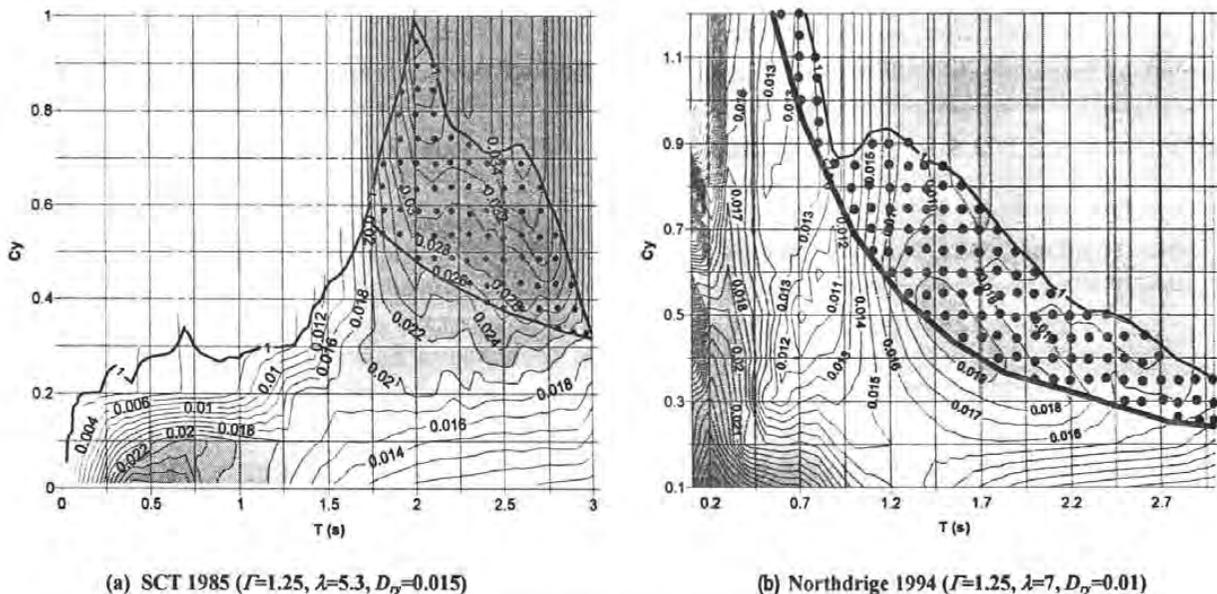


Figura 5.19 Grafica de T vs C_y , curva de nivel $D_{r,m}$ para el cada registro sísmico analizado

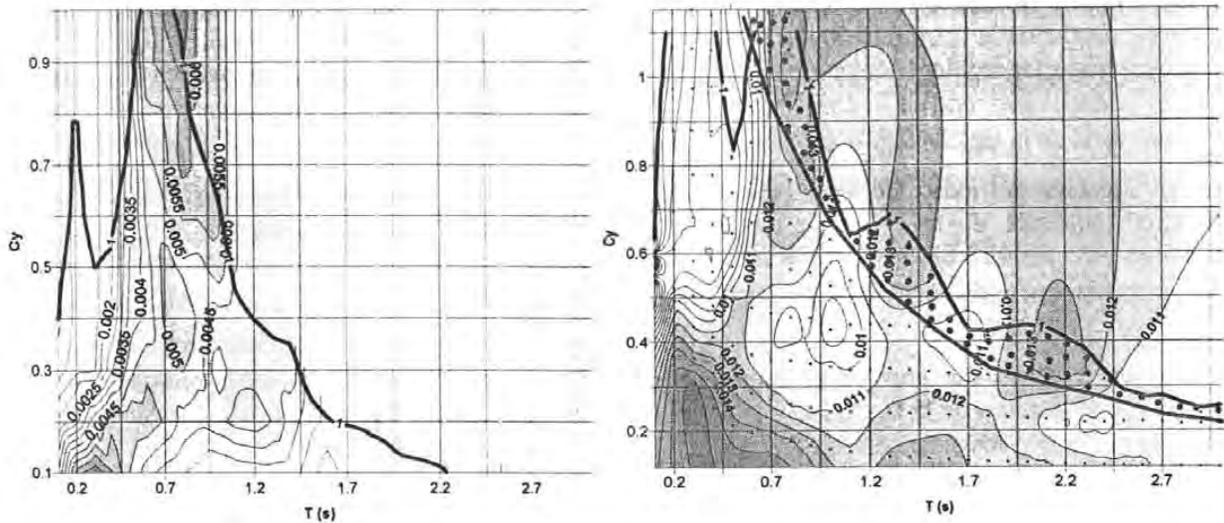
(c) Viña del Mar 1985 ($I=1.5$, $\lambda=14$, $D_{rc}=0.01$)(d) Düzce 1999 ($I=1.25$, $\lambda=7$, $D_{rc}=0.01$)

Figura 5.19 Grafica de T vs C_y , curva de nivel D_{rm} para el cada registro sísmico analizado (CONTINUACION)

El índice de daño propuesto, tal como se definió en capítulos anteriores, es una relación de energías, en donde una de las hipótesis que se deben cumplir es que el desplazamiento relativo de colapso calculado (D_{rc}) debe ser aproximadamente igual al desplazamiento relativo máximo demandado (D_{rm}) correspondiente al registro sísmico en estudio, cuando la relación de energías sea igual a uno ($I_d = 1.0$).

En las figs. 5.20a, b, c, y d se muestran curvas de daño constante para sistemas de concreto reforzado convencionales, en función de las variables D_{rm} y T , para cada uno de los registros sísmicos analizados. La fig 5.20a corresponde al registro sísmico del SCT de 1985, considerando para D_{rc} el valor de 0.01. Sus resultados muestran que valores del índice I_d mayores que 1.0 corresponden a valores del parámetro $D_{rm} \geq 0.01$. De acuerdo con la definición y significado físico del índice todos aquellos sistemas estructurales que estén sometidos a demandas mayores a su capacidad deberían llegar al colapso, lo cual es congruente con los resultados de la figura 5.20a. También en la fig. 5.20a se observan casos de colapsos para demandas menores a la capacidad referida. De acuerdo con el ec. 3.5 esto se debe al efecto de duración de este registro sísmico.

Lo anterior es congruente con los resultados encontrados cuando se evaluó y calibró el índice de daño con la base de datos experimental, en esta parte del trabajo se concluyó que cuando el efecto de duración γ es alto, el sistema estructural llegará al colapso para un desplazamiento relativo θ_m menor que el desplazamiento relativo de colapso θ_c de referencia (θ_c para 1GDL y D_{rc} para VGDL).

La fig 5.20b muestra resultados de la evaluación del índice de daño I_d , para el registro sísmico de Northridge de 1994 considerando para D_{rc} un valor 0.01 y para λ un valor de 7. Se puede observar en la grafica que los valores correspondientes a la condición $I_d = 1.0$ tienden a encontrarse para valores del parámetro D_{rm} ligeramente mayores que 0.01. Esto sugiere que el registro sísmico de Northridge es un registro con poco efecto de duración γ y por lo tanto las valores de D_{rm} van ser mayores que D_{rc} para $I_d = 1.0$.

La fig 5.20c muestra resultados de la evaluación del índice de daño I_d , para el registro sísmico de Viña del Mar de 1985 considerando para D_{rc} el valor de 0.005 y para λ el valor de 14. Se puede observar en la grafica que los valores de $I_d = 1.0$ se presentan para un amplio espectro de demandas de desplazamientos relativos máximos en la zona de periodos comprendidos entre 0.1 y 1s, esto se debe a

que el efecto de duración γ fue alto en esta zona de periodos (ver fig. 5.13f) por lo tanto los sistemas estructurales fallan para valores de D_{rm} menores que el valor de D_{rc} de referencia. Esto implica que los sistemas estructurales fallaran por deterioro de la capacidad de deformación del sistema estructural a causa del efecto de duración.

La fig 5.20d muestra resultados de la evaluación del índice de daño I_d , para el registro sísmico de Duzce combinado, es decir la suma de los dos eventos, el del 17 de agosto de 1999 y 12 de noviembre del mismo año, considerando para D_{rc} el valor de 0.01 y un valor de λ igual a 7. Estos resultados son comparables a los demás registros sísmicos para el caso de $I_d=1.0$, ya que esta condición se presenta para valores de D_{rm} cercanos al valor supuesto para D_{rc} , aun cuando existen casos en los que no se cumple esta condición, debido al efecto de duración γ .

Para evaluar y validar los casos observados en las fig. 5.20a, b, c, y d en que D_{rm} es diferente a D_{rc} para la condición de colapso $I_d=1.0$, se comparan las curvas de efecto de duración constante de cada registro sísmico con su respectiva figura D_{rm} vs T para curvas de daño constante, I_d . De la comparación se aprecia que las zonas de cada registro sísmico donde se cumplen la condición $D_{rm} > D_{rc}$ se presentan para valores del parámetro $\gamma < 1.0$, y viceversa.

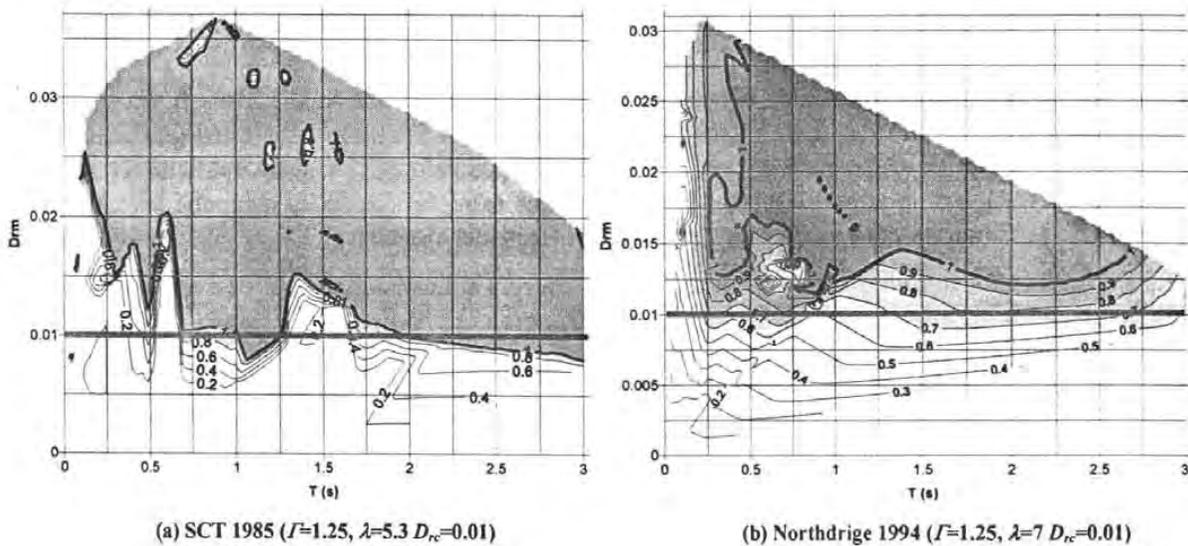


Figura 5.20 Curvas de daño constante I_d como función de T y D_{rm} para cada uno de los registros sísmicos estudiados.

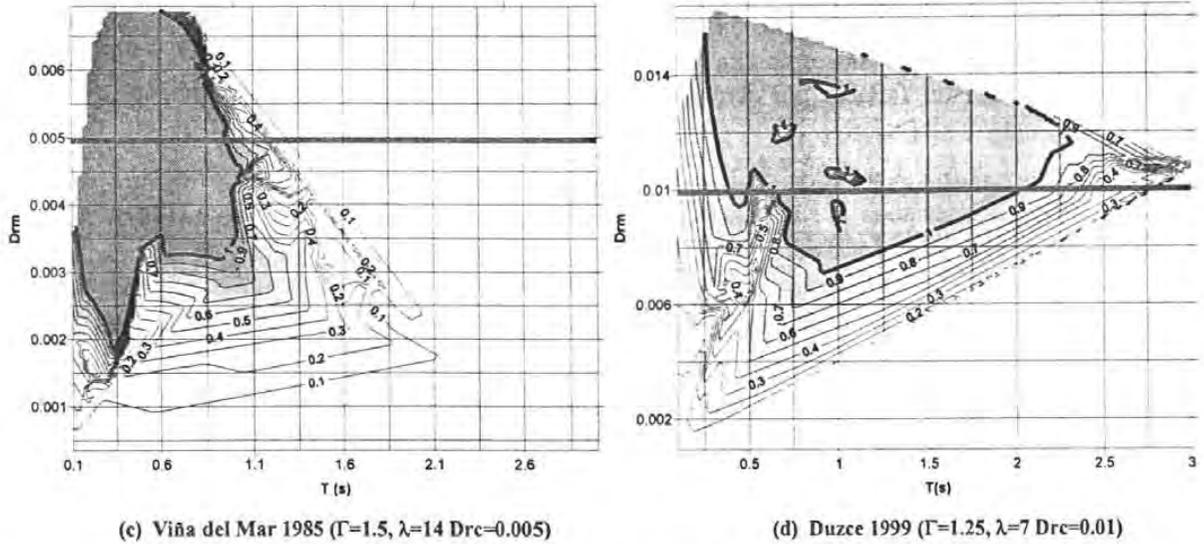


Figura 5.20 Curvas de daño constante I_d como función de T y D_{rm} para cada uno de los registros sísmicos estudiados. (CONTINUACION)

Otra forma de validar el índice de daño propuesto, se presenta en las figs. 5.21a y b, En estas graficas se consideran cada uno de los registros sísmicos analizados. Para construir estas gráficas se hizo un barrido de valores de D_{rc} , buscando para cada uno de estos valores el sistema estructural convencional que cumpliera la condición de $I_d=1.0$. A estos sistemas estructurales se les asignaba los valores de los parámetros necesarios para la elaboración de las graficas mencionadas.

La fig. 5.21a muestra en el eje de las ordenadas la energía adimensionalizada y en el eje de las abscisas la demanda de desplazamiento relativo máximo D_{rm} para la condición de colapso. En la fig. 5.21b se grafica la demanda de desplazamiento relativo máximo D_{rm} con su respectivo desplazamiento relativo de colapso de referencia D_{rc} .

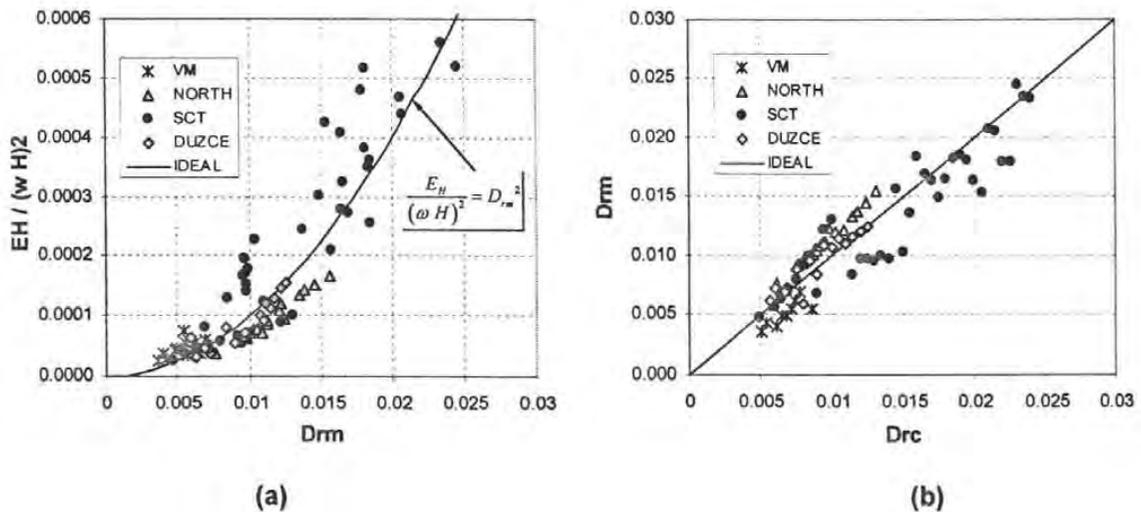


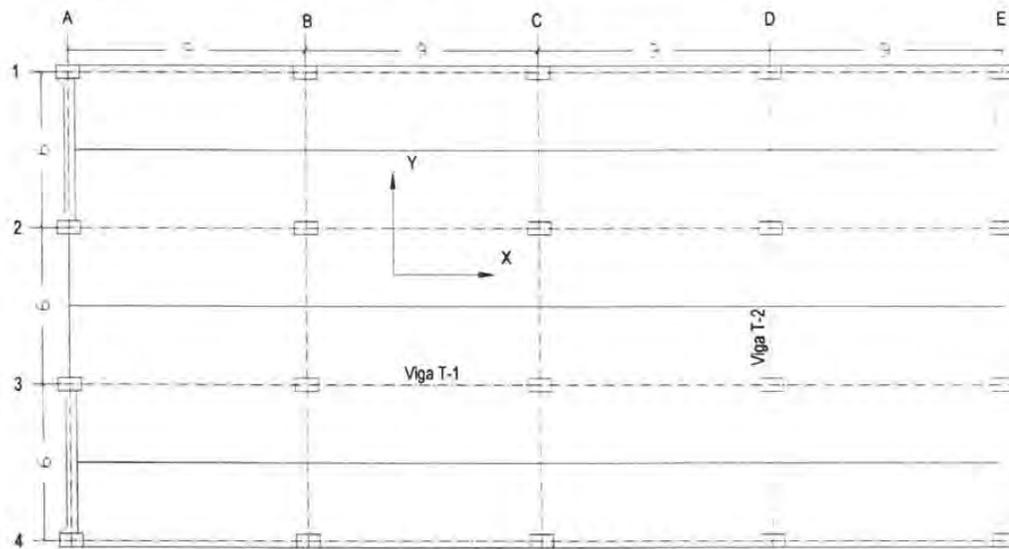
Figura 5.21 (a) Grafica adimensional de energías vs demandas de desplazamiento relativo para la condición de $I_d=1$, (b) Grafica de demanda de desplazamiento relativo vs desplazamiento relativo de colapso de referencia asociado a $I_d = 1$

En las figs. 5.21a y b se observa la buena tendencia que presenta cada uno de los registros sísmicos a ajustarse a las curvas con línea continua para cada una de las figuras. Así mismo, en la fig. 5.21a se puede apreciar el efecto de duración de cada registro sísmico, como es el caso de los registros SCT y Viña del Mar, que están ubicados sobre la curva continua, es decir poseen mayor duración que los registros de Northridge y Duzce que tienden a ubicarse en la parte inferior de la referida curva. Este efecto de duración es congruente con las características de cada registro sísmico, lo cual implica que el parámetro γ es adecuado para tomar en cuenta el efecto de duración para un registro sísmico dado. Se debe tener en cuenta que el empleo del parámetro γ debe ser congruente con el sistema estructural en estudio.

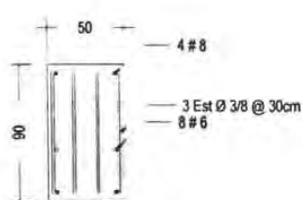
6 EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑO PROPUESTO PARA LOS CASOS DE DOS EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO AFECTADOS POR EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985 EN LA CIUDAD MÉXICO

6.1 EDIFICIO DE LA SECRETARIA DE TRANSPORTE (SCT)

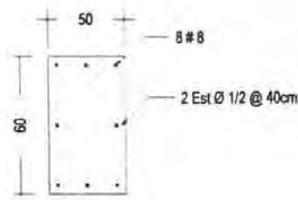
El edificio en estudio estaba destinado a uso de oficinas, el cual se identificará de ahora en adelante como el edificio "SCT". El sistema estructural es a base de marcos de concreto en la dirección X con muros estructurales en la otra dirección. La cimentación es del tipo semicompensada con 87 pilotes de fricción. El edificio tiene sótano, planta baja, 9 pisos tipo, y azotea, y se construyó en los años 70. La planta estructural típica se muestra en la figura 6.1. La planta típica esta compuesta por cuatro claros de 9m en la dirección larga (dirección X) y tres claros de 6m en la dirección corta. Los muros estructurales paralelos a la dirección corta tienen 40cm de espesor y su forma y ubicación se puede observar en la planta de la fig. 6.1. Esta figura también muestra un corte estructural típico con alturas de entrepisos de 4.95m en el primer nivel y 3.95m en el resto de niveles. Como detalles estructurales relevantes se encuentra que en la fachada norte (eje 1) se tienen trabes a medio nivel, entre los ejes C-D. La resistencia nominal del concreto y el acero son las comúnmente consideradas en los años de construcción del edificio y son de 240kg/cm^2 y 4000kg/cm^2 respectivamente.



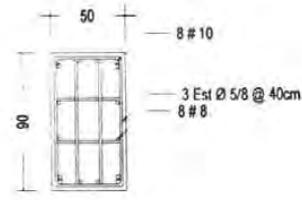
Planta Típica



Columna Tipo 2



Columna Tipo 3



Columna Tipo 1

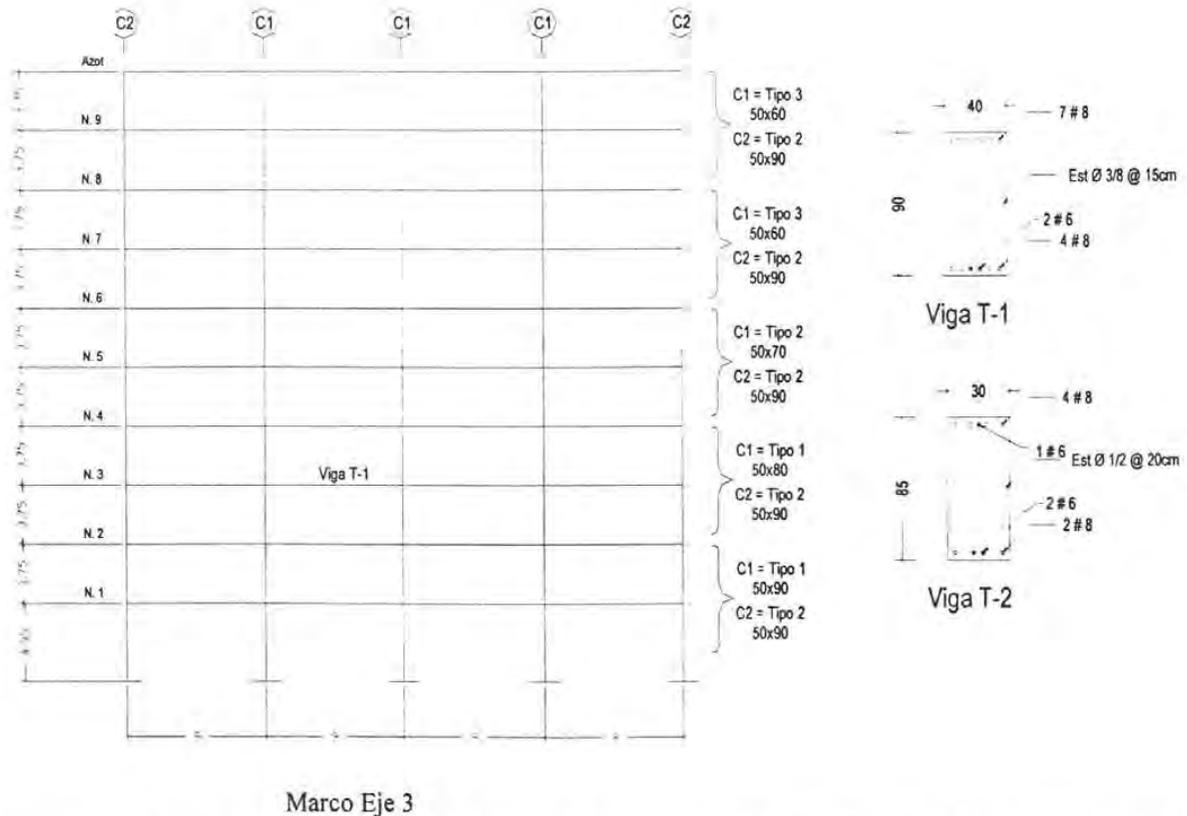


Figura 6.1 Planta típica, Vista Frontal eje D, y secciones de traves y columnas típicas del edificio SCT

Evaluación del índice daño, I_d , para el edificio

Para evaluar el índice de daño propuesto, se efectuaron dos tipos de análisis, análisis del tipo no lineal y análisis tipo push-over. La herramienta de cómputo usada para estos análisis fue el software de análisis no lineal RUAMOKO (Carr, 1998)

La regla de histéresis empleada para el análisis no lineal, es la de Takeda Modificada (Carr, 1998), las propiedades de cada uno de los elementos del sistema estructural necesarias para elaborar el modelo se determinaron por medio de análisis momento-curvatura y diagramas de interacción. En la fig. 6.2 se pueden ver la graficas momento-curvatura de las traves y columnas típicas, y en la fig. 6.3 se muestran los diagramas de interacción de las columnas típicas. La tabla 6.1 muestra un resumen de las propiedades de cada elemento.

Las cargas vivas y muertas del edificio fueron las especificadas por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1966 (Diario Oficial, 1966).

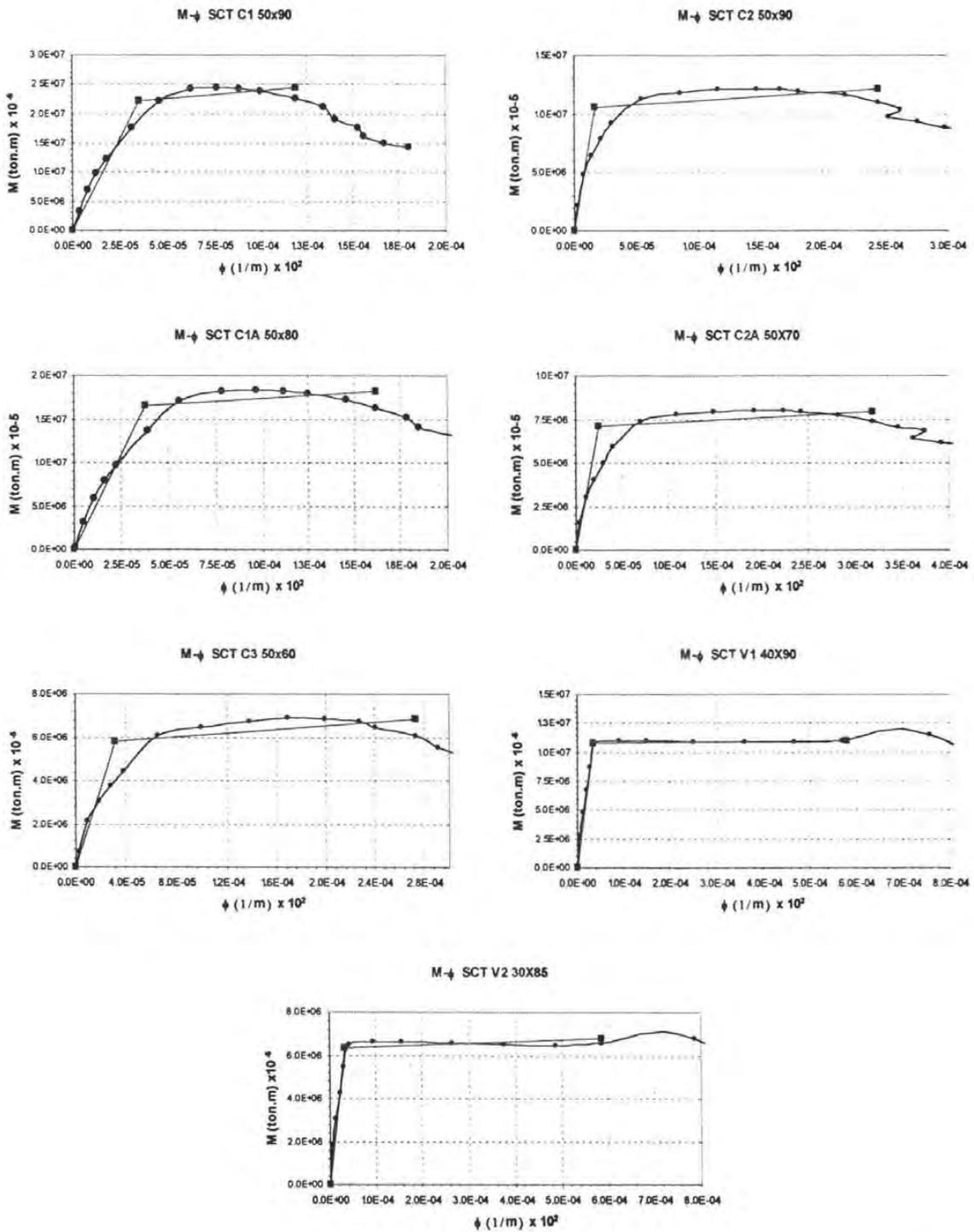


Figura 6.2 Diagramas Momento-Curvatura de secciones típicas del edificio SCT

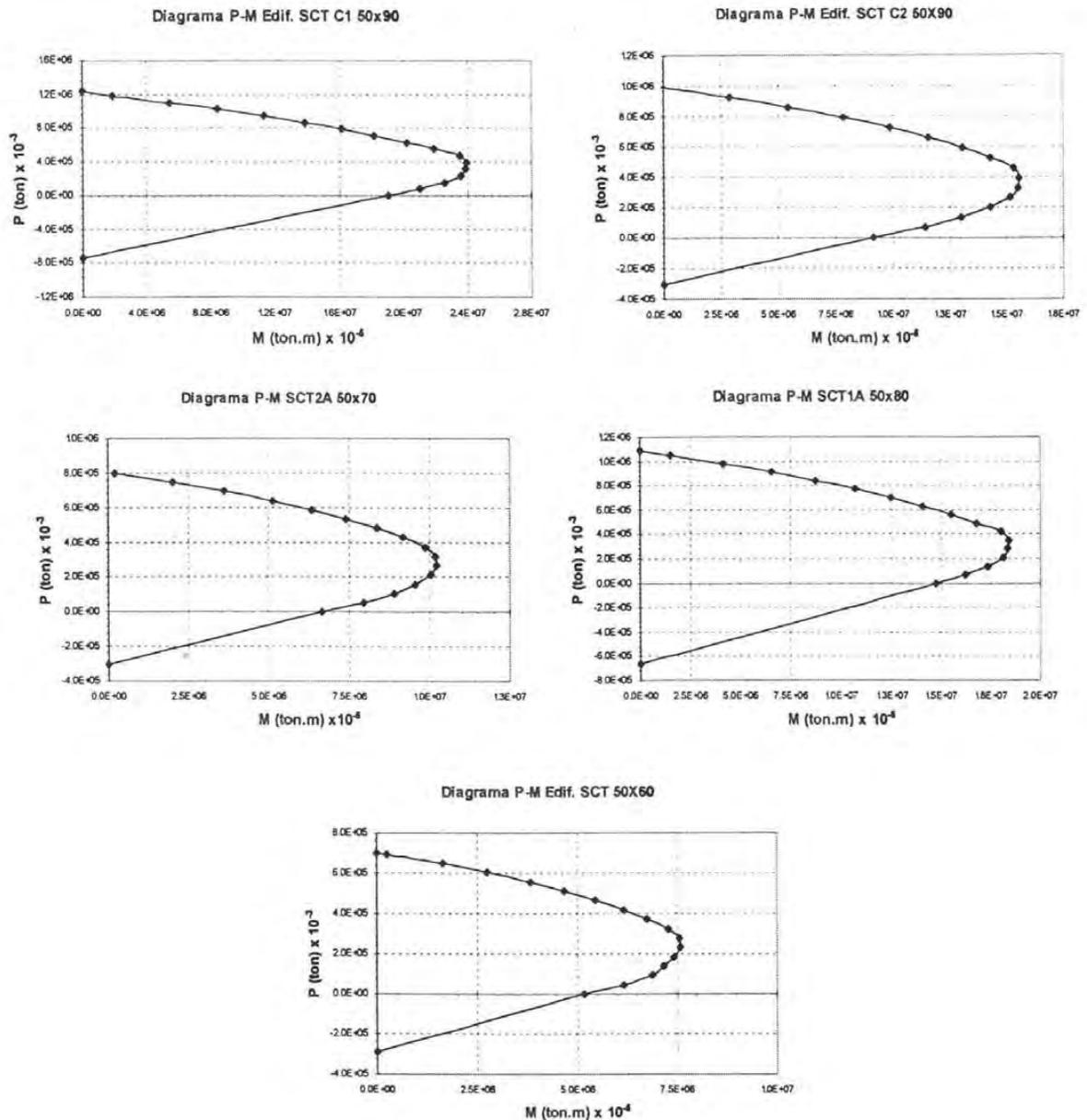


Figura 6.3 Diagramas de iteración de columnas típicas del edificio SCT

Tabla 6.1 Propiedades de secciones típicas de vigas y columnas del edificio SCT

| Elemento | M_y (ton-m) | M_u (ton-m) | ϕ_y (1/m) | ϕ_u (1/m) |
|----------|------------------|------------------|-------------------|-------------------|
| C1 | 222 | 245 | 0.00357 | 0.0119 |
| C2 | 106 | 122 | 0.00169 | 0.0244 |
| C1A | 166 | 182 | 0.00382 | 0.0162 |
| C2A | 71.2 | 79.5 | 0.00250 | 0.0319 |
| C3 | 58.1 | 68.7 | 0.00350 | 0.0274 |
| V1 | 108 | 110 | 0.0035 | 0.0580 |
| V2 | 63.6 | 68 | 0.0033 | 0.0588 |

Para evaluar el índice de daño a nivel global se consideraron dos alternativas. La primera fue la de analizar al edificio como si fuera un sistema de 1GDL, para lo cual se procede a calcular la energía histerética como el área bajo la curva de los ciclos histeréticos cortante basal, V , versus desplazamiento de azotea, δ . La segunda alternativa, ya descrita en el capítulo 4, fue la de calcular el índice I_d para cada elemento estructural y multiplicarlo por el peso promedio de la energía disipada, el índice I_d global será la sumatoria de los I_d locales afectados por su peso promedio de energía disipada (Park y Ang, 1985).

Para calcular el índice I_d a nivel global de acuerdo con la primera alternativa se deben conocer tres variables propias de la estructura, las cuales son la frecuencia natural, el desplazamiento de colapso, y la energía histerética disipada por la estructura durante el evento sísmico en estudio. La figura 6.4 muestra los resultados de usar el programa Ruamoko para el edificio en estudio, en la dirección de marcos con claros de 9m y empleando el registro SCT. Esta figura corresponde a la relación cortante basal vs desplazamiento relativo de la azotea.

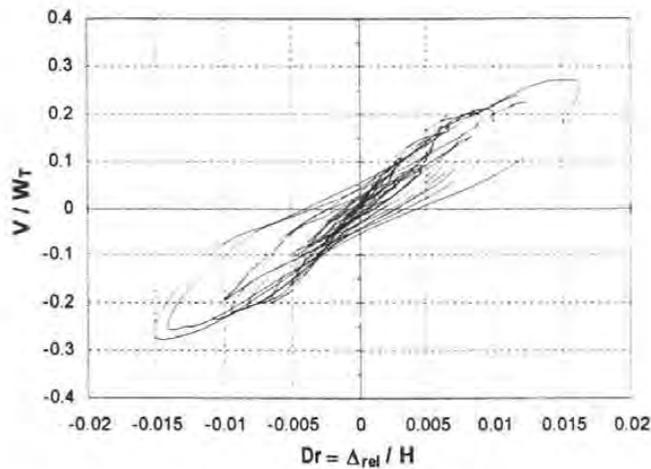


Figura 6.4 Respuesta histerética del edificio SCT cuando es sometido al registro sísmico de México ocurrido el 19 de septiembre de 1985

En el capítulo 3 de este trabajo se propuso una expresión para estimar el desplazamiento relativo de colapso de un elemento a nivel local (θ_c), el cual se puede considerar igual al desplazamiento relativo de colapso de un entrepiso en sistema de varios grados de libertad. Así mismo, en el capítulo 4 se establece una relación entre el desplazamiento relativo de entrepiso y el global.

De acuerdo con lo anterior, el desplazamiento de colapso del sistema estructural (D_{rc}) se estimó a partir del desplazamiento de colapso (θ_c) de las columnas del cuarto nivel. Esto se debe a que los resultados del análisis no lineal mostraron que el sistema estructural tiende a formar un mecanismo de colapso de columna fuerte viga-débil y las mayores solicitaciones se presentaron en el cuarto y quinto nivel del edificio.

En la tabla 6.2 se muestran los datos requeridos para calcular el parámetro D_{rc} con base en las hipótesis hechas en los dos párrafos anteriores. El promedio de los valores de θ_c para los elementos columna del nivel más solicitado (cuarto nivel) dividido por la relación θ_c / D_{rc} igual a 1.5 es el desplazamiento relativo global de colapso del edificio en estudio, lo cual dio como resultado el valor de $D_{rc}=0.022$.

Tabla 6.2 Cálculo del desplazamiento relativo global de colapso (D_{rc}) del edificio SCT

| Elemento | P/Ag f'c | K= $\rho(f_y/f_c)$ | M/VD | θ_c |
|--------------------|----------|--------------------|------|------------|
| C1 50x90 (1 Nivel) | 0.26 | 0.144 | 4.5 | 0.0245 |
| C2 50x90 (1 Nivel) | 0.06 | 0.069 | 4.5 | 0.0521 |
| C1 50x90 | 0.26 | 0.144 | 3.6 | 0.0239 |
| C2 50x90 | 0.06 | 0.069 | 3.6 | 0.0488 |
| C1A 50x80 | 0.25 | 0.153 | 3.6 | 0.0242 |
| C2A 50x70 | 0.21 | 0.129 | 3.6 | 0.0235 |
| C3 50x60 | 0.15 | 0.069 | 3.6 | 0.0216 |
| V1 40x90 | < 0.10 | 0.072 | 9 | 0.0522 |

Para calcular el índice de daño I_d , se emplean las ecs. 1.5 y 2.7, en las que se cambia el empleo del parámetro θ_c a D_{rc} y de θ_m a D_{rm} debido a que se está evaluando el daño de edificios. Para poder aplicar las ecuaciones transformadas, se debe encontrar los demás parámetros necesarios. La energía histerética por unidad de masa E_H se calculó como el área bajo la curva de la fig. 6.4 dividida por la masa del edificio, la frecuencia natural se tomó de los resultados del Ruamoko, la altura H fue igual a 38.7m, y la máxima demanda desplazamiento relativo global, D_{rm} , obtenido del Ruamoko fue 0.015.

Con los parámetros ya obtenidos se evalúa el índice de daño de acuerdo con la primera alternativa, tal como se observa a continuación:

$$\gamma = \sqrt{\frac{E_H}{(\omega H D_{rm})^2}} = \sqrt{\frac{5.09}{(3.3 \cdot 38.7 \cdot 0.015)^2}} = 1.18$$

$$I_d = \left(\frac{\gamma D_{rm}}{D_{rc}} \right)^2 = \left(\frac{1.18 \cdot 0.015}{0.022} \right)^2 = 0.65$$

Para el edificio SCT se obtiene entonces el valor de 0.65 para el índice de daño. De acuerdo con la clasificación de daño propuesta en la sección 3.3.3 el edificio en la dirección perpendicular a los muros estructurales le correspondería inicio de pandeo, y refuerzo longitudinal y transversal visible. Estos resultados son congruentes con los daños observados en el edificio después del sismo del 19 septiembre de 1985. Las figs. 6.5a y b, 6.6a y b, y 6.7 presentan un registro fotográfico y la respectiva descripción de daño que confirma la observación anterior.

En lo que sigue se evalúa el daño de acuerdo con la segunda alternativa mencionada. En el apéndice D se muestran los resultados de la evaluación del índice para cada uno de los elementos estructurales del edificio analizado con el programa Ruamoko. Con estos resultados se calculó la sumatoria del producto del índice de daño de cada elemento por su respectiva energía histerética, así mismo se calcula la sumatoria de las energías de cada elemento del edificio. Con estos datos se obtuvo el índice de daño del edificio a nivel global, aplicando la ec. 4.1 (Park y Ang, 1985).

$$I_d = \frac{\sum I_{di} E_{Hi}}{\sum E_{Hi}} = \frac{448}{636} = 0.70$$

Obsérvese que los valores obtenidos con las dos alternativas para calcular el daño a nivel global son similares, y a su vez, el valor del índice de daño es congruente con el daño observado en el edificio el cual se describe en lo que sigue.

Descripción de daño observado:

La mayor parte de los daños se presentaron en los marcos perpendiculares a los muros de cortante y el daño se concentró entre la planta baja y el nivel 6 (Meli y López 1986) como se observa en la fig. 6.5a y 6.5b.

El daño generalizado en trabes consistió en el desprendimiento del recubrimiento de concreto a paño con la columna, con exposición del refuerzo longitudinal y transversal, también se presentó pandeo en el refuerzo longitudinal de muchas de las vigas de los marcos longitudinales, tal como se observa en la fig. 6.7. Esto indica la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las vigas de los marcos perpendiculares a los muros de cortante, aspecto que también fue observado en el análisis no lineal.

El daño en las columnas predominantemente se presentó en las caras de mayores esfuerzos en la dirección E-W (Dirección perpendicular a los muros). La fig. 6.6a muestra claramente el pandeo del refuerzo longitudinal en la cara exterior de la columna de planta baja del edificio.

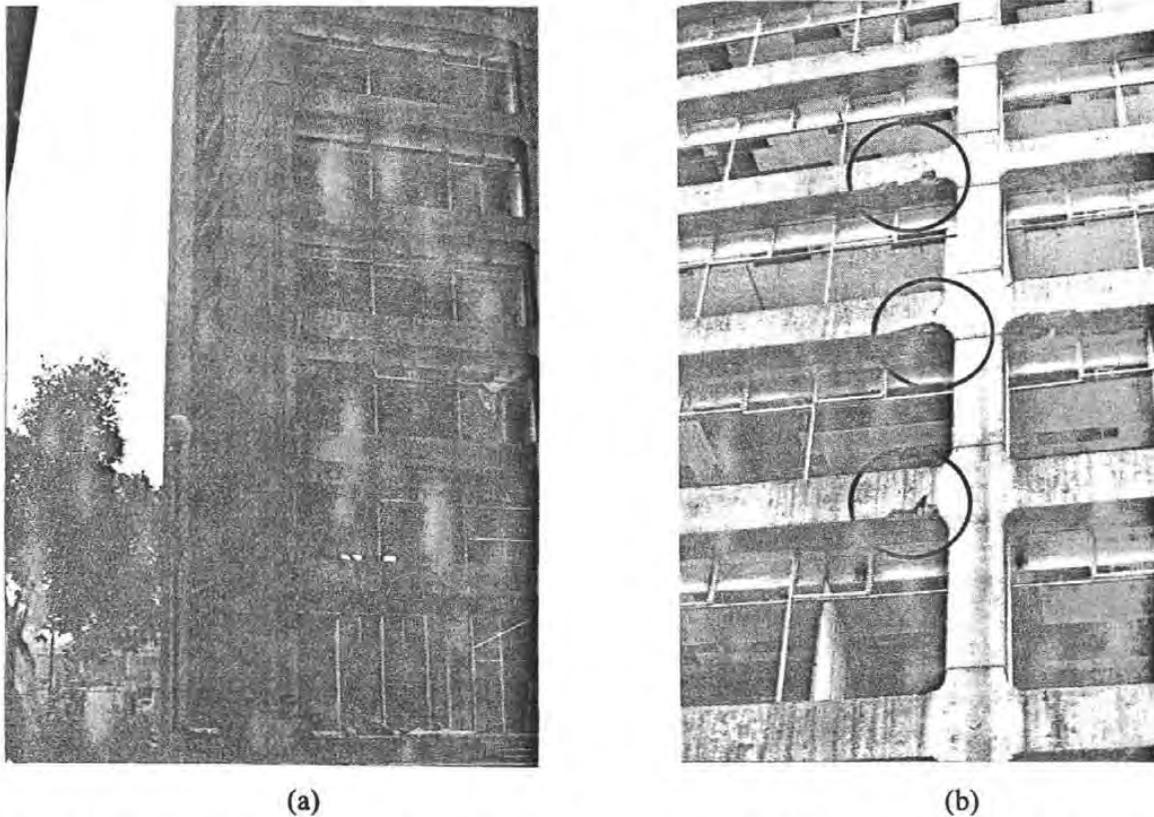
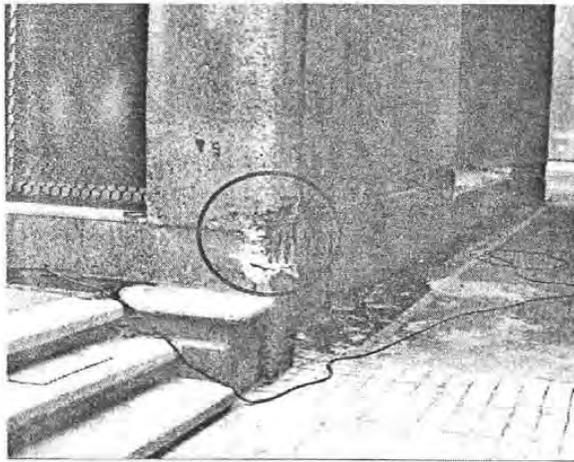
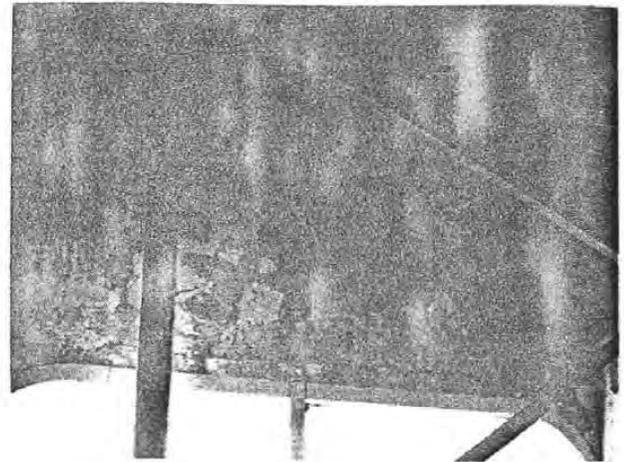


Figura 6.5 Edificio SCT. (a) y (b) Daño en trabes desde el primer nivel hasta el 6 nivel del marco perpendicular a muro de cortante



(a)



(b)

Figura 6.6 (a) Edificio SCT. Pandeo del refuerzo longitudinal de columna de planta baja, (b) daño en traves de medio nivel de fachada perpendicular a muros de cortante.

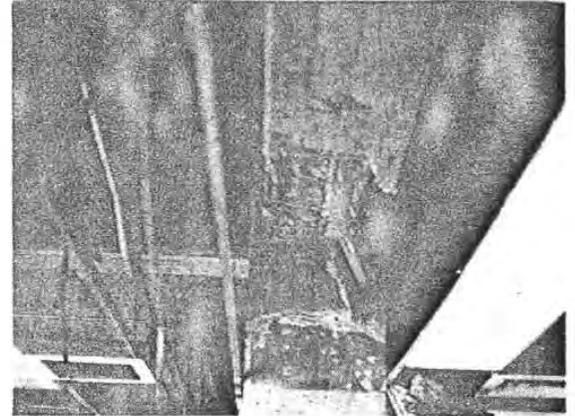


Figura 6.7 Edificio SCT. Pérdida de recubrimiento, refuerzo longitudinal y transversal visible y pandeo de alguna de las traves del marco perpendicular a los muros de estructurales.

6.2 EDIFICIO LR-15-08

El edificio identificado con la clave LR15-08 está ubicado en el cruce de Avenida la Viga y Calle Eje 5. Estaba destinado a uso de oficinas en el momento del sismo del 19 de septiembre de 1985 en México. La revisión, análisis y evaluación de daño se hizo en una de las 3 torres de las que esta compuesto el inmueble, la torre analizada es la torre C (ver fig. 6.8).

La torre C tiene 15 niveles distribuidos de la siguiente forma: Sótano, planta baja, 14 niveles y azotea. El edificio fue construido en 1980.

El sistema estructural del edificio es a base de losa reticular con columnas y muros estructurales en una dirección, el edificio fue construido sobre zona de suelo blando y el tipo de cimentación empleado fue a base de pilotes.

El edificio fue diseñado de acuerdo con el reglamento de construcciones para el Distrito Federal de 1976. Las plantas estructurales típicas de la Torre C, tienen las siguientes características. El sótano tiene 9 claros en dirección larga y 6 claros en la dirección corta, los siguientes 3 niveles tienen los mismos 6 claros en la dirección corta pero solo 8 claros en la dirección larga y los demás niveles tienen 5 claros en la dirección corta y 6 claros en la dirección. La distribución en altura del edificio se distribuye de la siguiente forma: la altura de entrepiso del sótano es de 3.35m, de la planta baja es de 4.15m, los niveles 1 y 2 de 2.75m y los 12 niveles restantes incluido azotea de 3.3m

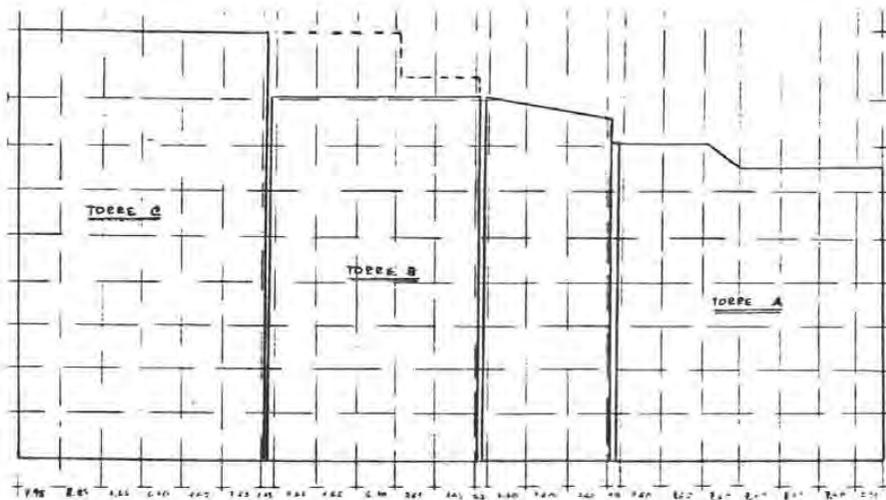
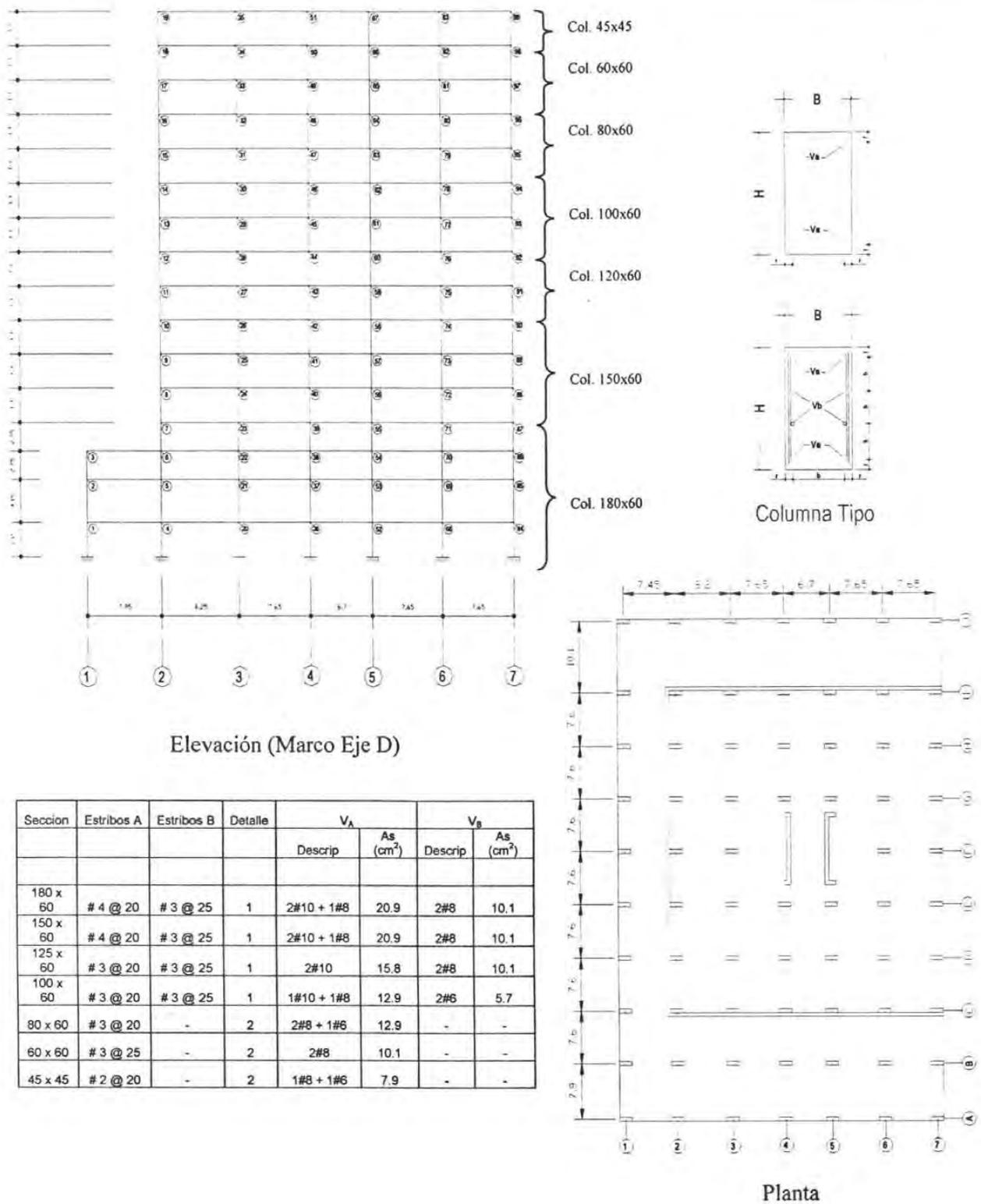


Figura 6.8 Planta Edificio (Meli y López, 1986)

La fig. 6.9 muestra esquemas y detalles estructurales necesarios para elaborar el modelo de análisis no lineal y posteriormente evaluar el daño con el procedimiento anteriormente descrito para el edificio SCT. Se elaboraron análisis de sección de cada uno de los elementos estructurales del edificio. La fig. 6.10 muestra las graficas momento-curvatura de trabes y columnas típicas, y la fig. 6.11 muestran diagramas de interacción de columnas típicas. La tabla 6.3 muestra un resumen de las propiedades de cada elemento.

Las cargas del edificio fueron las especificadas por el reglamento de construcciones del Distrito Federal de 1976 para el uso de oficinas (Diario Oficial, 1966).



Elevación (Marco Eje D)

| Seccion | Estribos A | Estribos B | Detalle | V _A | | V _B | |
|----------|------------|------------|---------|----------------|-----------------------------------|----------------|-----------------------------------|
| | | | | Descrip | A _s (cm ²) | Descrip | A _s (cm ²) |
| 180 x 60 | # 4 @ 20 | # 3 @ 25 | 1 | 2#10 + 1#8 | 20.9 | 2#8 | 10.1 |
| 150 x 60 | # 4 @ 20 | # 3 @ 25 | 1 | 2#10 + 1#8 | 20.9 | 2#8 | 10.1 |
| 125 x 60 | # 3 @ 20 | # 3 @ 25 | 1 | 2#10 | 15.8 | 2#8 | 10.1 |
| 100 x 60 | # 3 @ 20 | # 3 @ 25 | 1 | 1#10 + 1#8 | 12.9 | 2#6 | 5.7 |
| 80 x 60 | # 3 @ 20 | - | 2 | 2#8 + 1#6 | 12.9 | - | - |
| 60 x 60 | # 3 @ 25 | - | 2 | 2#8 | 10.1 | - | - |
| 45 x 45 | # 2 @ 20 | - | 2 | 1#8 + 1#6 | 7.9 | - | - |

Figura 6.9 Características del Edificio LR15-08 (Meli y López, 1986)

Para calcular las propiedades de la losa reticular necesarias para la elaboración del modelo de análisis no lineal se empleó la siguiente expresión para evaluar la capacidad resistente a cortante y flexión de la losa en la zona crítica alrededor de la columna (Rodríguez y Díaz, 1989):

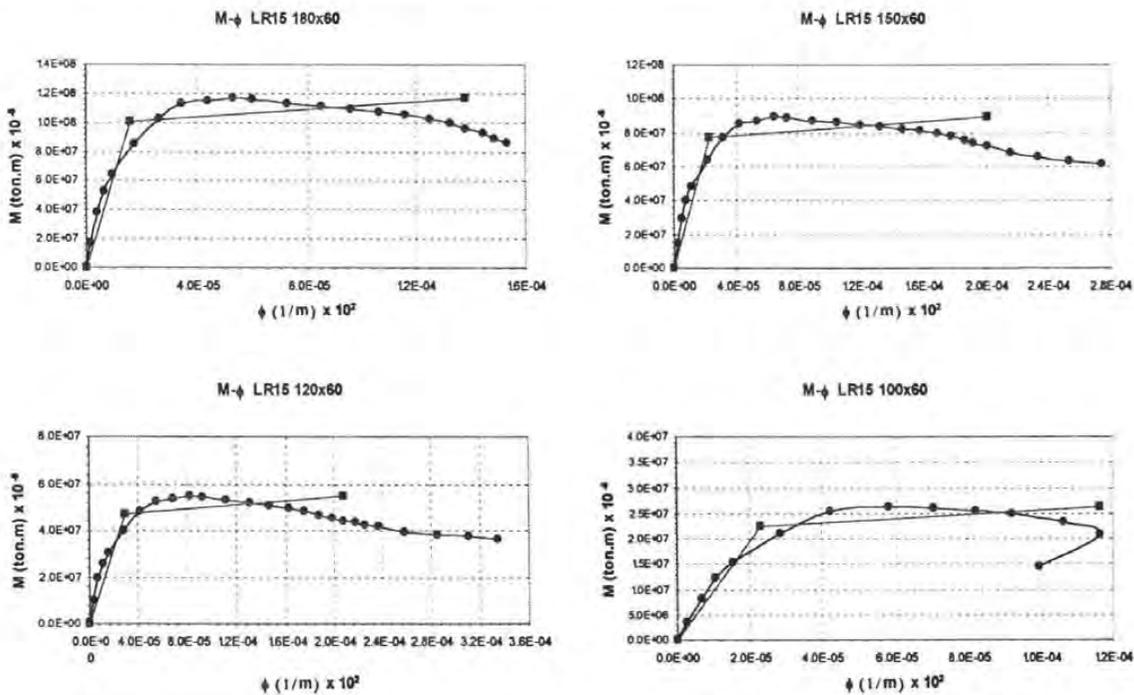
$$v_u = \frac{Vu}{A_c} + \frac{\gamma_1 M_s (C_1 + d)}{2 J_c}$$

Donde v_u es el esfuerzo cortante máximo, Vu es la fuerza cortante última que actúa en la sección crítica, el parámetro A_c es el área de la sección crítica, γ_1 es factor de geometría de la columna, C_1 es la dimensión de la columna en la dirección del análisis, d es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tensión, y J_c es el momento polar de inercia. De esta expresión se determina el momento $\gamma_1 M_s$, el cual es el momento resistente por efecto del cortante, posteriormente se calculara el momento resistente total de la losa reticular de acuerdo con la siguiente expresión (Rodríguez y Díaz, 1989)

$$M_R = M_F + \frac{\gamma_1 M_s}{2}$$

En la expresión anterior el parámetro M_F es el momento resistente a flexión calculado del análisis de sección $M-\phi$ de las nervaduras ubicadas en la longitud L_c igual a C_2+3h donde C_2 es la dimensión de la columna en la dirección perpendicular al análisis y h es el peralte de la losa.

Finalmente se tomará como curvatura de la losa reticular la menor curvatura obtenida del análisis de sección de las nervaduras presentes en la longitud L_c , con estos datos se pueden calcular los parámetros necesarios para elaborar el análisis no lineal del edificio. En la tabla 6.3 se muestra los valores del momento y curvatura de fluencia obtenidos para la losa reticular.



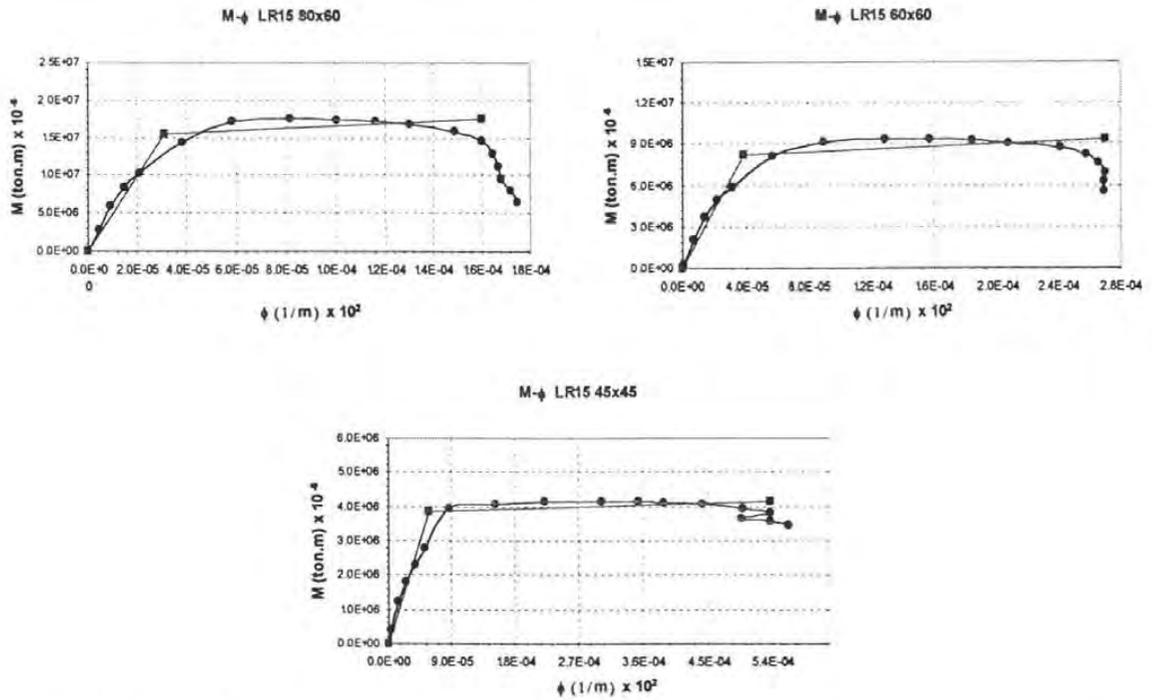
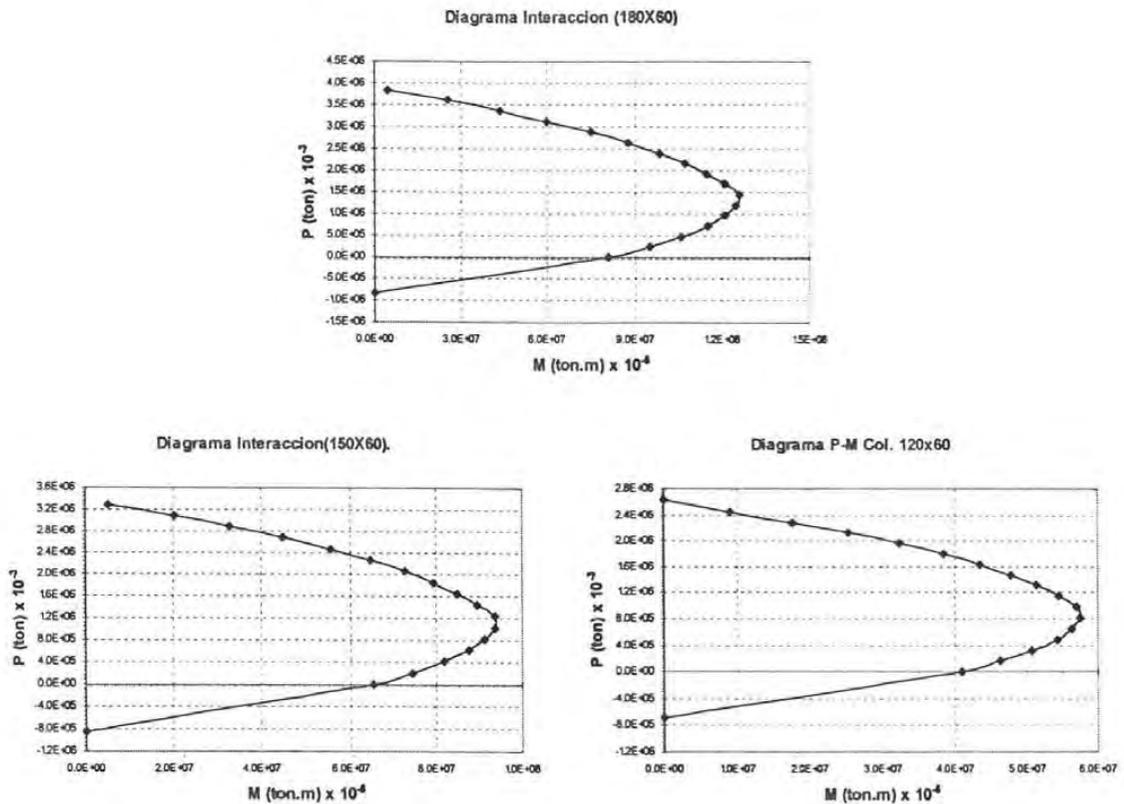


Figura 6.10 Diagramas Momento-Curvatura de secciones típicas del edificio LR15-08



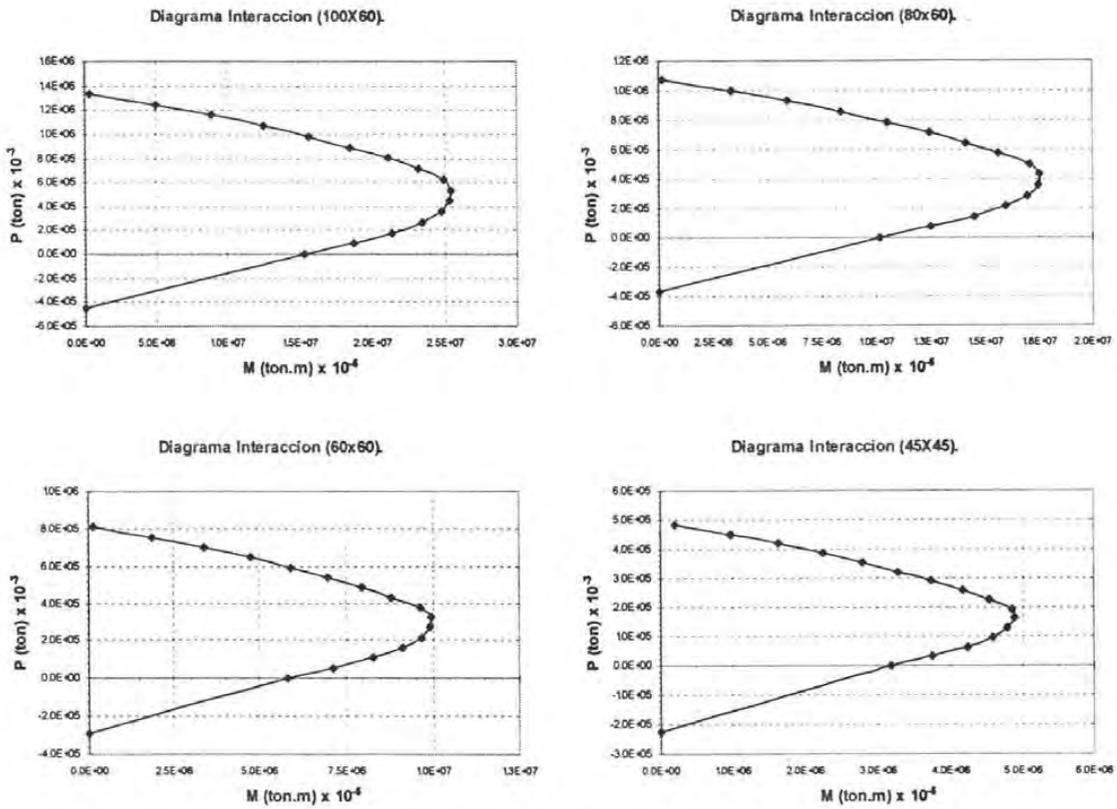


Figura 6.11 Diagramas de Iteración de columnas típicas del edificio LR15-08

Tabla 6.3 Propiedades de secciones de típicas del edificio LR15-08

| Elemento | My (ton-m) | Mu (ton-m) | ϕ_y (1/m) | ϕ_u (1/m) |
|----------------|---------------|---------------|-------------------|-------------------|
| 180x60 | 1010 | 1610 | 0.0016 | 0.0138 |
| 150x60 | 769 | 892 | 0.0022 | 0.0201 |
| 120x60 | 472 | 546 | 0.0029 | 0.0208 |
| 100x60 | 226 | 262 | 0.0023 | 0.0117 |
| 80x60 | 155 | 175 | 0.0031 | 0.0160 |
| 60x60 | 83 | 94 | 0.0039 | 0.0270 |
| 45x45 | 39 | 42 | 0.0058 | 0.0539 |
| Losa Reticular | 44 | 44 | 0.0045 | 0.0580 |

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

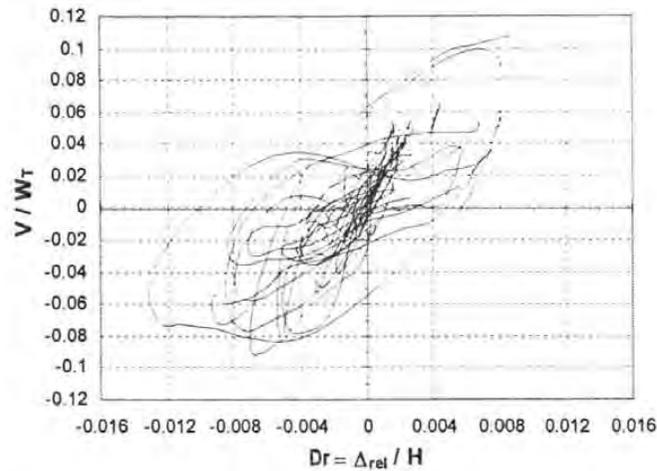


Figura 6.12 Respuesta histerética del edificio LR15-08 para el registro sísmico SCT de 1985

Siguiendo el mismo procedimiento empleado para el edificio SCT, el desplazamiento de colapso del sistema estructural (D_{rc}) se estimó a partir del desplazamiento de colapso (θ_c) de las columnas de las columnas del primer nivel. Este parámetro se calculó empleando las expresiones propuestas en el capítulo 3.

La tabla 6.4 muestra los datos necesarios para calcular el parámetro D_{rc} , el promedio de los valores de θ_c de los elementos columna del nivel más solicitado (primer nivel) dividido por la relación θ_c / D_{rc} la cual es igual a 1.5 será el desplazamiento relativo global de colapso del edificio en estudio. Este procedimiento dió como resultado para el edificio LR15-08 el valor de 0.013 para el parámetro D_{rc} .

Tabla 6.4 Cálculo del desplazamiento relativo global de colapso (D_{rc}) del edificio LR15-08

| Elemento | $P/Ag f_c$ | $K=\rho(f_y/f_c)$ | MVD | θ_c |
|----------------|------------|-------------------|-----|------------|
| 180x60 | 0.24 | 0.041 | 2.1 | 0.0192 |
| 150x60 | 0.21 | 0.044 | 2.5 | 0.0195 |
| 120x60 | 0.20 | 0.029 | 3.1 | 0.0188 |
| 100x60 | 0.21 | 0.038 | 3.7 | 0.0198 |
| 80x60 | 0.22 | 0.036 | 4.6 | 0.0201 |
| 60x60 | 0.11 | 0.042 | 6.2 | 0.0460 |
| 45x45 | 0.11 | 0.058 | 6.3 | 0.0532 |
| Losa Reticular | 0.05 | 0.012 | 3.7 | 0.0160 |

Para calcular el índice de daño I_d se emplean las ecs. 1.5 y 2.7, en las que se cambia de θ_c a D_{rc} y de θ_m a D_{rm} , debido a que se está evaluando el daño en edificios. Para poder aplicar las ecuaciones transformadas, se debe encontrar primero los demás parámetros necesarios. La energía histerética por unidad de masa E_H se calculó como el área bajo la curva de la fig. 6.12 dividida por la masa del edificio, la frecuencia natural se toma de los resultados del Ruamoko, la altura H es igual a 52.6m, y la máxima demanda desplazamiento relativo global, D_{rm} , obtenido del empleo del programa Ruamoko es 0.011.

Con los parámetros ya obtenidos se evaluó el índice de daño de acuerdo con la primera alternativa anteriormente descrita para el edificio SCT:

$$\gamma = \sqrt{\frac{E_H}{(\omega H D_{rm})^2}} = \sqrt{\frac{3.28}{(2.56 \cdot 52.6 \cdot 0.011)^2}} = 1.22$$

$$I_d = \left(\frac{\gamma D_{rm}}{D_{rc}}\right)^2 = \left(\frac{1.22 \cdot 0.011}{0.013}\right)^2 = 1.06$$

Para el edificio LR15-08, se obtiene para I_d el valor de 1.06. De acuerdo con la clasificación de daño propuesta en la sección 3.3.3 el valor de I_d obtenido indica que el edificio en la dirección perpendicular a los muros estructurales presentó pandeo del refuerzo longitudinal, con refuerzo longitudinal y transversal visible. Esta observación es congruente con los daños observados en el edificio después del sismo del 19 septiembre de 1985. Además, se debe mencionar que aparte de presentar el edificio la fallas señaladas en la sección 3.3.3, también presentó fallas por cortante en las losas, las cuales son relevantes para determinar el estado de daño del edificio.

Siguiendo el mismo procedimiento empleado para el edificio SCT, se evaluó el daño de acuerdo con la segunda alternativa anteriormente descrita. En el apéndice E se muestran los resultados de la evaluación del índice para cada uno de los elementos estructurales del edificio, con estos resultados se calculó la sumatoria del producto del índice de daño de cada elemento por su respectiva energía histerética, así mismo se calculó la sumatoria de las energía de cada elemento del edificio. Con estos datos se obtuvo el índice de daño del edificio a nivel global, aplicando la ec. 4.1 (Park y Ang, 1985).

$$I_d = \frac{\sum I_{di} E_{Hi}}{\sum E_{Hi}} = 0.81$$

Se debe observar que los valores obtenidos con las dos alternativas para calcular el daño a nivel global son similares. El daño calculado para el índice I_d es congruente con el daño observado en el edificio, el cual se describe en detalle a continuación.

Descripción de daño en el edificio LR15-08

No se observaron daños en los primeros 4 niveles, ni en los últimos 4 niveles. En el último nivel solo se aprecia un daño fuerte en la esquina del edificio, donde aparentemente golpeó con el edificio vecino (torre B).

En los niveles intermedios (del nivel 4 al 12) los daños son notables, especialmente entre los ejes H y zona maciza junto a las columnas. Algunos de estos daños son por punzonamiento y otros son locales en la zona maciza. Dichos daños consistieron en el desprendimiento del concreto, con exposición del acero de refuerzo y en ocasiones con pandeo del mismo.

Además, se observó algunas fallas por cortante en las nervaduras cercanas a los capiteles, especialmente en la columna 3-E de varios pisos.

En la zona central cerca de los ascensores es donde se observó mas daños que los mencionados anteriormente. En los pisos inferiores (planta baja, niveles 1 y 2) no se observaron daños en la losa.

En columnas, aunque tampoco se logro ver totalmente, por estar algunas cubiertas con algún tipo de acabado, no se observaron daños graves.

Se observaron desniveles muy notables en las losas, especialmente en la parte central de la losa alrededor del núcleo central de escalera y elevadores.

6.3 COMPARACIÓN DE VALORES CALCULADOS DEL ÍNDICE I_d CON RESULTADOS DE LOS ESPECTROS DE DAÑO CONSTANTE

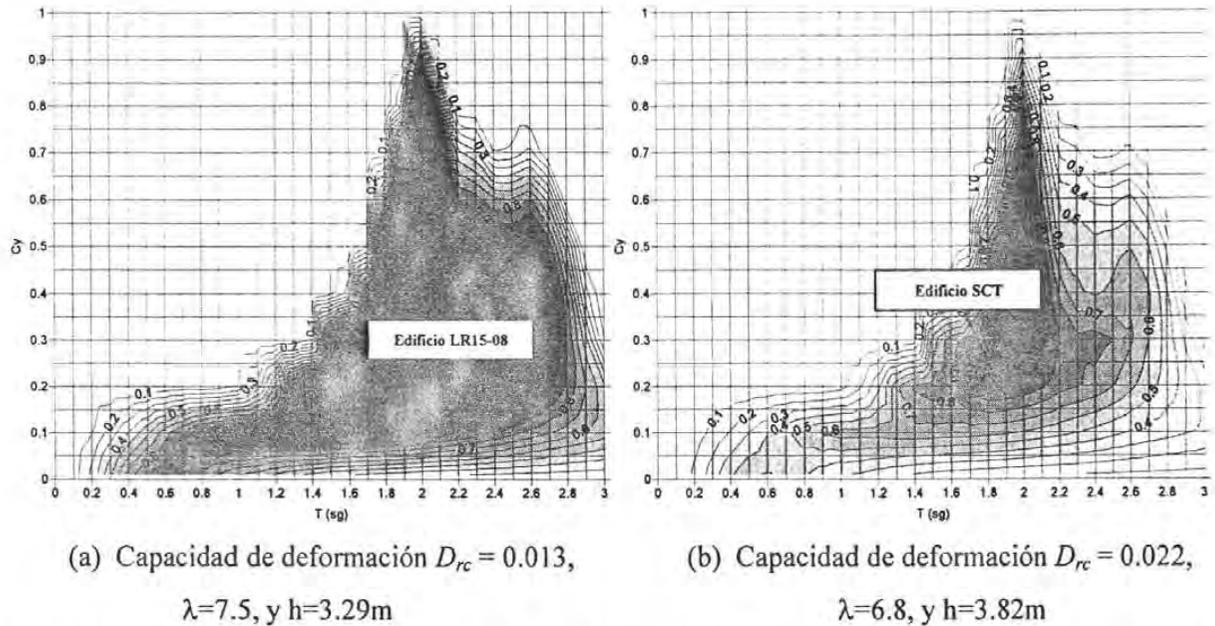


Figura 6.13 Espectros de daño constante para diferentes capacidades de deformación relativa global, registro SCT-85

En la sección anterior, se calculó el índice de daño para cada edificio empleando las dos alternativas anteriormente comentadas. Ahora en la fig. 6.13a y b se calcula el índice de daño usando una tercera alternativa, la cual es el espectro de daño constante. La fig 6.13a muestra el espectro de daño constante considerando para D_{rc} el valor de 0.013, valor de colapso calculado en párrafos anteriores para el edificio LR15-08 en estudio. La fig 6.13b muestra el espectro de daño constante considerando para D_{rc} un valor de 0.022, valor de colapso calculado en la sección 6.1 para el edificio SCT en estudio. Los valores de del parámetro λ y h son los correspondientes a cada edificio analizado. Para calcular el índice usando estos espectros, basta con entrar en la respectiva grafica de daño constante con el periodo y coeficiente sísmico del edificio y leer en las curvas de daño constante el valor del parámetro I_d que le correspondería a este edificio.

Los resultados de aplicar este procedimiento se muestran en la columna 4 de la tabla 6.5. En esta tabla se presentan además los valores de I_d calculados para las otras alternativas mencionadas.

Tabla 6.5 Comparación de valores del índice de daño I_d calculado por diferentes alternativas

| | I_d | I_d | I_d |
|------------------|--------------------------------|--|------------------------------------|
| (1) | Como un sistema de 1gdl (2) | Sumatoria de los peso promedio del I_d de cada elemento (3) | Espectro de daño constante. (4) |
| Edificio SCT | 0.65 | 0.70 | 0.90 |
| Edificio LR15-08 | 1.06 | 0.81 | 0.95 |

De la tabla 6.5 se aprecia, que aunque los valores calculados del índice I_d son diferentes, dependiendo de la forma como se calcule, su interpretación desde el punto de vista cualitativo es la misma, es decir independiente de la forma como se calcule el valor de I_d , el daño representa inicio de pandeo, colapso, etc, lo cual concuerda con la descripción de daño de ambos edificios analizados.

7 CONCLUSIONES

En esta investigación se propone un índice de daño, I_d que tiene como objetivo evaluar el daño por sismo en estructuras de concreto reforzado. Las conclusiones obtenidas durante el desarrollo de la investigación son las siguientes:

1. Se ha observado en investigaciones anteriores realizadas por diversos autores y comentadas en este trabajo, que el daño en edificios durante un sismo está directamente relacionado con el nivel de deformaciones inelásticas del sistema estructural, lo que sugiere que la energía histerética disipada por un sistema y las propiedades del mismo son parámetros relevantes en la evaluación del daño estructural en sistemas de concreto de reforzado.
2. Se empleo el parámetro I_D propuesto en anteriormente en la literatura (Rodríguez, 1994) para desarrollar el nuevo índice de daño, I_d . Este índice se basa en el empleo de la energía histerética adimensionalizada con respecto a las propiedades del sistema estructural.
3. Se elaboró una base de datos experimental de elementos de concreto reforzado ensayados en laboratorio ante cargas laterales de diversos tipos. Esta base de datos permitió calibrar y validar el índice de daño propuesto. Este índice fue calibrado tanto en el estado límite de colapso, como para estados de daño previos al colapso.
4. Los resultados encontrados en la calibración del índice en la condición de colapso ($I_d=1.0$) sugieren que es razonable normalizar la energía histerética del sistema en estudio con respecto a la energía disipada por un sistema lineal de 1GDL de referencia, cuando éste tiene como deformación máxima el desplazamiento relativo de colapso de referencia, θ_c . Así mismo, los resultados encontrados para la validación en el estado de daño intermedio entre cero y uno, permitieron clasificar la evolución del daño en tres categorías: sin daño, daño reparable, y daño no reparable o colapso.
5. Los parámetros de la base de datos experimental analizados en este trabajo oscilaron en un amplio intervalo de valores, lo que permitió identificar como influían éstos en la respuesta del elemento estructural. Así mismo, estos resultados sugieren que el índice de daño propuesto es independiente de las diferentes propiedades que puede tener el sistema estructural en estudio, debido a que la influencia de muchas de las propiedades de un sistema estructural se ven reflejadas en los parámetros tomados en cuenta por el índice para la evaluación del daño. Estos parámetros son la energía disipada, la frecuencia natural y la capacidad de deformación del sistema estructural. Lo anterior sugiere que la expresión de daño propuesta es aplicable a elementos con diferentes modos de falla y tipo de comportamiento (flexión, cortante, etc), así como a elementos bien y mal diseñados de acuerdo con el nivel de confinamiento que tenga el elemento estructural.
6. Durante la calibración del modelo de daño, se observó que, para la condición $I_d=1.0$ el desplazamiento relativo de colapso experimental, θ_m , no era necesariamente igual al parámetro, θ_c . Los análisis demostraron que la diferencia entre las deformaciones θ_m y θ_c se debe al efecto de duración el cual fue medido en este trabajo con el parámetro, γ , asociado a la historia de carga o sismo. El efecto de duración se relaciona con la cantidad de energía introducida en el sistema estructural, y con la forma de la historia de carga y las propiedades del mismo. En este trabajo se observó que cuando dos elementos idénticos están sometidos a diferentes historias de carga éstos llegan a diferentes capacidades de deformación al colapso, durante la investigación se mostró que estas diferencias se deben al efecto de duración mencionado. Después de identificar la influencia de esta variable en la capacidad de deformación de un sistema estructural, en el trabajo se propone que el desplazamiento relativo de colapso θ_c esté asociado a un efecto de duración de referencia

correspondiente al valor de γ igual a 1. Los resultados encontrados al analizar esta hipótesis fueron congruentes con la información experimental disponible.

7. Para facilitar la aplicación del nuevo índice de daño por sismo, se propuso una expresión para determinar de manera razonable el parámetro θ_c . Esta expresión está en función de parámetros conocidos, como son la relación de carga axial, relación de confinamiento, y relación de aspecto, parámetros relevantes en la capacidad de deformación de un sistema estructural. La expresión propuesta para el parámetro θ_c fue calibrada con los valores de la base de datos experimental, logrando así una predicción razonable de este parámetro.
8. Una herramienta útil y fácil de aplicar en la ingeniería son los espectros de diseño. Es por esto que con el índice de daño propuesto en este trabajo se elaboran espectros de daño constante para cuatro registros sísmicos con diferente contenido de frecuencias. Los resultados encontrados muestran que el daño calculado por medio de estos espectros, para cada tipo de sistema estructural, es congruente con el daño observado en cada uno de los sismos correspondientes a estos registros sísmicos. Esto sugiere que el índice de daño propuesto puede ser aplicado de manera razonable a registros de diferentes características.
9. El índice de daño ha sido calibrado en este trabajo para varios niveles. Primero se hizo a nivel local, empleando la base de datos experimental. Posteriormente se hizo a nivel global, por medio de espectros de daño constante, cuyos resultados se compararon con los daños observados en los sismos analizados. Finalmente se llevó a cabo una tercera calibración, también a nivel global, calculando el daño de dos edificios afectados por el sismo de México 1985 y comparando los resultados analíticos con los daños observados en estos edificios. Los resultados de este último análisis mostraron que el daño calculado por medio del índice de daño propuesto es congruente con el daño observado en los edificios estudiados.
10. En este trabajo se puede concluir que el índice de daño propuesto es una herramienta que permite calcular el daño en sistemas estructurales de concreto reforzado en forma sencilla y simple de aplicar, obteniéndose resultados razonables. Esta nueva herramienta de daño puede ser empleada en nuevas tendencias de diseño sísmico, como es el diseño sísmico por desempeño.

8 REFERENCIAS

- Algan, B. B., (1982), "Drift and damage considerations in earthquake-resistant design of reinforced concrete buildings", Tesis doctoral, University of Illinois, Urbana Champaign.
- ATC-20, (1989), "Procedures for post-earthquake safety evaluation of building", Applied technology council, Redwood City, C.A.
- ATC-32, (1996), "Improved seismic design criteria for California bridges: Provisional recommendations", Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Bertero, V., y Anderson, J., Krawinkler, H., y Miranda E., (1991) "Design guidelines for ductility and drift limits: Review of state-of-the-practice and state-of-the-art in ductility and drift based earthquake-resistant design of building", report N° UCB/EERC-91/15, University of California, Berkley.
- Bracci, J. M., Reinhorn, A. M., Mander, J. B. y Kunnath, S. K., (1989), "Deterministic Model for seismic damage evaluation of reinforced concrete structures", Technical report NCEER-89-0033, National Center for Earthquake Engineering Research, State university of New York at Buffalo.
- Carr, A. J. (1998), "RUAMOKO", Computer program library, University of Canterbury, Department of Civil Engineering.
- Cezen, H., (1979), "Response of ten-story R.C. model frames to simulated earthquakes", Ph. D., Thesis submitted to the graduated college of the University of Illinois, Urbana, Illinois.
- Clough, R. y Penzien, J., (1975), "Dynamics of structures", Mc Graw-Hill, Nueva York.
- Cosenza E., Gaetano M., y Ramasco R. (1993) "The use of damage functional in earthquake engineering: a comparison between different methods." Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol. 22, pp. 855-868.
- Diario Oficial, (1966), "Reglamento de construcciones para el distrito federal".
- EERI (1994), "Northridge Earthquake, January 17, 1994. Preliminary reconnaissance report", EERI, Oakland, California, marzo 1994.

- Fajfar, P., "Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21, pp. 837-848.
- Inel, M., Bretz, E., Aschheim, M., y Abrams, D., (2001), "USEE 2001: Utility Software for Earthquake Engineering", University of Illinois, Urbana-Champaign.
- Meli, R. y López, C., (1986) "Evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la ciudad de México" Informe Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Noreña, F., Castañeda, C. y Iglesias, J., (1989), The Mexico Earthquake of September 19, 1985- Evaluation of the seismic capacity of building in Mexico City", *Earthquake Spectra*, Vol. 5 (1), pp. 19-24.
- Norton, J. A., King, A. B., Bull, D. K., Chapman, H. E., Mc Verry, G. H. Larkin, T J y Spring, K. C. (1994) "Northridge earthquake reconnaissance report", *Bull New Zeland Ntal Soc. Earthg. Engrng*, 24(4), diciembre.
- Park, R., (1989), "Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing", *Bulletin of the New Zealand national society for earthquake engineering*, Vol. 22(3)
- Park, Y.-J., and Ang, A. H.-S, (1985). "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111, N° 4, pp. 722-739.
- Park, Y.-J., Ang, A. H.-S, and Wen Y. K. (1985). "Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111, N° 4, pp. 740-757.
- Paulay, T y Priestley, MJN. (1992) "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings." John Wiley y Sons New York.
- Priestley, M. J. N. y Kowalsky, M. J., (2000), "Direct displacement-based seismic design of concrete buildings", *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, Vol. 33, N° 4.
- Qi, X y Moehle, J. P., (1991), " Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes", Report N° UCB/EERC-91/02, University of California, Berkley.
- Riddell, R. y Vasquez, J., (1992), "Shear wall buildings: A type of construction less vulnerable to earthquakes?", *memorias del simposio internacional sobre prevencion de desastres sismicos*, CENAPRED, Mexico, D.F.

- Ridell, R., Wood, S. L., De la Llera, J. C., (1993), "Características estructurales y estadísticas de daños del inventario de edificios de Viña del Mar durante el sismo de marzo de 1985", Ingeniería Sísmica en Chile; el caso del sismo del 3 de marzo de 1985. Instituto de Ingenieros de Chile, Jul, Hachette, Cap. 121, pp. 205-231.
- Rodríguez, M. y Aristizabal J., (1999) "Evaluation of a seismic damage parameter", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, N° 28, pp. 463-477.
- Rodríguez, M. y Diaz C. (1989) "The Mexico Earthquake of September 19, 1985-Analysis of the seismic performance of a medium rise, waffle flat plate building" Earthquake Spectra, Vol. 5, N° 1 Pag 25-40.
- Rodríguez, M. y Santiago, S. A., (1996), "Ensayes sísmicos de una estructura de losa plana reticular rehabilitada", Instituto de Ingeniería, UNAM, Series del Instituto de Ingeniería, N° 579, Febrero.
- Rodríguez, M., (1994), " A measure of capacity of earthquake ground motions to damage structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, N° 23, pp. 627-643.
- Rodríguez, M., y Blandon J., (2002), "Ensayes ante cargas laterales cíclicas reversibles de una estructura prefabricada de concreto reforzado de dos niveles y recomendaciones de diseño" Instituto de Ingeniería, UNAM, Series del Instituto de Ingeniería N° 627.
- Rosenblueth, E. y Meli, R., (1986) "The 1985 earthquake: causes and effects in Mexico City", ACI Concrete International, 8(5) Detroit, EUA, pp. 23-34.
- Rosenblueth, E., Ruiz, S. E. y Thiel, C. C., (1988), "Foreword, Earthquake Spectra, Vol. 4 (3) Agosto.
- Saragoni, R., (1993), " Estudio comparativo de la capacidad destructiva de los terremotos de Chile y México de 1985", Memorias del VII seminario latinoamericano de Ingeniería sísmorresistente y primeras jornadas andinas de Ingeniería estructural, 5ª 8 de julio de 1993, Mérida, Venezuela, pp. 225-241.
- Shahrooz, B., y Mohle, J., (1990), "Evaluation of seismic performance of reinforced concrete frames", Journal of Structural Engineering, Vol. 116, N°. 5, pp. 1403-1439
- Sozen, M. A., (1997), "Drift-Driven Design for Earthquake Resistance of Reinforced Concrete", Report N° UCB/EERC-97/05, University of California, Berkeley.

- Sucuoğlu, H. y Yılmaz, T., (2000), "Düzce, Turkey: A City Hit by Two Major - Earthquakes in 1999 within Three Months", Middle East Technical University, Earthquake Engineering Research Center, Turkey.
- Taylor, A. W. y Stone, W., (1993), "A summary of cyclic lateral load tests on spiral reinforced concrete columns", Building and Fire Research Laboratory, Gaithersburg, MD 20899, NISTIR 5285.
- Taylor, A. W., Kuo, C., Wellenius, K. y Chung, D., (1997), "A summary of cyclic lateral load tests on rectangular reinforced concrete columns", Building and Fire Research Laboratory, Gaithersburg, MD 20899, NISTIR 5984.
- Uang, Ch-M. y Bertero, V. V., (1990), "Evaluation of seismic energy in structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, N° 19, pp., 77-90.
- Wallace, J., "BIAX User Manual. A Computer Program for the Analysis of Reinforced Concrete Sections" University of California at Berkeley, Julio 1989.
- Wallace, J., y Moehle, J. P., (1992), "Ductility and detailing requirements of bearing wall building", Journal Structural Engineering, ASCE N° 118, pp. 1625-1644.
- Wilby, C., (1977), "Concrete for Structural Engineers", Newness Butterworth, London, pp. 142.
- Williams, M. S. y Sexsmith, R. G., (1995), "Seismic damage indices for concrete structures: A state-of-the-art-review", Earthquake Spectra, Vol. 11, N° 2, pp. 319-345.
- Wood, S. (1991), "Performance of reinforced concrete buildings during the 1985 Chile earthquakes: Implications for the design of structural walls", Earthquake Spectra, Vol. 7 (4), pp. 607-637.

APENDICE A BASES PARA EL PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE DAÑO PROPUESTO EN SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD (RODRIGUEZ Y ARISTIZABAL, 1998).

A.1 Análisis sísmico de un sistema de varios grados de libertad; empleando un sistema equivalente de un grado de libertad.

Debido a la sencillez del análisis de sistemas de 1GDL, se emplea este sistema como herramienta útil para evaluar la respuesta dinámica de sistemas estructurales mas complejos. El método empleado se basa en que la respuesta de un sistema de 1GDL puede representar el comportamiento global de sistemas de VGDL, con un nivel aceptable de precisión y bajo ciertas condiciones ajustables a cada caso en particular.

En la investigación efectuada, se hace énfasis en la respuesta global de un conjunto estructural, para lo cual se emplea un sistema de 1GDL para representar de sistemas de VGDL. Este enfoque ha sido ampliamente tratado por Clough y Penzien (1975), Qi y Moehle (1991), Rodriguez (1994), Rodriguez y Aristizabal (1998), y es el que se presenta a continuación. Para ilustrar el procedimiento, primero se estudia la respuesta de un sistema de un grado de libertad (1GDL)

Sistema de un grado de libertad (1GDL):

La ecuación de movimiento relativa a la base, bajo la acción de una excitación en los apoyos, queda definida por:

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \frac{r(t)}{m} = -\ddot{u}_g(t) \quad (\text{A.1})$$

donde ξ es el amortiguamiento critico, ω es la frecuencia circular inicial de la estructura, $r(t)$ es la resistencia del sistema y $\ddot{u}_g(t)$ es la aceleración del terreno.

Si la estructura es elástica se cumple:

$$\frac{r(t)}{m} = \omega^2 u(t) \quad (\text{A.2})$$

donde $u(t)$ es el desplazamiento relativo de la masa m respecto a la base. Para este caso, la ecuación diferencial de movimiento se obtiene combinando las ecs A.1 y A.2 con lo que se obtiene

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega\dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (\text{A.3})$$

Sistemas de varios grados de libertad

La ecuación diferencial de movimiento de un sistema de VGDL en forma matricial es (Clough y Penzien, 1975)

$$[M]\{\ddot{U}(t)\} + [C]\{\dot{U}(t)\} + \{R(t)\} = -[M]\{I\}\ddot{u}_g(t) \quad (\text{A.4})$$

$[M]$ Matriz diagonal de masas

$[C]$ Matriz de amortiguamiento

$\{U(t)\}$ Vector de desplazamientos

$\{U(t)\}$ Vector de resistencia con valores que corresponden a cada grado de libertad

Para relacionar el sistema de VGDL con uno de 1GDL, se considera una configuración única de vibrar $\{\phi\}$, de esta manera se cumple que

$$\{U(t)\} = \{\phi\} \delta(t) \quad (\text{A.5})$$

donde $\delta(t)$ representa el desplazamiento lateral del ultimo nivel

Remplazando la ec. A.5 en la A.4 y multiplicando ambos miembros de la ec. A.4 por $\{\phi\}^T$, se obtiene

$$M^* \ddot{\delta}(t) + C^* \dot{\delta}(t) + R^*(t) = -L^* \ddot{u}_g(t) \quad (\text{A.6})$$

donde

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{\phi\} \quad (\text{A.7})$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \quad (\text{A.8})$$

$$R^*(t) = \{\phi\}^T \{R(t)\} \quad (\text{A.9})$$

$$L^* = \{\phi\}^T [M] \{I\} \quad (\text{A.10})$$

El parámetro M^* puede ser definido como masa equivalente, C^* como el coeficiente de amortiguamiento equivalente y R^* como función de resistencia equivalente

También se puede definir

$$\frac{C^*}{M^*} = 2 \zeta \omega^* \quad (\text{A.11})$$

$$\Gamma = \frac{L^*}{M^*} \quad (\text{A.12})$$

La inspección de de las ecs. A.7, A.10 y A.12 indica que Γ tiene un valor único para una configuración de vibrar y matriz de masas específicas

Dividiendo ambos miembros de la ec. A.6 por M^* y empelando las ecs. A.11 y A.12, se obtiene

$$\ddot{\delta}(t) + 2\xi\omega^* \dot{\delta}(t) + \frac{R^*(t)}{M^*} = -\Gamma \ddot{u}_g(t) \quad (\text{A.13})$$

Solución de la ec. A.13, en el intervalo $\delta < \delta_y$

Se define

$$\omega^{*2} = \frac{K^*}{M^*} \quad (\text{A.14})$$

$$R^*(t) = K^* \delta(t) \quad (\text{A.15})$$

de las ecs. A.14 y A.15

$$\frac{R^*(t)}{M^*} = \omega^{*2} \delta(t) \quad (\text{A.16})$$

Reemplazando la ec. A.16 en la ec. A.13

$$\ddot{\delta}(t) + 2\xi\omega^* \dot{\delta}(t) + \omega^{*2} \delta(t) = -\Gamma \ddot{u}_g(t) \quad (\text{A.17})$$

Se plantea la siguiente expresión

$$\delta(t) = \Gamma u(t) \quad (\text{A.18})$$

Se puede demostrar que la solución de la ec A.17 es la ec A.18, reemplazando esta en la ec. A.17. Si se procede de esta manera, se obtiene

$$\Gamma \ddot{u}(t) + 2\xi\omega \Gamma \dot{u}(t) + \omega^{*2} \Gamma u(t) = -\Gamma \ddot{u}_g(t) \quad (\text{A.19})$$

La ec.A.19 es igual a la ec. A.3 si se multiplica a ambos miembros de esta por Γ y si, además, se cumple que $\omega^* = \omega$. Esto demuestra que si $u(t)$ es la solución de A.3, entonces $\Gamma u(t)$ es la solución de la ec. A.17.

Empleando la ec. A.18 se puede definir

$$\delta_y(t) = \Gamma u_y \quad (\text{A.20})$$

Combinando las ecs. A.2, A.16 y A.18 se obtiene

$$\frac{R^*(t)}{M^*} = \Gamma \frac{r(t)}{m} \quad (\text{A.21})$$

Solución de la ec. A.13 en el intervalo inelástico

Se acepta la hipótesis de que el factor de ductilidad global de desplazamiento en la estructura de VGDL representada por la estructura equivalente de 1GDL y el factor de ductilidad de desplazamiento del sistema de 1GDL son los mismos, con lo que se obtiene

$$\frac{\delta(t)}{\delta_y} = \frac{u(t)}{u_y} \quad (\text{A.22})$$

Combinando las ecs. A.20 y A.22 se obtiene la ec. A.18. esto significa que si $u(t)$ es la solución de la ec. A.1 en el intervalo lineal, entonces $\Gamma u(t)$ es la solución de la ec. A.13 en este intervalo.

También es posible evaluar el valor de la función de resistencia $R^*(t)$ necesaria en la estructura equivalente no lineal para poder emplear los resultados de la ecuación no lineal A.1. Para esto, se revisara si la expresión definida para $R^*(t)$ en la ec. A.21 también es valida en el intervalo inelástico. Si se remplaza la ec. A.21 en la ec. A.13, se obtiene

$$\ddot{\delta}(t) + 2\zeta\omega^* \dot{\delta}(t) + \Gamma \frac{r(t)}{m} = -\Gamma \ddot{u}_g(t) \quad (\text{A.23})$$

La solución de la ec. A.23 se expresa con la ec. A.18, ya que si esta se remplaza en la ec. A.23 se obtiene la ecuación no lineal A.1 multiplicada por Γ en ambos lados. Esto demuestra la validez de la ec. A.21 en el intervalo inelástico.

En resumen, las ecs A.18 y A.21 permiten relacionar respectivamente los desplazamientos y la función de resistencia de la estructura equivalente y los de la estructura de 1GDL, tanto para el intervalo elástico como para el inelástico.

A.2 Relación entre las ecuaciones de energía de una estructura de varios grados de libertad y la de un grado de libertad

Se emplea el modelo y las ecuaciones desarrolladas en el numeral A.1 del apéndice A.

Si se integra la ecuación diferencial de movimiento de un sistema de VGDL, ec A.4 con respecto a $d(U)$, se obtiene

$$\int \{\dot{U}(t)\}^T [M] d\{U\} + \int \{\dot{U}(t)\}^T [C] d\{U\} + \int \{R(t)\}^T d\{U\} = - \int \{I\}^T [M] \ddot{U}_g(t) d\{U\} \quad (\text{B.1})$$

El primer termino del lado izquierdo de la ec. B.1 representa la energía cinética (E_K^*) de la estructura de VGDL. El siguiente representa la energía disipada por amortiguamiento (E_D^*). El tercer termino representa la suma de la energía histeretica (E_H^*) y la energía de deformaciones elásticas (E_S^*). El termino del lado derecho de la ec. B.1 representa la energía que introduce el sismo a la estructura (E_I^*).

En el caso de la estructura equivalente, se emplea la ec. A.23, que representa la ecuación de movimiento de esta estructura. Si se integra la ec. A.23 con respecto a $d\delta$ se la siguiente ecuación de energías por unidad de masa

$$\int \ddot{\delta}(t) d\delta + 2\zeta\omega^* \int \dot{\delta}(t) d\delta + \int \Gamma \frac{r(t)}{m} d\delta = - \int \Gamma \ddot{u}_g(t) d\delta \quad (\text{B.2})$$

Si se combinan las ecs. A.18 y B.2, se obtiene

$$\Gamma^2 \int \ddot{u}(t) du + 2\xi\omega^* \Gamma^2 \int \dot{u}(t) du + \Gamma^2 \int \frac{r(t)}{m} du = -\Gamma^2 \int \ddot{u}_g(t) du \quad (\text{B.3})$$

En la ecuación anterior se pueden definir los siguientes términos de energía por unidad de masa

$$E_k^* = \Gamma^2 \int \dot{u}(t) du \quad (\text{B.4})$$

$$E_D^* = 2\xi\omega^* \Gamma^2 \int \dot{u}(t) du \quad (\text{B.5})$$

$$E_H^* + E_S^* = \Gamma^2 \int \frac{r(t)}{m} du \quad (\text{B.6})$$

$$E_I^* = -\Gamma^2 \int \ddot{u}(t) du \quad (\text{B.7})$$

De manera análoga las definiciones de las energías para el caso de la estructura de 1GDL, en la estructura equivalente se definen los siguientes términos de energía por unidad de masa: E_K es la energía cinética, E_D es la energía disipada por amortiguamiento, E_S es la energía absorbida por deformaciones elásticas, E_I es la energía suministrada por la estructura.

Con base en el análisis de energías de un sistema de 1GDL se ha demostrado la siguiente relación

$$E_H + E_S = \Gamma^2 \int \frac{r(t)}{m} du \quad (\text{B.8})$$

Combinando las ecs. B.6 y B.8, se obtiene

$$E_H^* + E_S^* = \Gamma^2 (E_H + E_S) \quad (\text{B.9})$$

A partir de la ec. B.9, se puede escribir

$$E_S^* = \Gamma^2 E_S \quad (\text{B.10})$$

$$E_H^* = \Gamma^2 E_H \quad (\text{B.11})$$

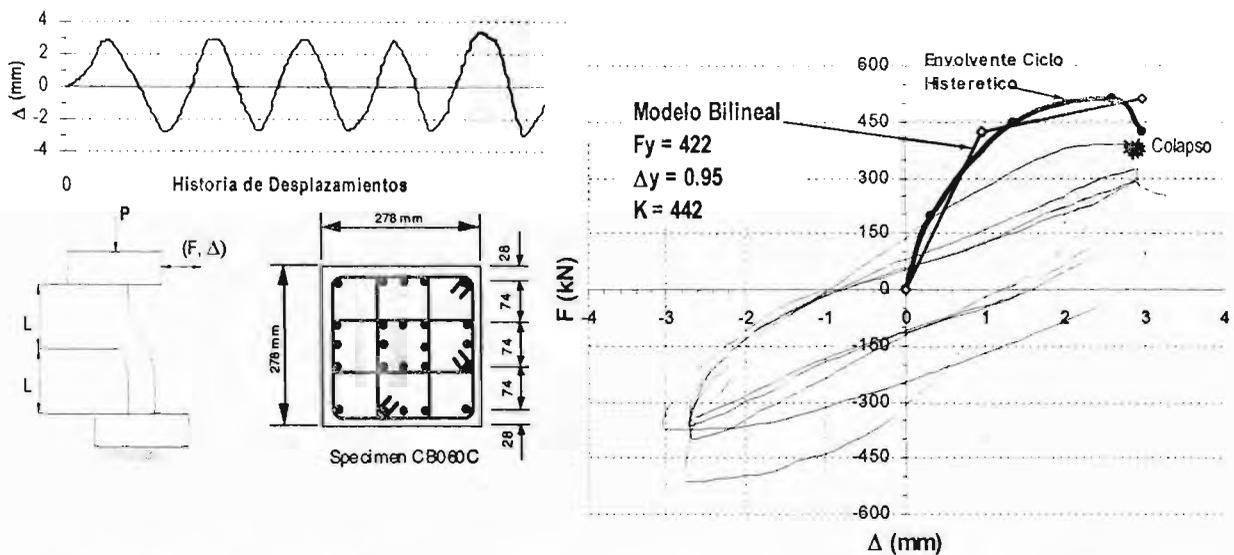
La ec B.11 permite evaluar la energía histerética por unidad de masa (\dot{M}) en la estructura equivalente, a partir de la energía histerética por unidad de una estructura de 1GDL.

APÉNDICE B DESCRIPCIÓN DE LA BASE DE DATOS EXPERIMENTAL

B.1 Historia de carga, geometría y ciclos histeréticos de los elementos que forman la base de datos experimental

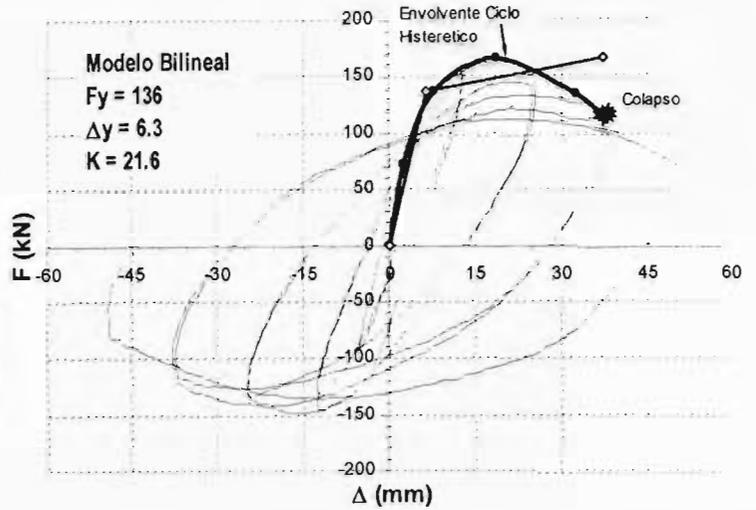
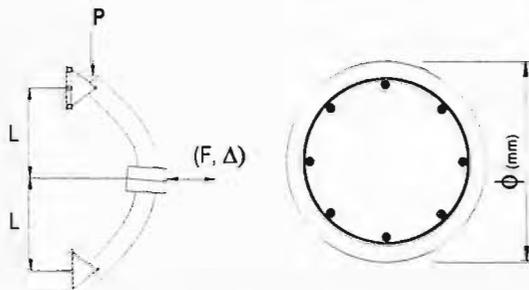
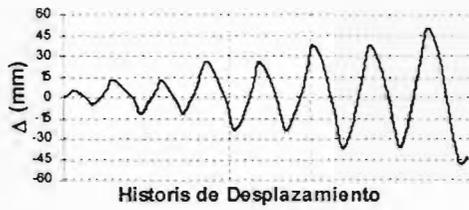
En esta sección se muestran las principales características de los elementos ensayados en laboratorio. En cada elemento se puede observar, la historia de carga, el esquema de ensaye, la sección, la respuesta histerética, la cantidad de energía disipada, la relación de carga axial, la altura del elemento, la disposición del refuerzo longitudinal y transversal, y el desplazamiento relativo de colapso del elemento según el criterio de colapso definido en este trabajo.

Elemento AMC60C



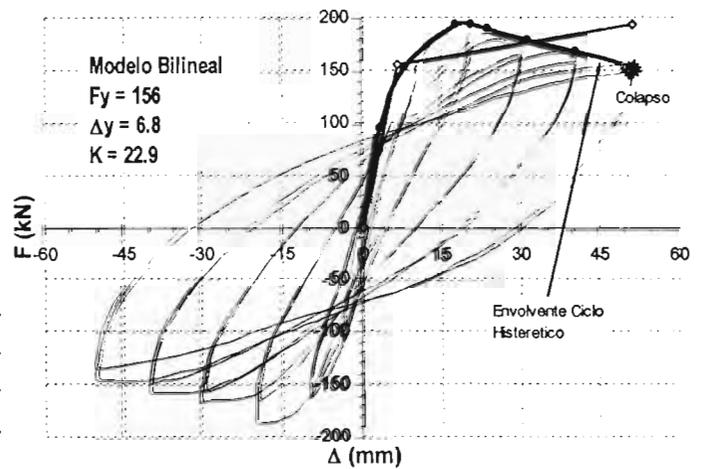
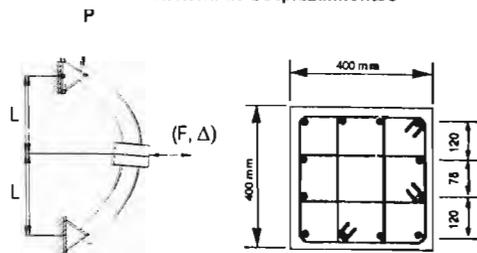
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|----------|----------------|------------------------|------------|
| 6984 | 0.74 | 323 | 24 ϕ 13mm | Est. ϕ 6mm @ 52mm | 0.0103 |

Elemento ANG81U2



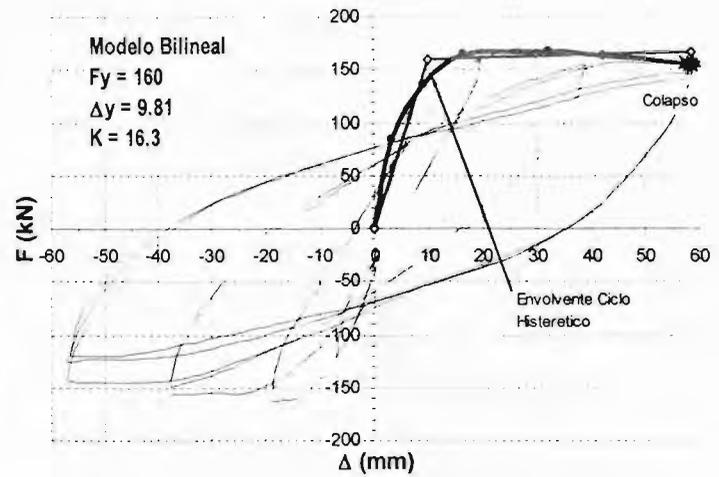
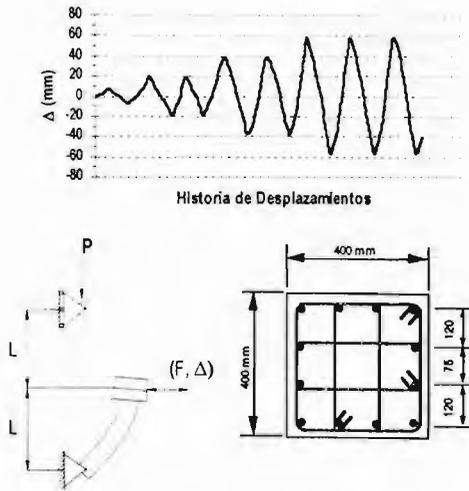
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|-------------|----------------|-------------------------|------------|
| 6984 | 0.56 | 1600 | 400 | 16 ϕ 16mm | Est. ϕ 10mm @ 55mm | 0.0234 |

Elemento ANG81U3



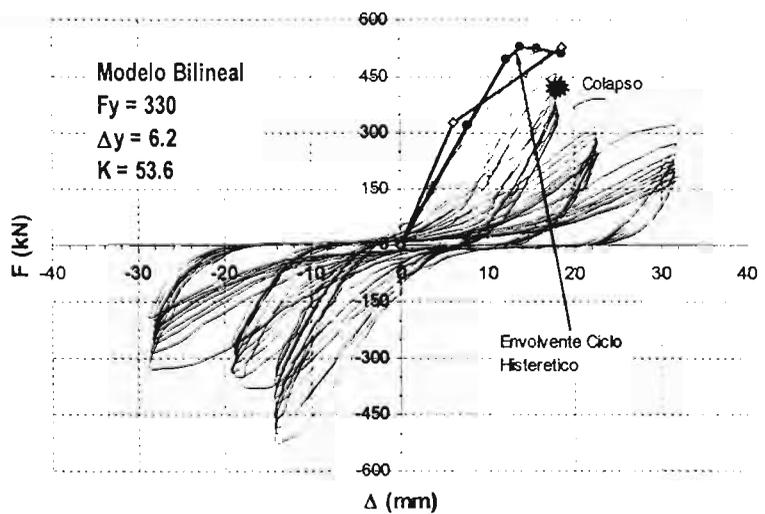
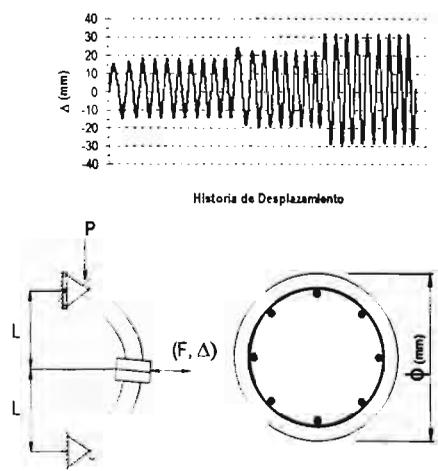
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|----------------|--------------------------|------------|
| 49376 | 0.38 | 1600 | 12 ϕ 16mm | Est. ϕ 12mm @ 100mm | 0.0318 |

Elemento ANG81U4



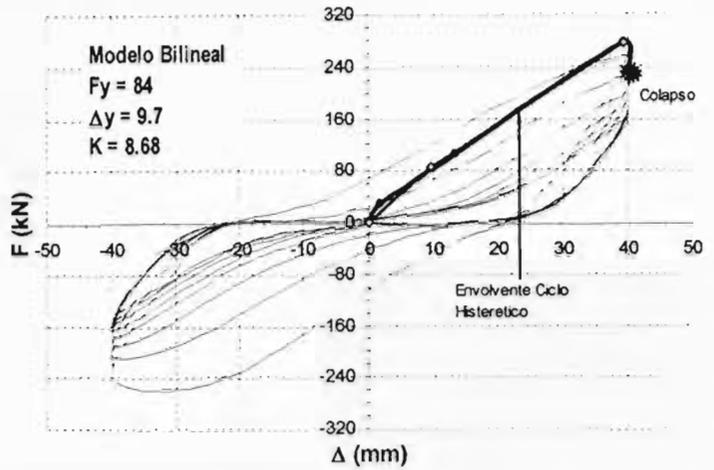
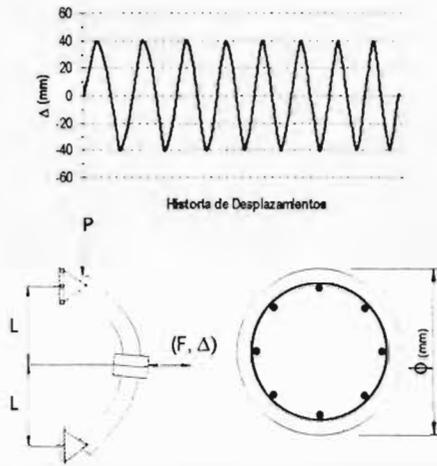
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|----------------|-------------------------|------------|
| 61095 | 0.21 | 1600 | 12 ϕ 16mm | Est. ϕ 10mm @ 90mm | 0.0365 |

Elemento ANG85U12



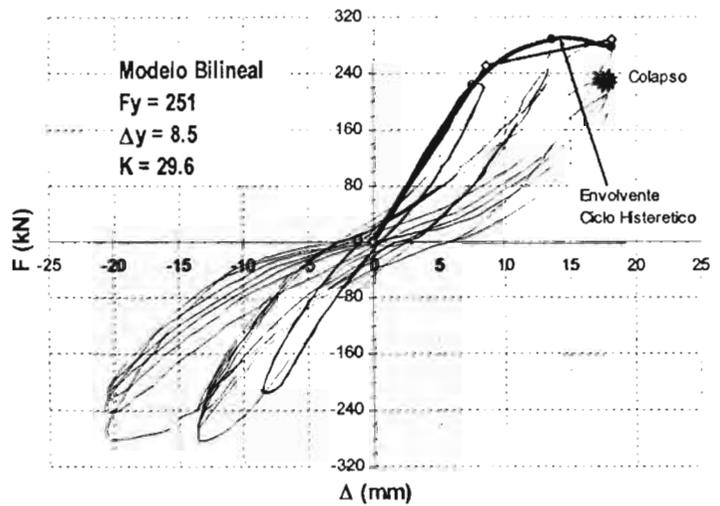
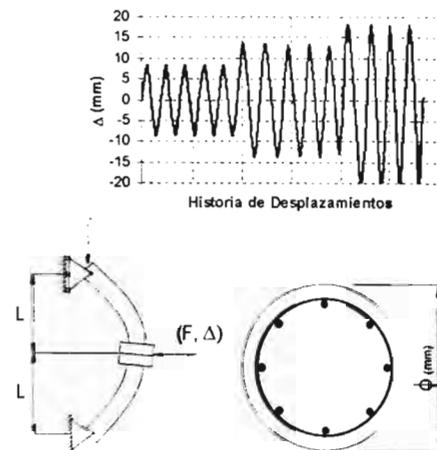
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|-------------|----------------|------------------------|------------|
| 28936 | 0.1 | 600 | 400 | 20 ϕ 16mm | Est. ϕ 6mm @ 30mm | 0.0301 |

Elemento ANG85U3



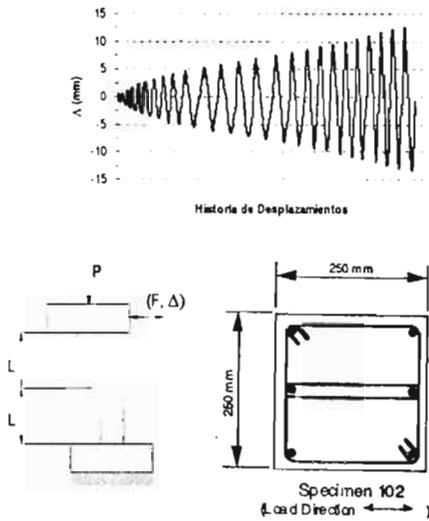
| E_H (kN-mm) | $P / A_x \Gamma_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|-------------|----------------|------------------------|------------|
| 28147 | 0.00 | 1000 | 400 | 20 ϕ 16mm | Est. ϕ 6mm @ 60mm | 0.0403 |

Elemento ANG85U4



| E_H (kN-mm) | $P / A_x \Gamma_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|-------------|----------------|--------------------------|------------|
| 15777 | 0.00 | 800 | 400 | 20 ϕ 16mm | Est. ϕ 10mm @ 165mm | 0.0225 |

Elemento AR82102



E_H (kN-mm)
9519

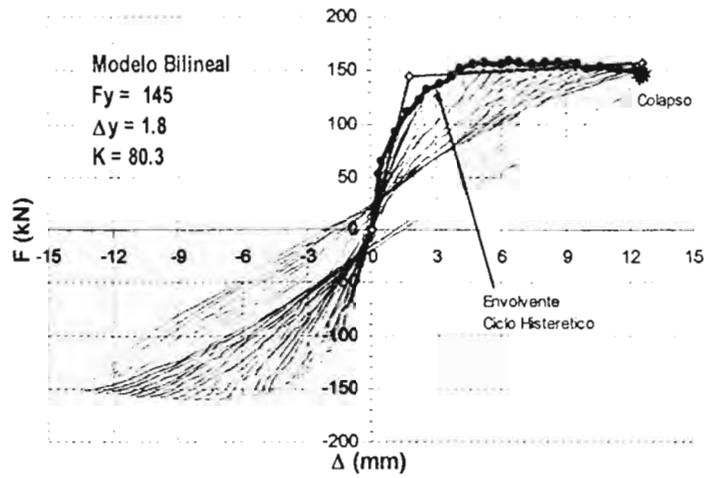
$P / A_s f_c$
0.33

L (mm)
375

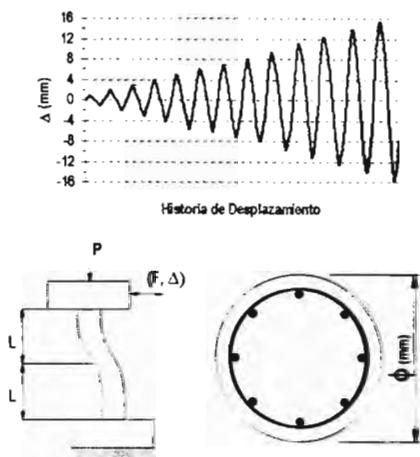
Ref Longitud.
6 ϕ 10mm

Ref Transversal
Est. ϕ 5.5mm @ 32mm

θ_m
0.034



Elemento ARAK19



E_H (kN-mm)
4384

$P / A_s f_c$
0.11

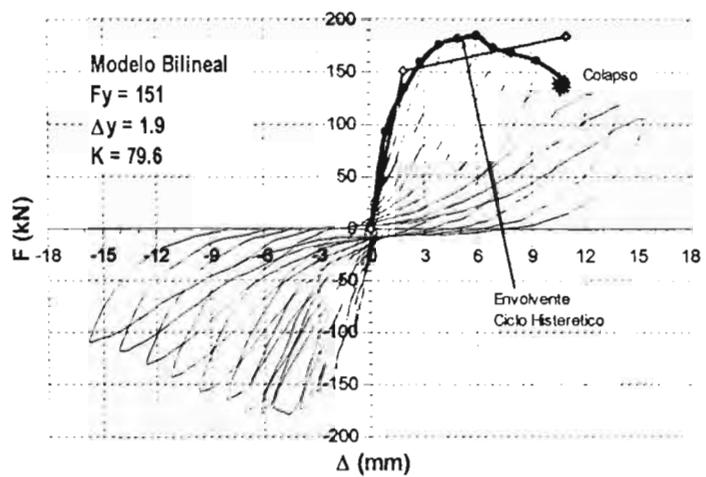
L (mm)
400

ϕ (mm)
275

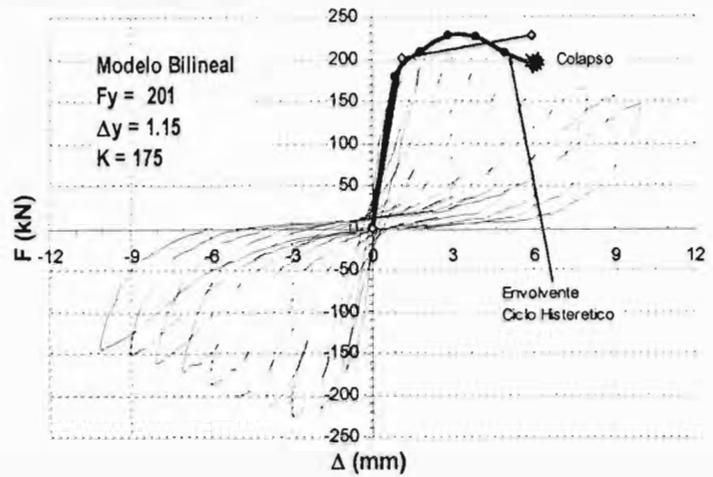
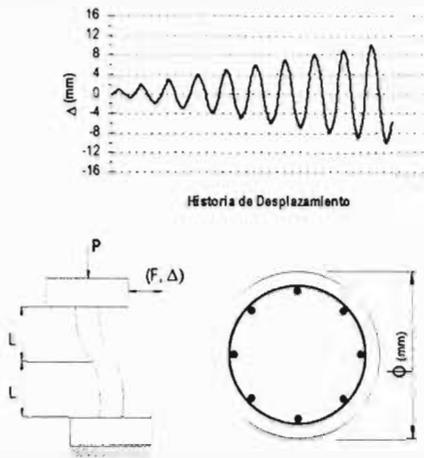
Ref Longitud.
12 ϕ 16mm

Ref Transversal
Est. ϕ 6mm @ 75mm

θ_m
0.0243

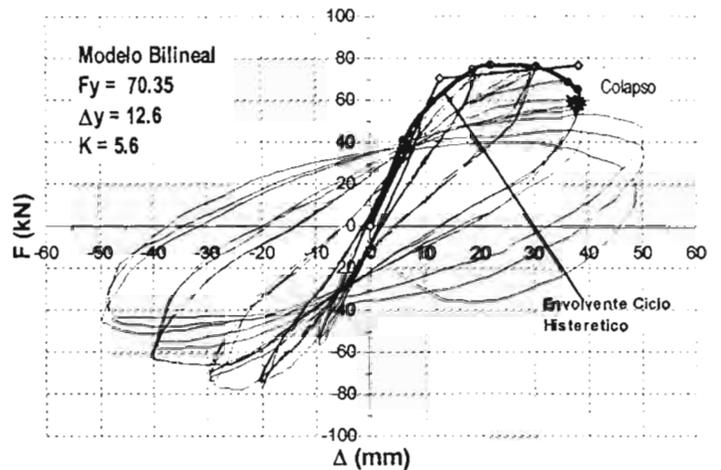
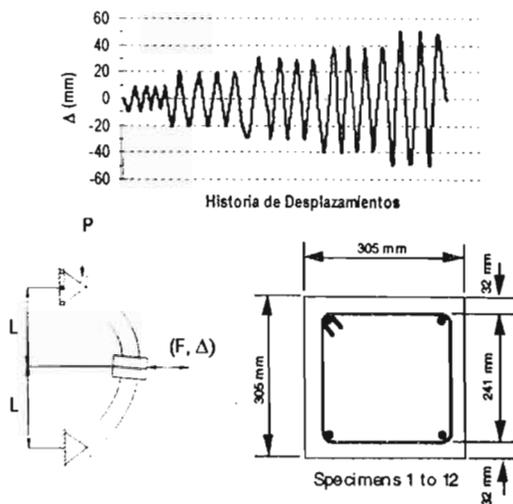


Elemento ARAK9



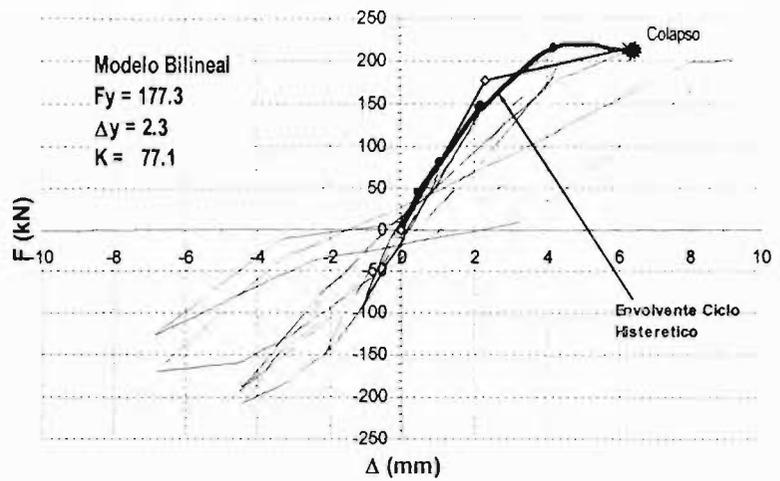
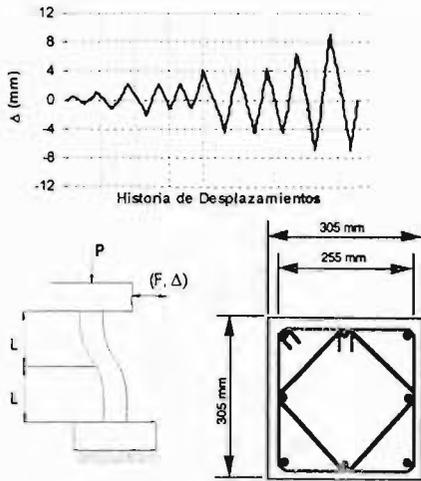
| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|-------------|----------------|------------------------|------------|
| 2509 | 0.11 | 300 | 275 | 16 ϕ 16mm | Est. ϕ 6mm @ 50mm | 0.0197 |

Elemento AT75N10



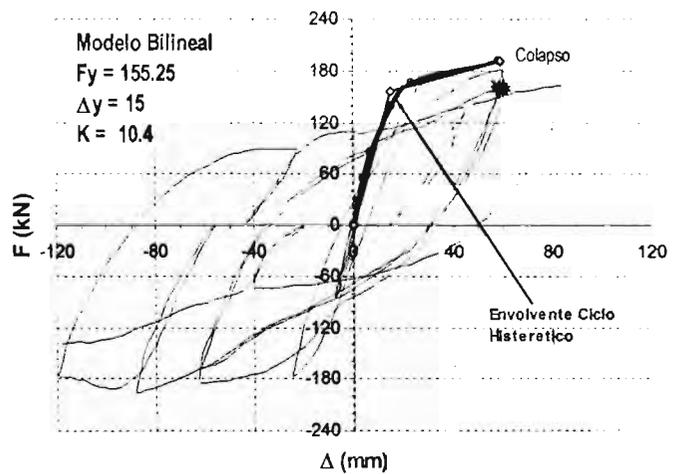
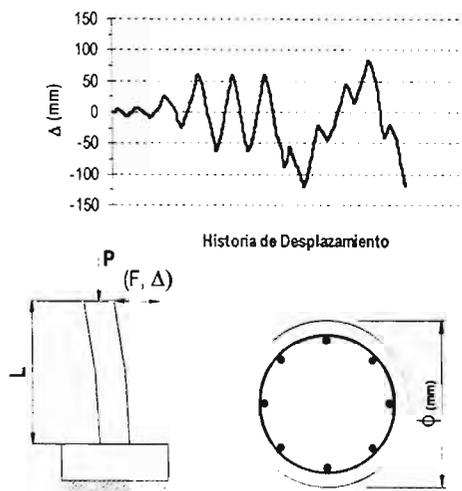
| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|---------------|---------------------------|------------|
| 18518 | 0.27 | 1676 | 4 ϕ 22mm | Est. ϕ 9.5mm @ 127mm | 0.0229 |

Elemento BETTNO11



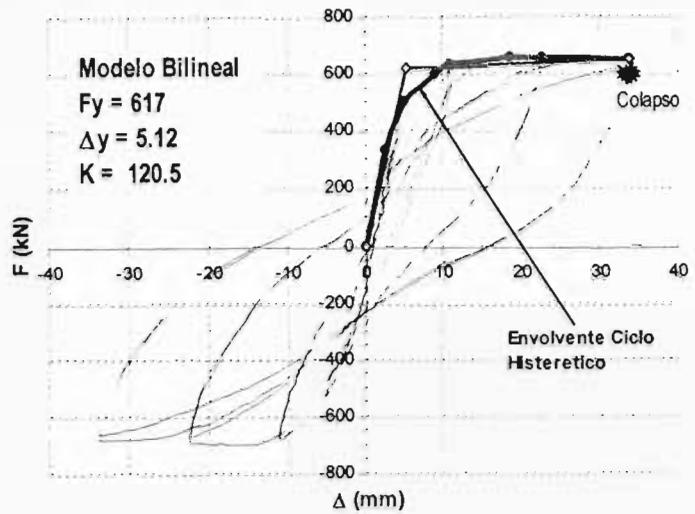
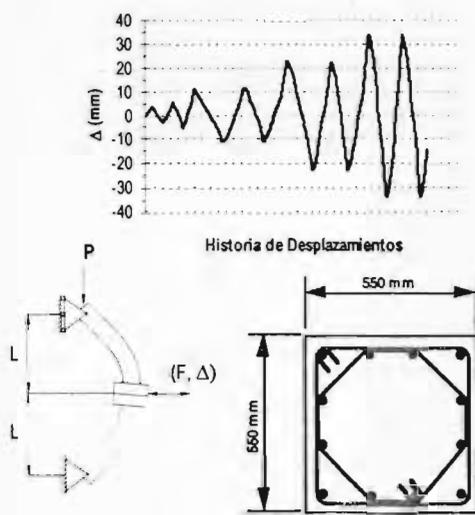
| E_H (kN-mm) | $P / A_s f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|---------------|-------------------------|------------|
| 1826 | 0.10 | 457 | 8 ϕ 19mm | Est. ϕ 6mm @ 203mm | 0.0139 |

Elemento DAV75U1



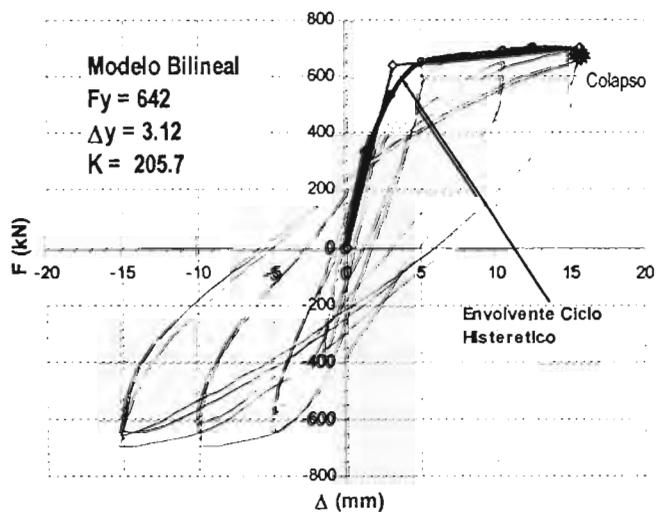
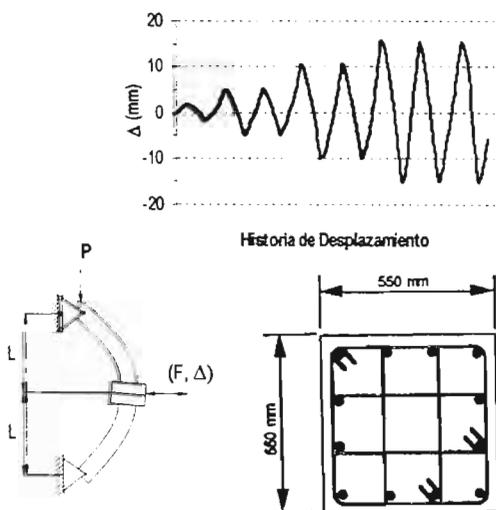
| E_H (kN-mm) | $P / A_s f_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|-------------|------------------|--------------------------|------------|
| 57248 | 0.06 | 2750 | 500 | 20 ϕ 18.4mm | Est. ϕ 6.5mm @ 65mm | 0.0221 |

Elemento GILL79S1



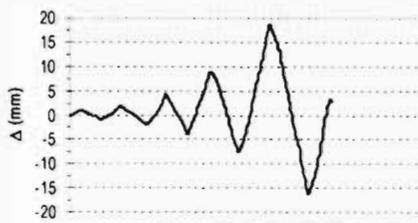
| E_{II} (kN-mm) | $P / A_s f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_u |
|------------------|---------------|--------|----------------|-------------------------|------------|
| 96537 | 0.26 | 1200 | 12 ϕ 24mm | Est. ϕ 10mm @ 80mm | 0.0282 |

Elemento GILL79S4

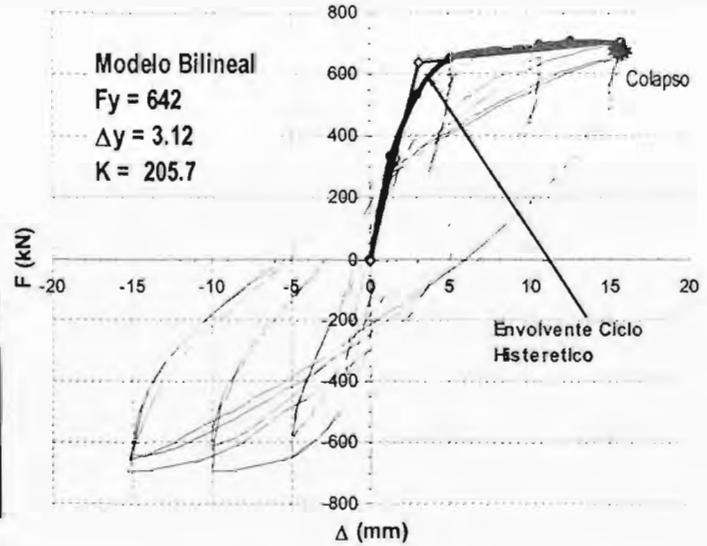
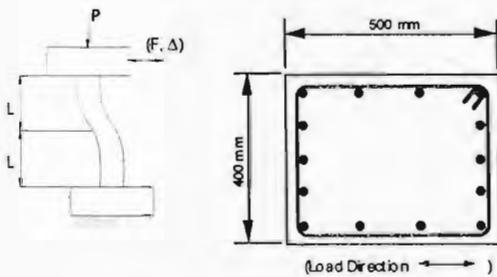


| E_{II} (kN-mm) | $P / A_s f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_u |
|------------------|---------------|--------|----------------|-------------------------|------------|
| 56195 | 0.6 | 1200 | 12 ϕ 24mm | Est. ϕ 12mm @ 72mm | 0.0129 |

Elemento IMAI86

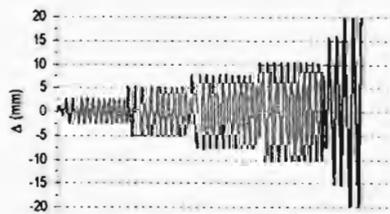


Historia de Desplazamientos

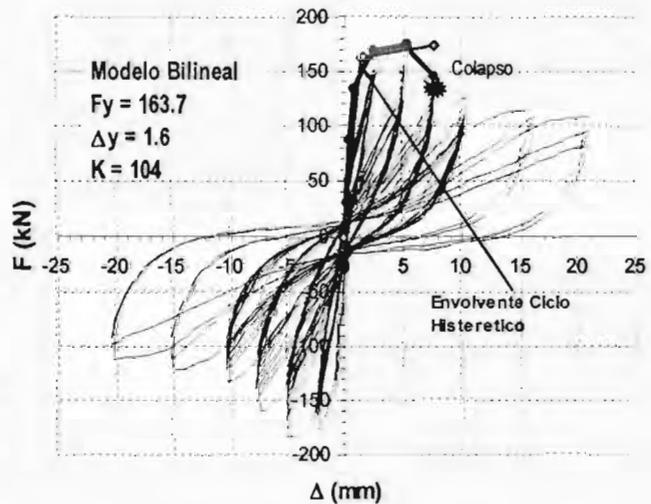
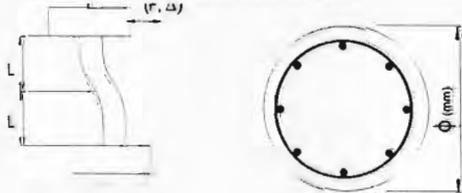


| E_H (kN-mm) | $P / A_c f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|----------------|-------------------------|------------|
| 4906 | 0.07 | 825 | 14 ϕ 22mm | Est. ϕ 9mm @ 100mm | 0.0107 |

Elemento J3WS21BS

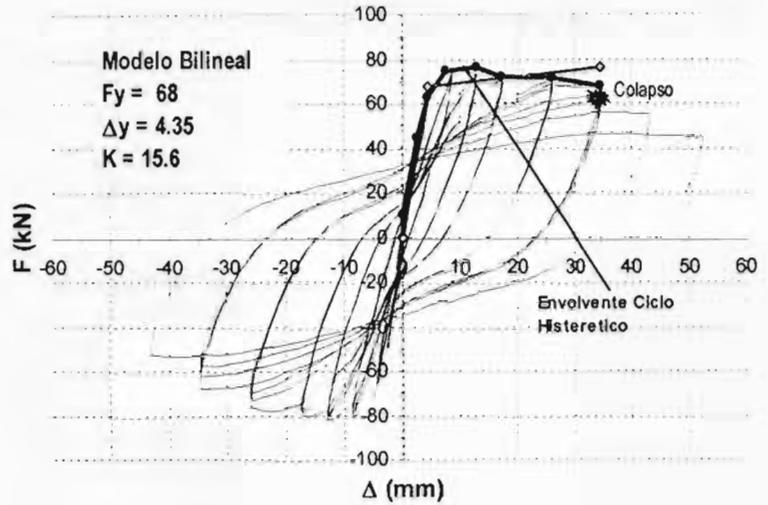
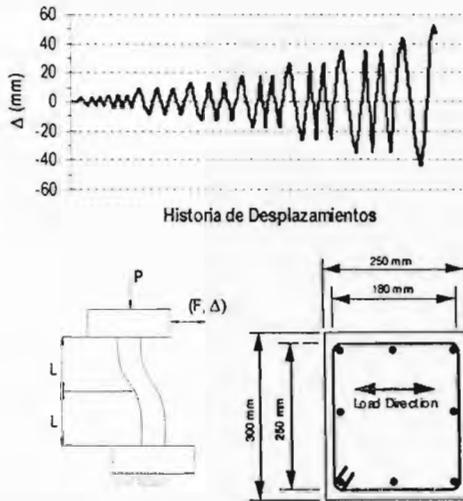


Historia de Desplazamientos



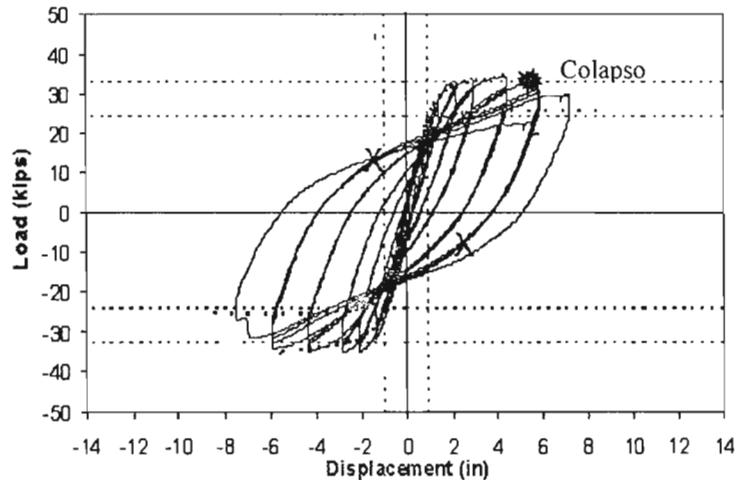
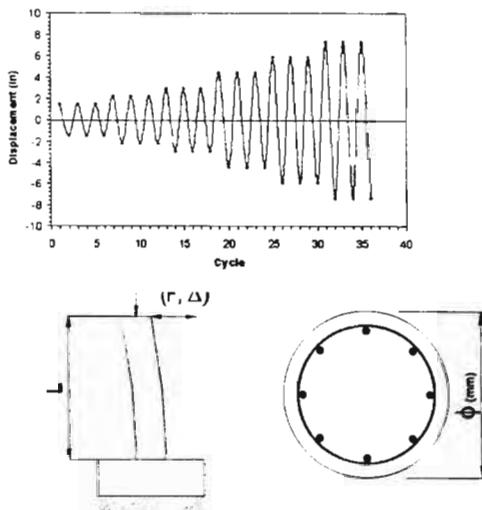
| E_H (kN-mm) | $P / A_c f_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|-------------|---------------|------------------------|------------|
| 8094 | 0.19 | 250 | 250 | 8 ϕ 10mm | Est. ϕ 9mm @ 33mm | 0.0311 |

Elemento KANSTC1



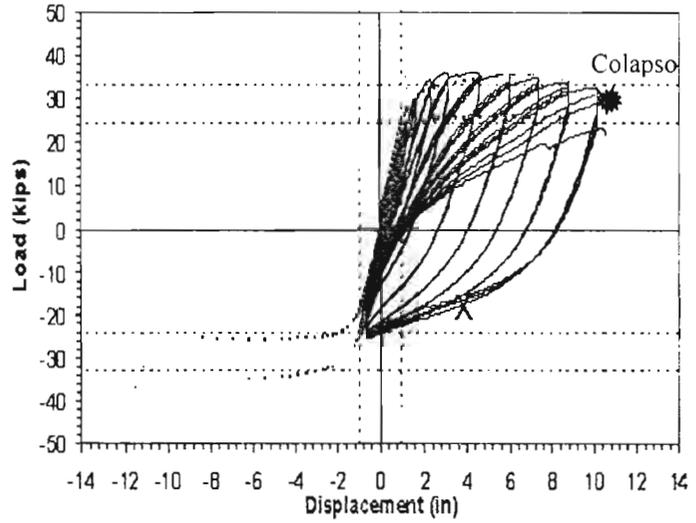
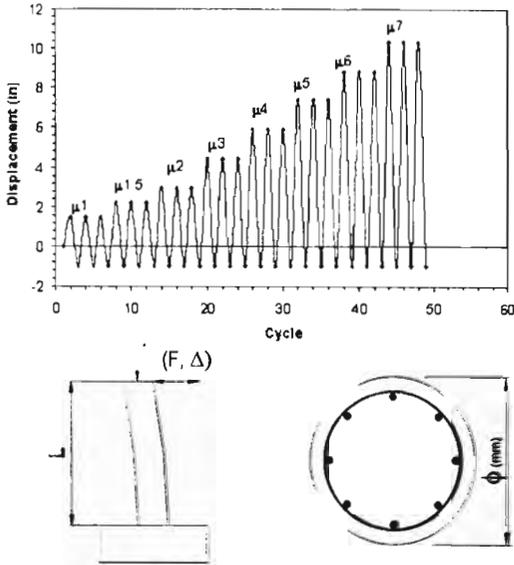
| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|---------------|------------------------|------------|
| 25047 | 0.09 | 750 | 8 ϕ 13mm | Est. ϕ 6mm @ 50mm | 0.0461 |

Elemento KOWAU1



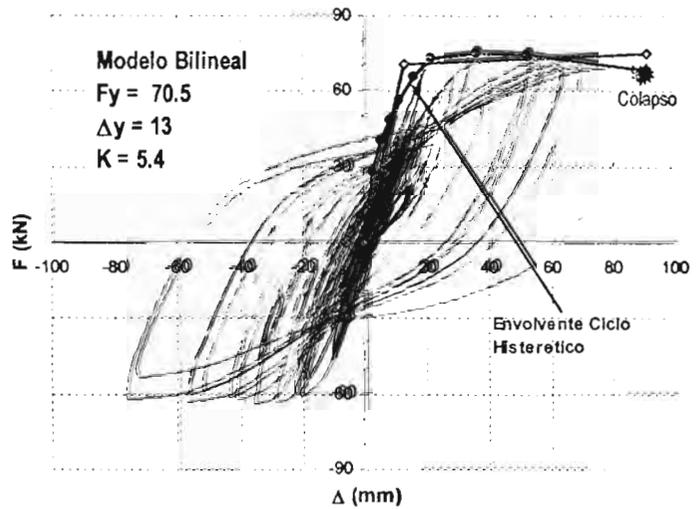
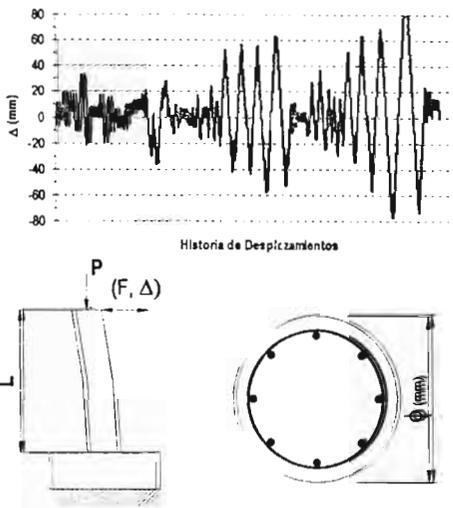
| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|-------------|----------------|--------------------------|------------|
| 226731 | 0.05 | 2438 | 457 | 12 ϕ 19mm | Est. ϕ 9.5mm @ 76mm | 0.0615 |

Elemento KOWAU2



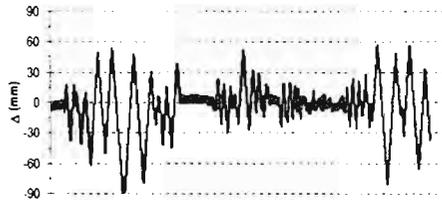
| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|-------------|----------------|--------------------------|------------|
| 336906 | 0.05 | 2438 | 457 | 12 ϕ 19mm | Est. ϕ 9.5mm @ 76mm | 0.1080 |

Elemento KUN97A10

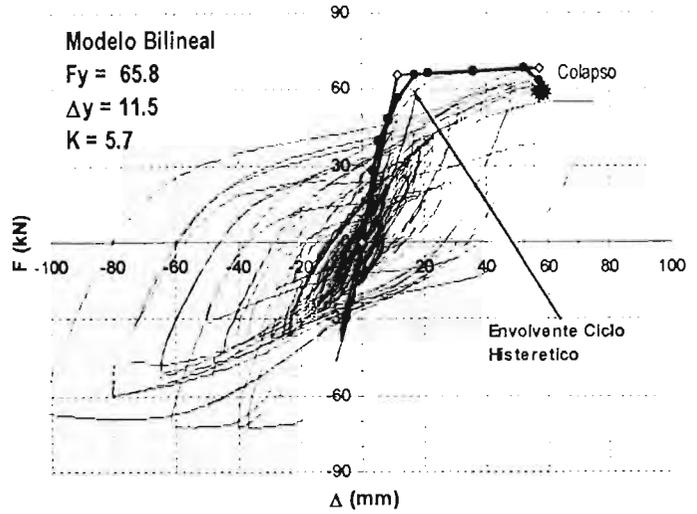
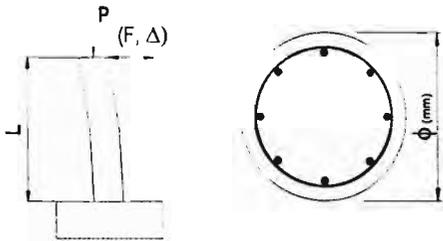


| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|-------------|-----------------|------------------------|------------|
| 64847 | 0.1 | 1372 | 300 | 21 ϕ 9.5mm | Est. ϕ 4mm @ 19mm | 0.0661 |

Elemento KUN97A11

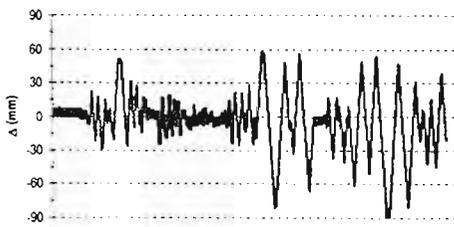


Historia de Desplazamientos

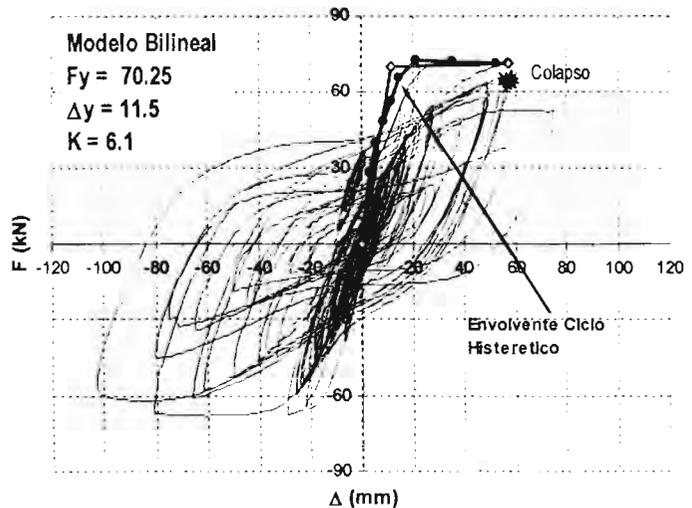
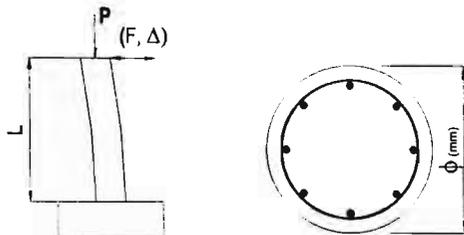


| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|-------------|-----------------|------------------------|------------|
| 56694 | 0.1 | 1372 | 300 | 21 ϕ 9.5mm | Est. ϕ 4mm @ 19mm | 0.0548 |

Elemento KUN97A12

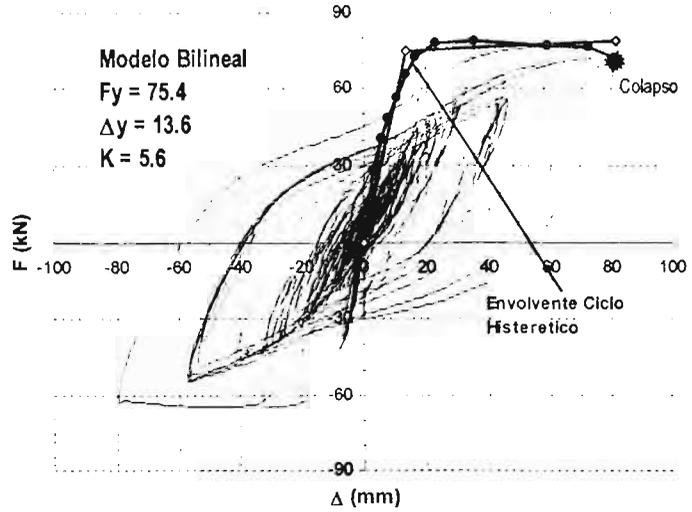
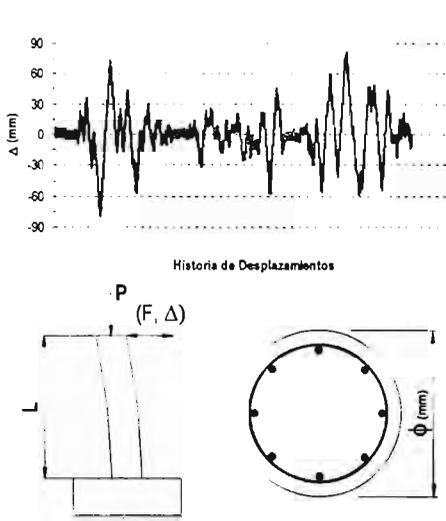


Historia de Desplazamientos



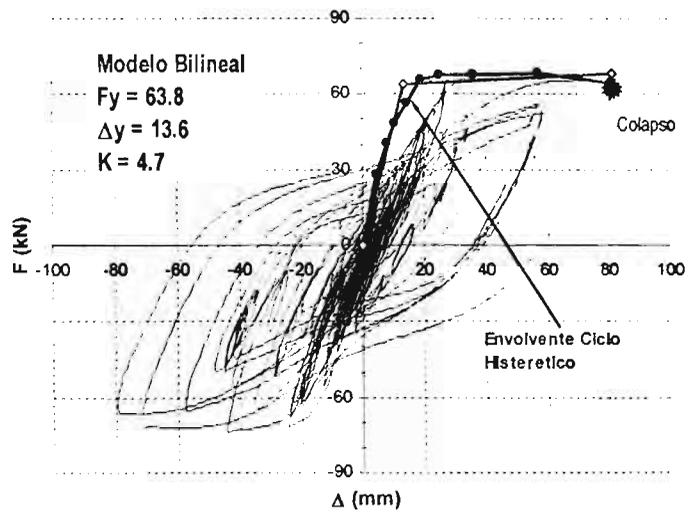
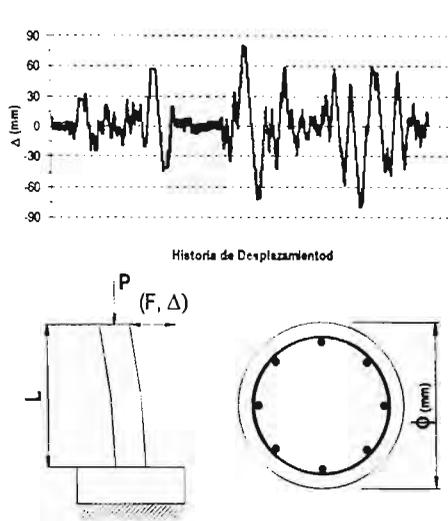
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|-------------|-----------------|------------------------|------------|
| 57770 | 0.1 | 1372 | 300 | 21 ϕ 9.5mm | Est. ϕ 4mm @ 19mm | 0.0393 |

Elemento KUN97A7



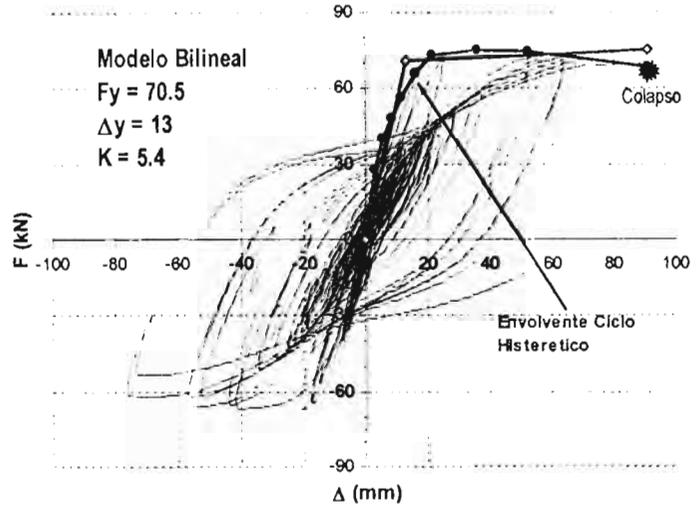
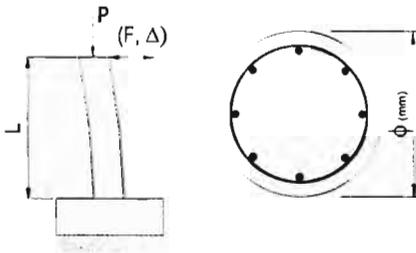
| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | φ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|--------|---------------|-------------------|------------|
| 47802 | 0.1 | 1372 | 300 | 21 φ 9.5mm | Est. φ 4mm @ 19mm | 0.0591 |

Elemento KUN97A8



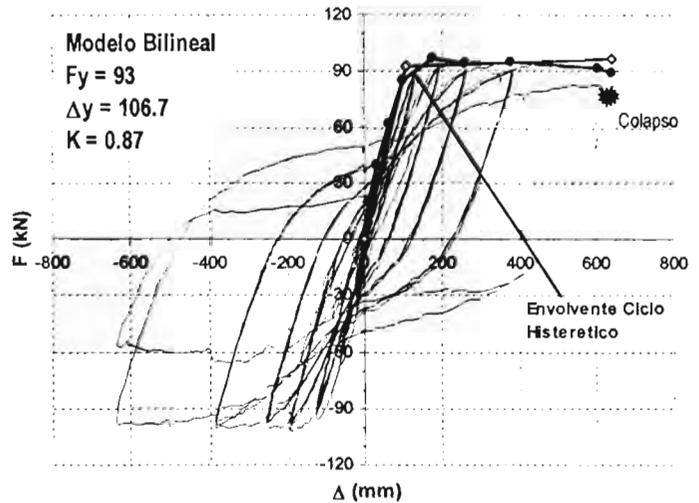
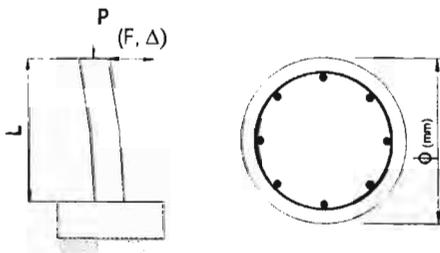
| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | φ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|--------|---------------|-------------------|------------|
| 49224 | 0.1 | 1372 | 300 | 21 φ 9.5mm | Est. φ 4mm @ 19mm | 0.0569 |

Elemento KUN97A9



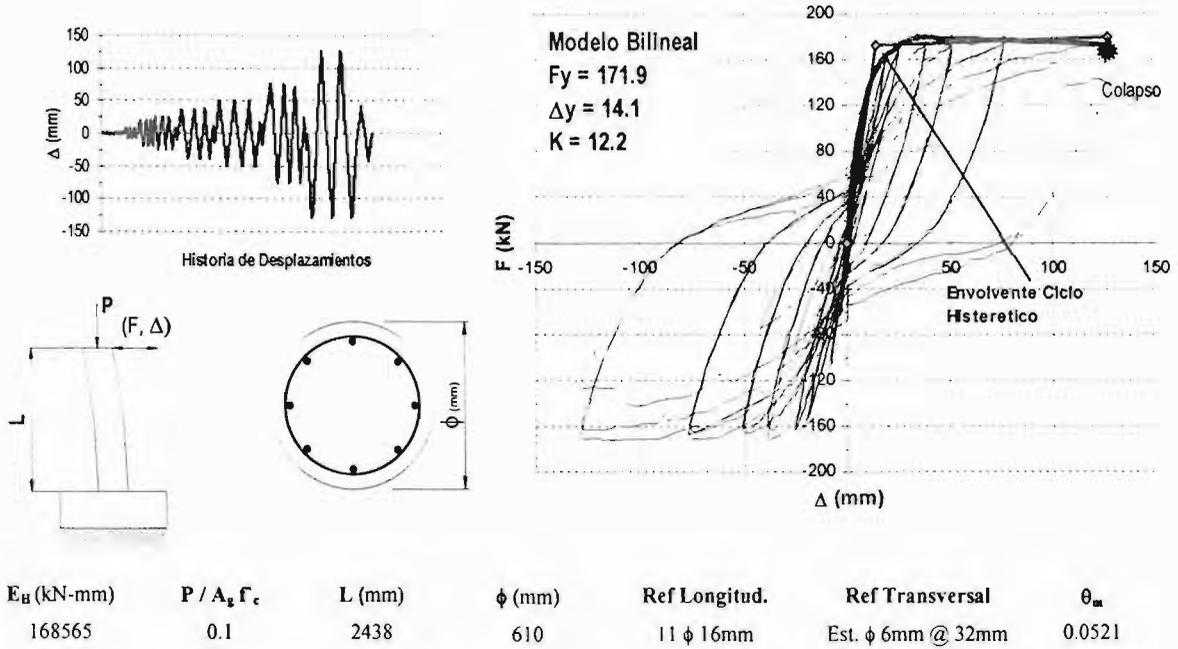
| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|-------------|-----------------|------------------------|------------|
| 62497 | 0.1 | 1372 | 300 | 21 ϕ 9.5mm | Est. ϕ 4mm @ 19mm | 0.066 |

Elemento LEH1015

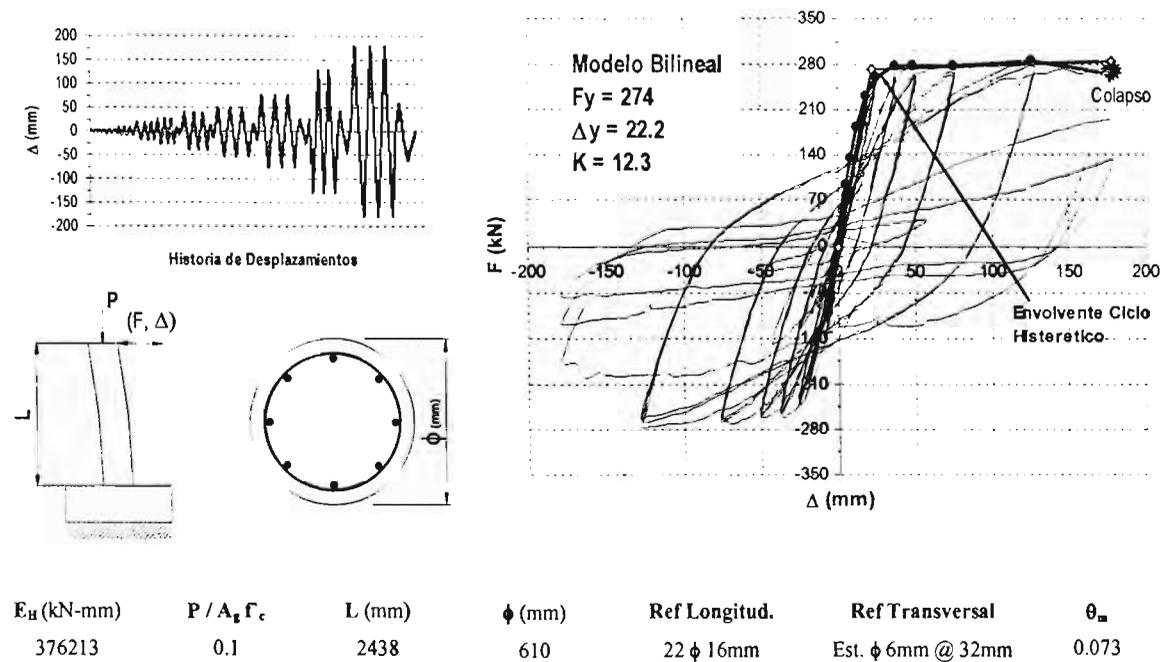


| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|-------------|----------------|------------------------|------------|
| 394265 | 0.10 | 6096 | 610 | 22 ϕ 16mm | Est. ϕ 6mm @ 32mm | 0.099 |

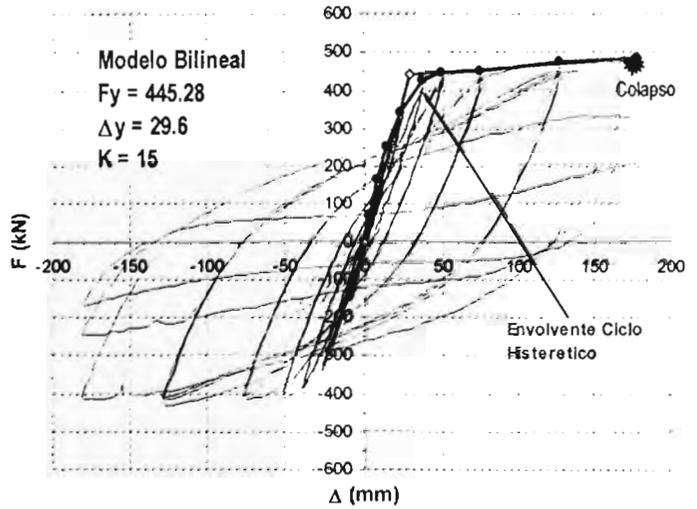
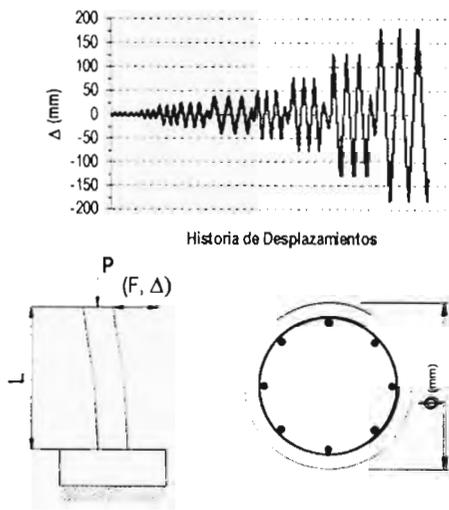
Elemento LEH407



Elemento LEH415

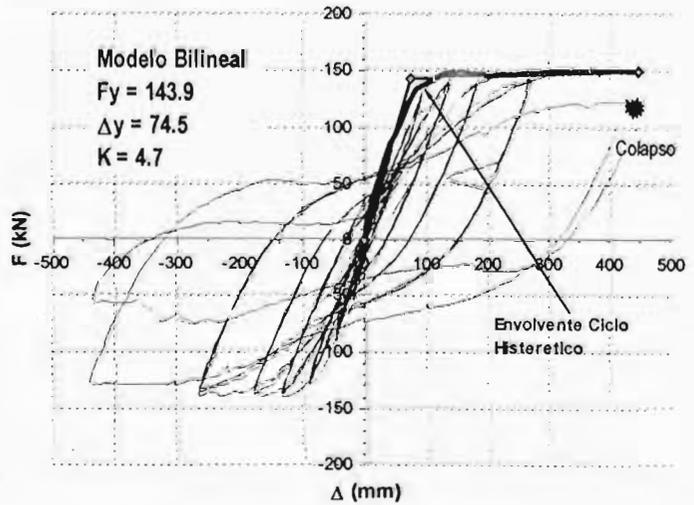
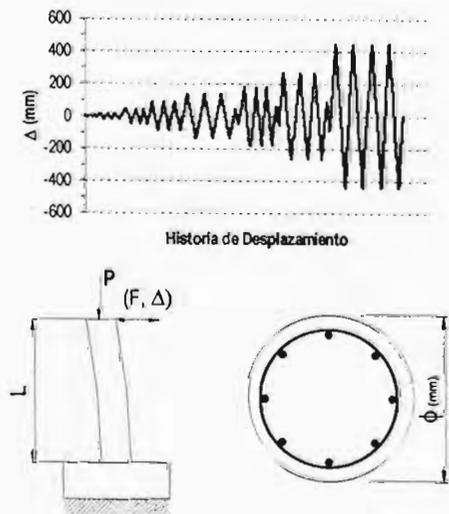


Elemento LEH430



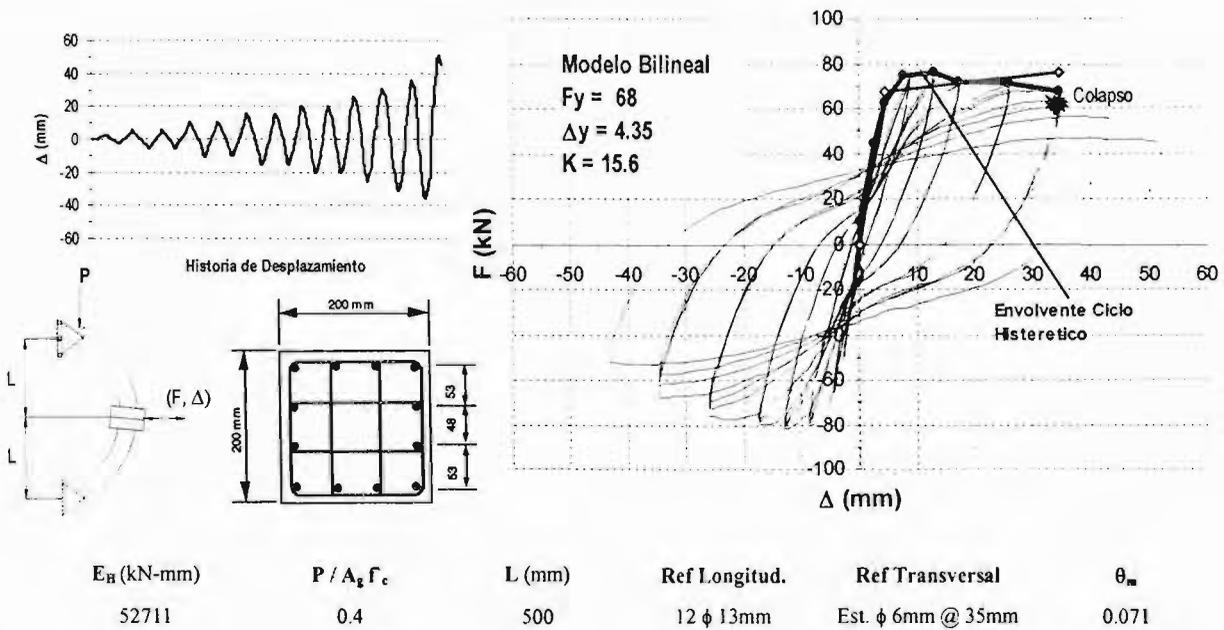
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|-------------|----------------|------------------------|------------|
| 596147 | 0.1 | 2438 | 610 | 44 ϕ 16mm | Est. ϕ 6mm @ 32mm | 0.073 |

Elemento LEH815

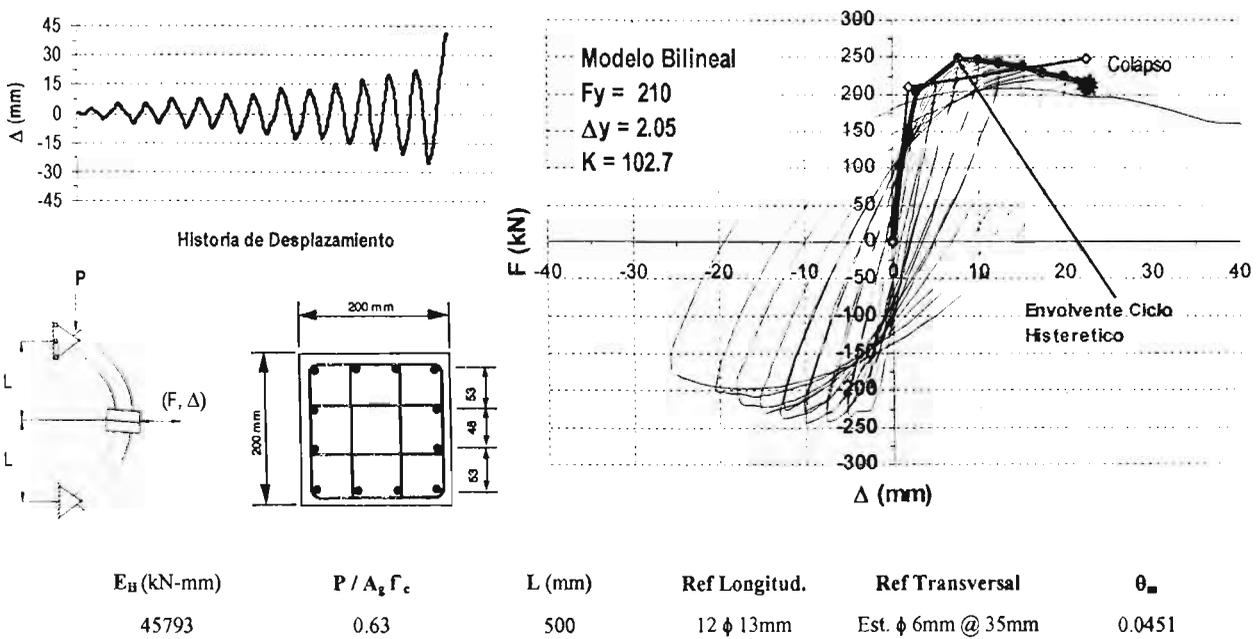


| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|-------------|----------------|------------------------|------------|
| 455261 | 0.1 | 4877 | 610 | 22 ϕ 16mm | Est. ϕ 6mm @ 32mm | 0.0914 |

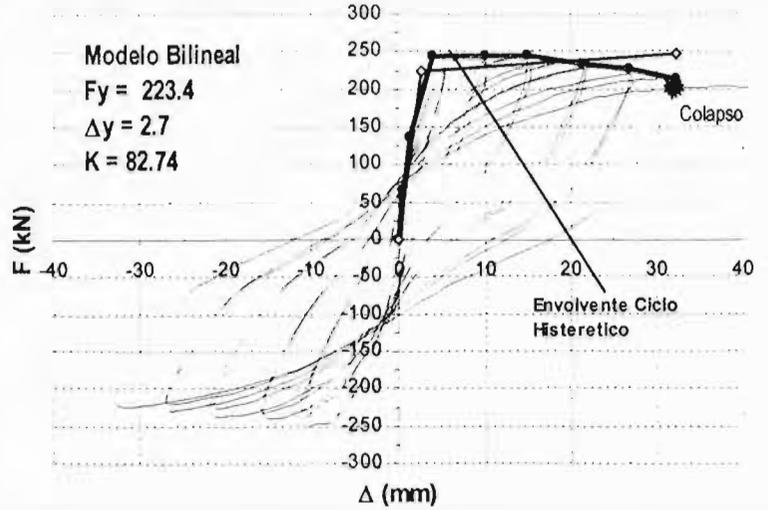
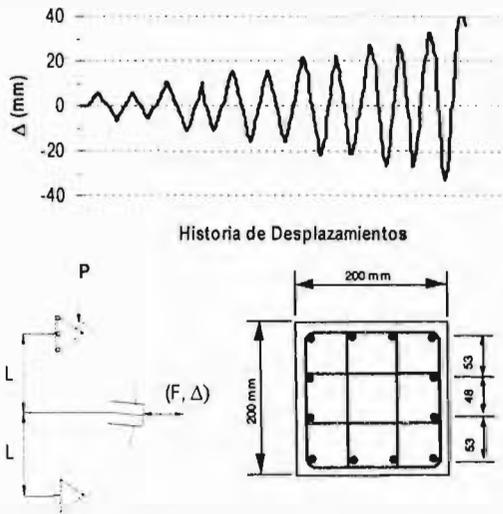
Elemento MUG89AH1



Elemento MUG89AH2

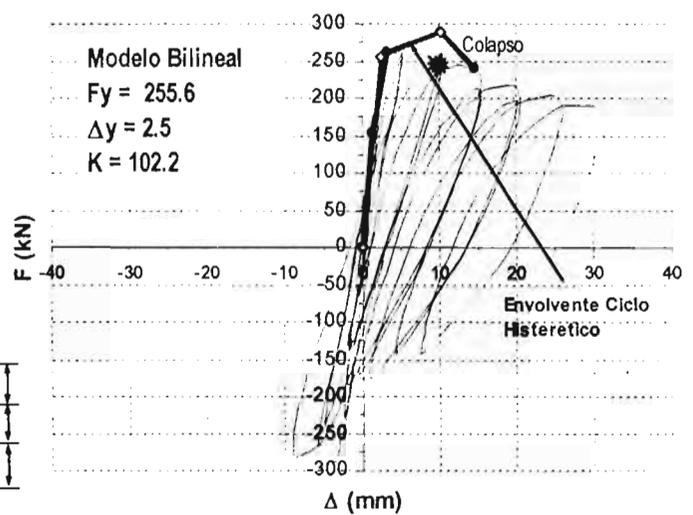
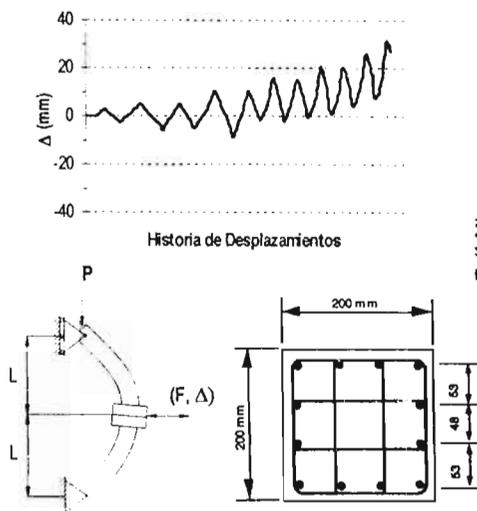


Elemento MUG89BH1



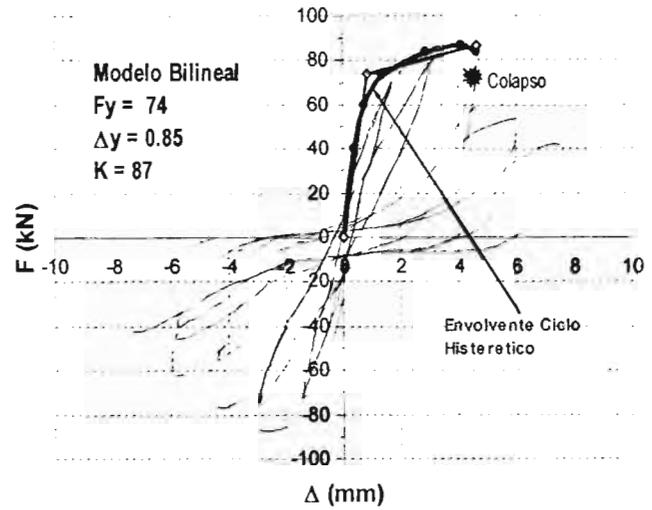
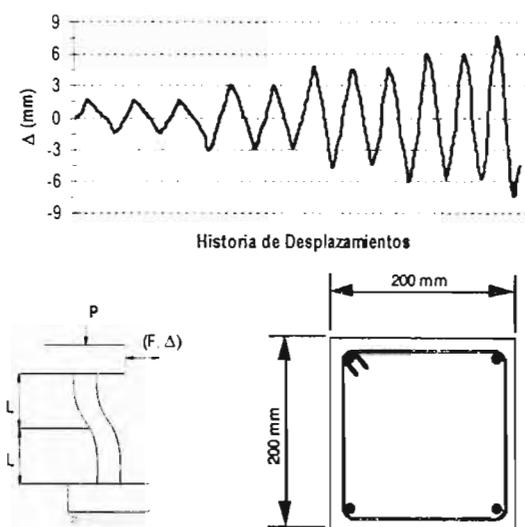
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|----------------|------------------------|------------|
| 49462 | 0.25 | 500 | 12 ϕ 13mm | Est. ϕ 6mm @ 35mm | 0.0644 |

Elemento MUG89BL2



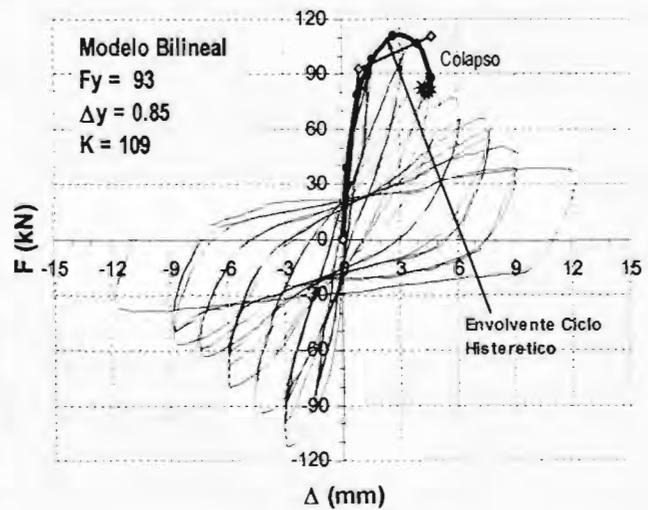
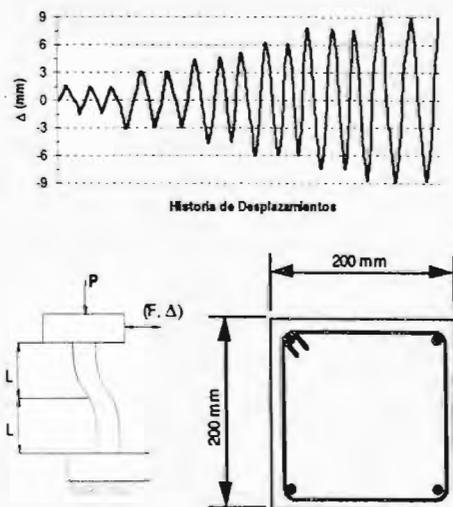
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|----------------|------------------------|------------|
| 5830 | 0.42 | 500 | 12 ϕ 13mm | Est. ϕ 6mm @ 35mm | 0.0203 |

Elemento NAG1063



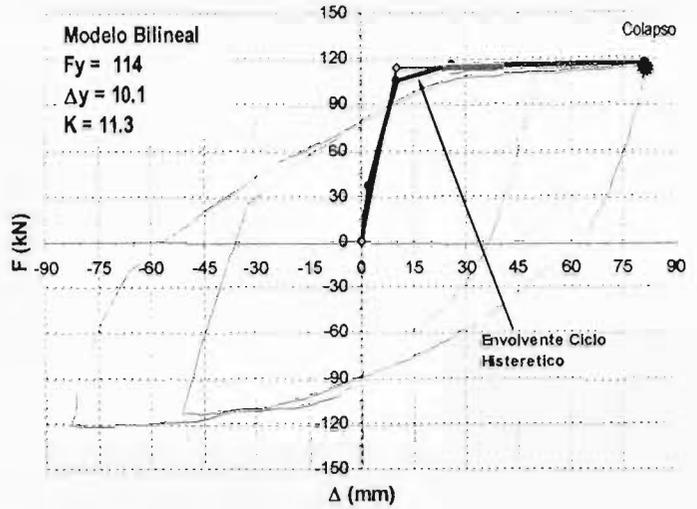
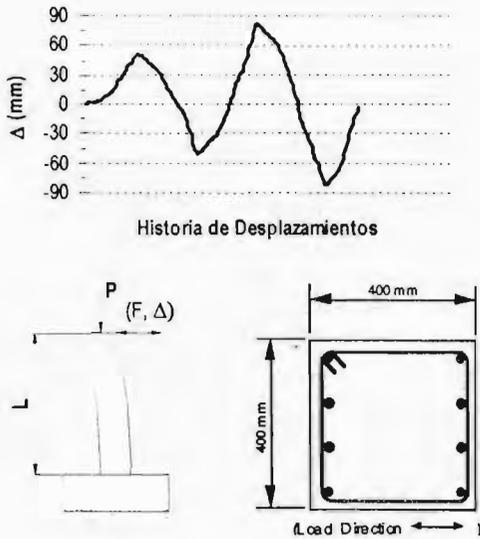
| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_u |
|---------------|--------------------|--------|---------------|------------------------|------------|
| 1052 | 0.17 | 300 | 4 ϕ 13mm | Est. ϕ 6mm @ 35mm | 0.0154 |

Elemento NAG1932



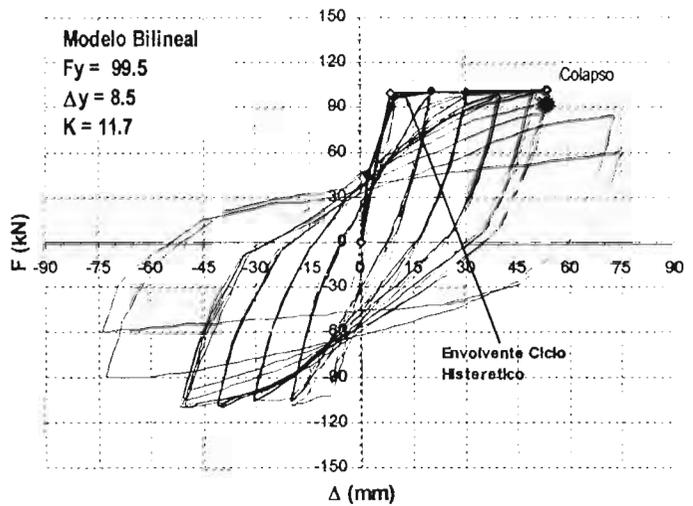
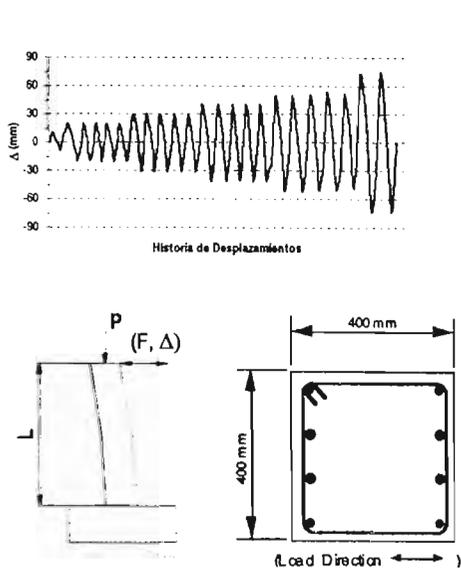
| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_u |
|---------------|--------------------|--------|---------------|------------------------|------------|
| 1452 | 0.34 | 300 | 4 ϕ 13mm | Est. ϕ 6mm @ 20mm | 0.0156 |

Elemento OHNO84L1



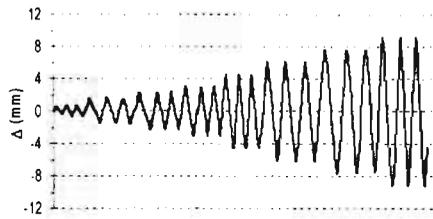
| E_B (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|---------------|-------------------------|------------|
| 31806 | 0.04 | 1600 | 8 ϕ 19mm | Est. ϕ 9mm @ 100mm | 0.0509 |

Elemento OHNO84L3

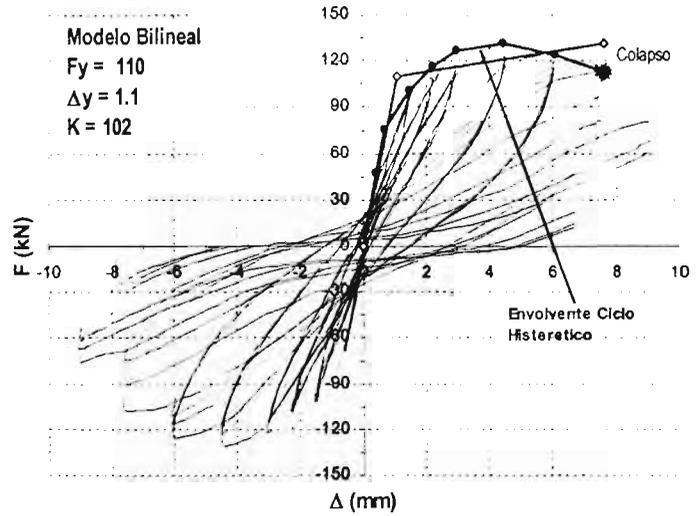
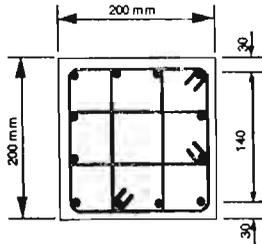
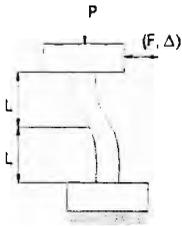


| E_B (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|---------------|-------------------------|------------|
| 110877 | 0.04 | 1600 | 8 ϕ 19mm | Est. ϕ 9mm @ 100mm | 0.0456 |

Elemento ONO025C

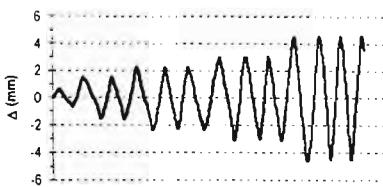


Historia de Desplazamientos

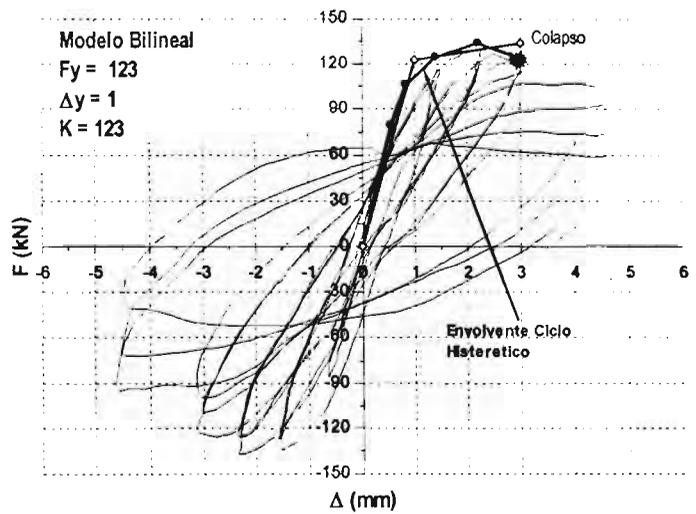
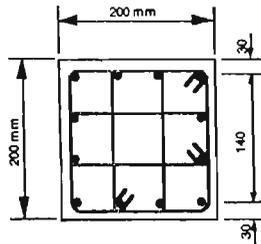
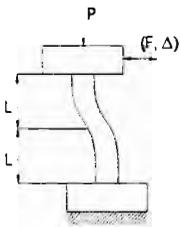


| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_u |
|---------------|---------------|--------|----------------|------------------------|------------|
| 3913 | 0.25 | 300 | 12 ϕ 10mm | Est. ϕ 6mm @ 70mm | 0.0252 |

Elemento ONO060C

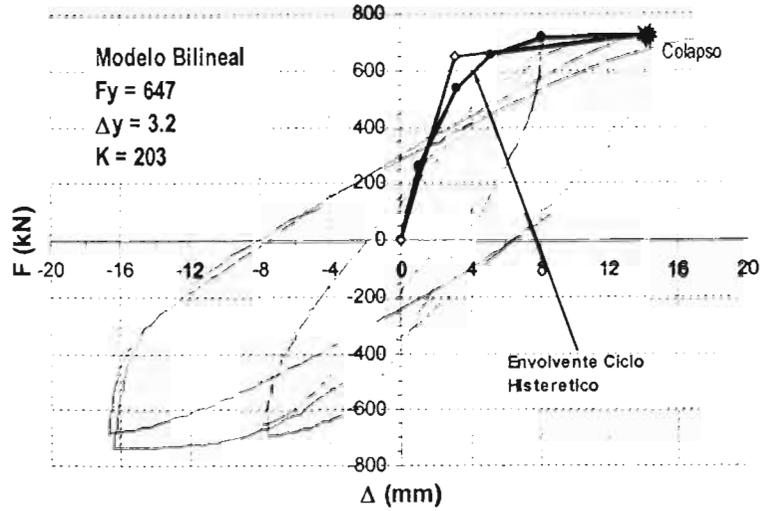
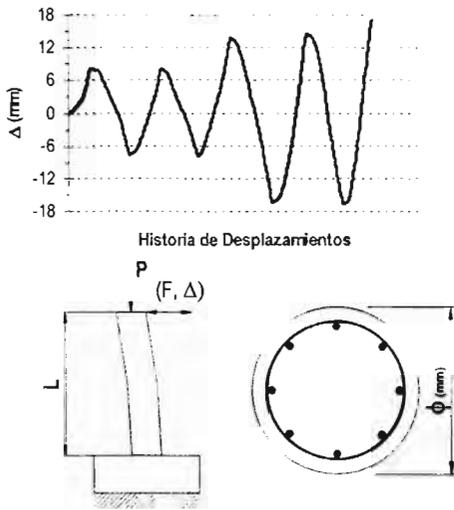


Historia de Desplazamientos



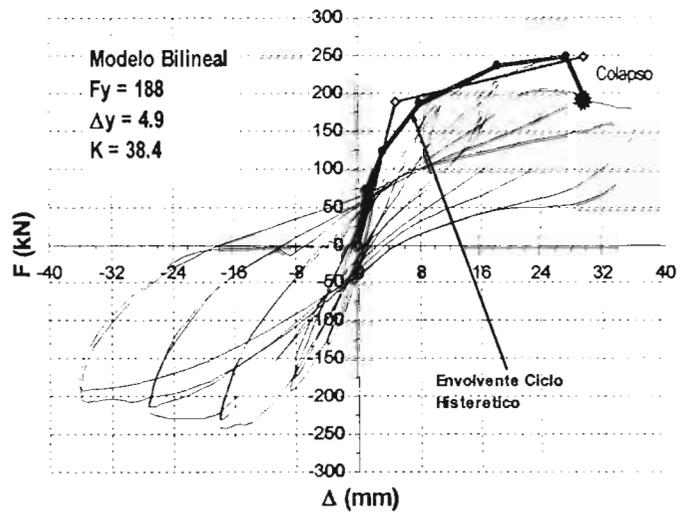
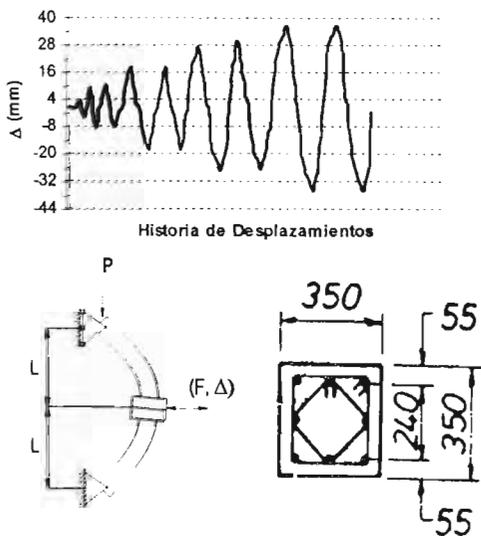
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_u |
|---------------|---------------|--------|----------------|------------------------|------------|
| 1866 | 0.6 | 300 | 12 ϕ 10mm | Est. ϕ 6mm @ 70mm | 0.0102 |

Elemento POT79N3



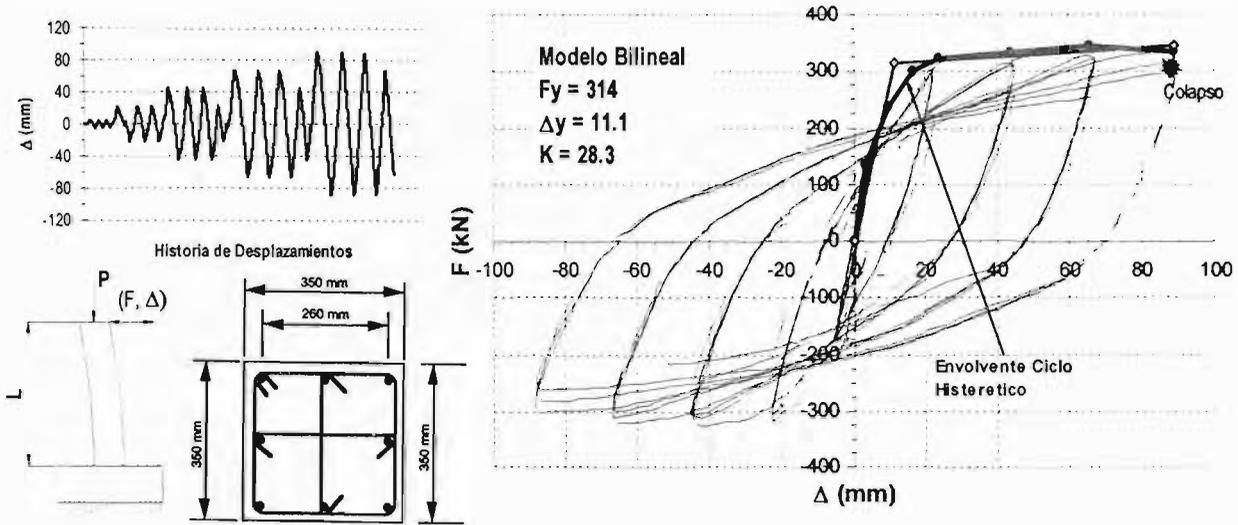
| E_H (kN-mm) | $P / A_s \Gamma_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|-------------|----------------|-------------------------|------------|
| 55860 | 0.54 | 1200 | 600 | 16 ϕ 24mm | Est. ϕ 10mm @ 50mm | 0.012 |

Elemento S1RP



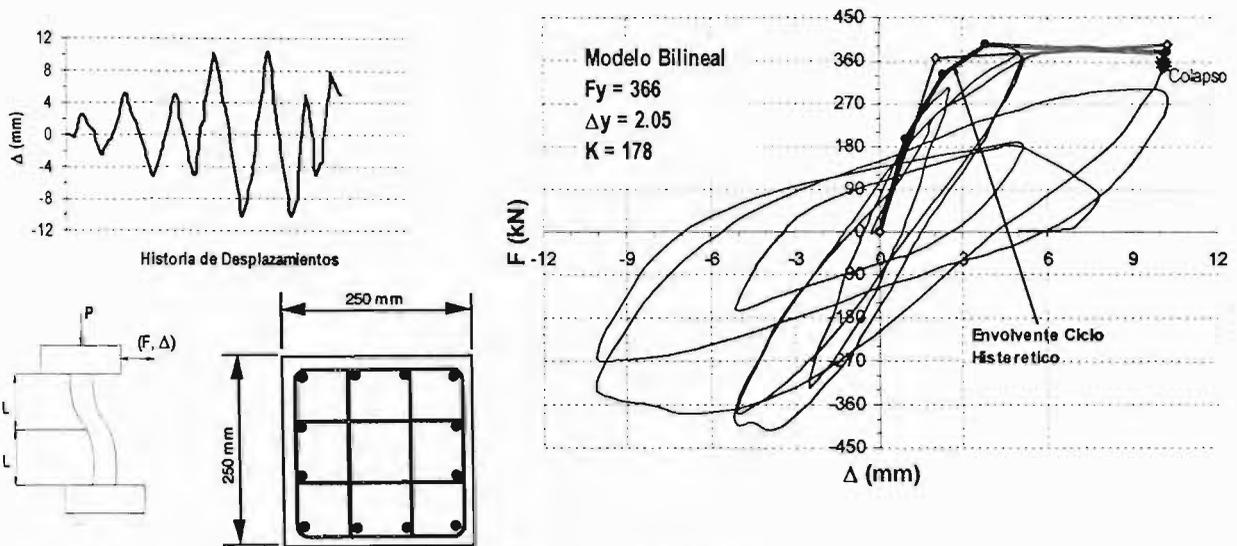
| E_H (kN-mm) | $P / A_s \Gamma_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|---------------|------------------------|------------|
| 17108 | 0.2 | 1600 | 8 ϕ 20mm | Est. ϕ 6mm @ 85mm | 0.0185 |

Elemento SAATTU6



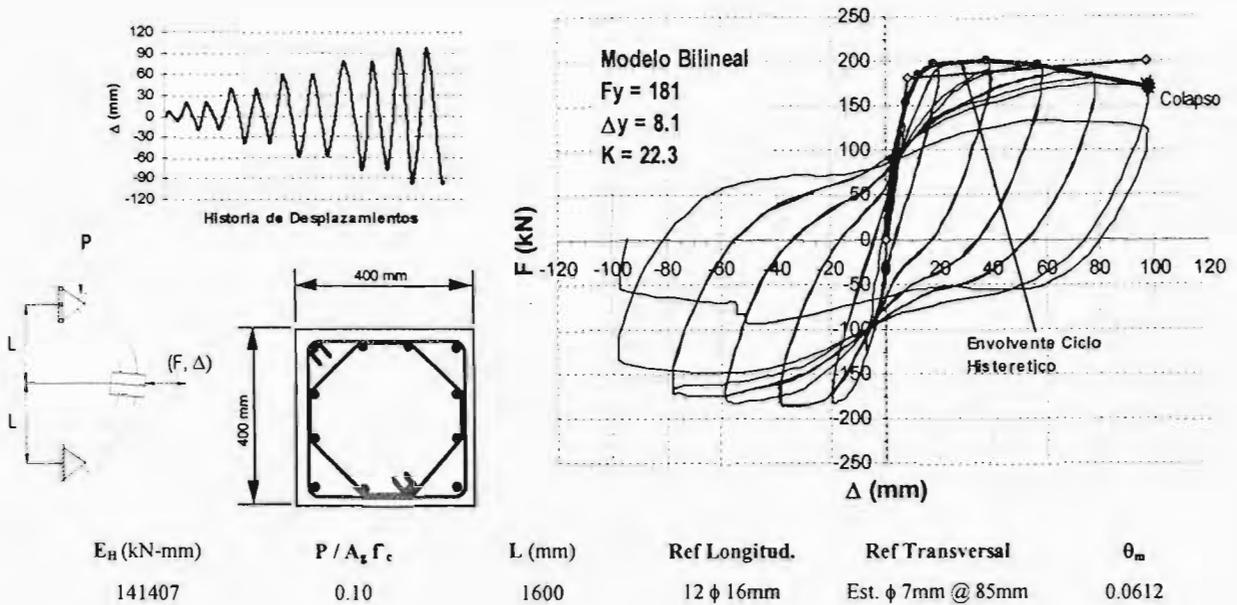
| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_u |
|---------------|--------------------|--------|---------------|--------------------------|------------|
| 381065 | 0.13 | 1000 | 8 ϕ 25mm | Est. ϕ 6.4mm @ 65mm | 0.089 |

Elemento SAK90B1

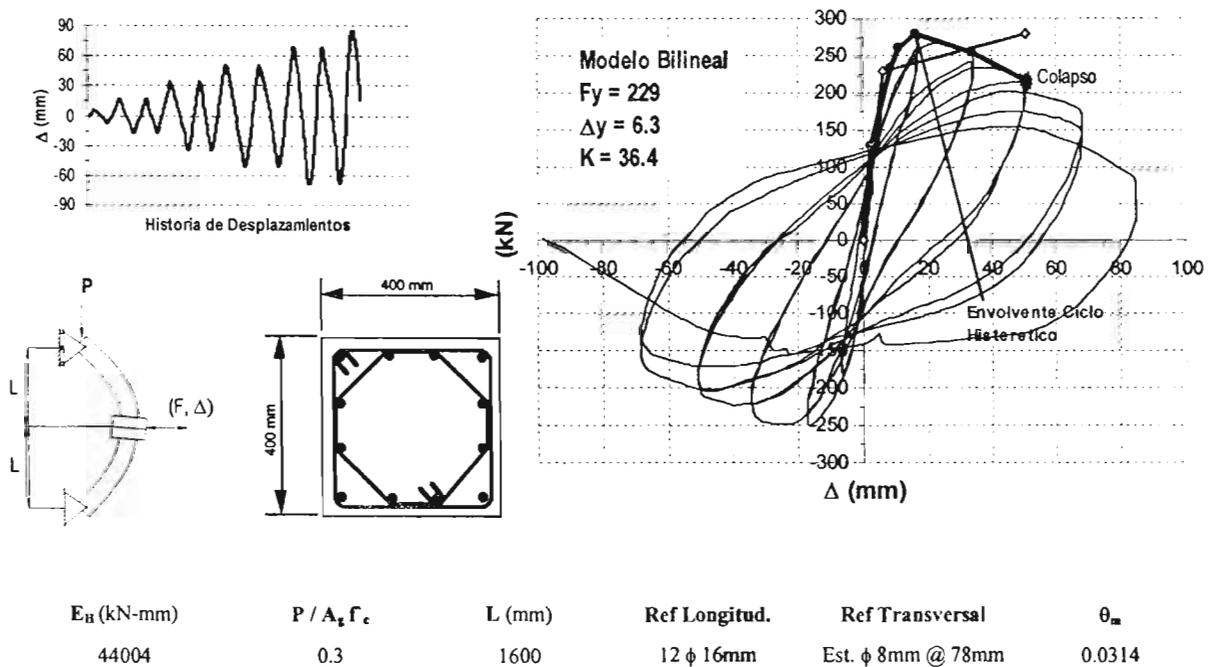


| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_u |
|---------------|--------------------|--------|----------------|------------------------|------------|
| 15063 | 0.35 | 500 | 12 ϕ 13mm | Est. ϕ 5mm @ 60mm | 0.0205 |

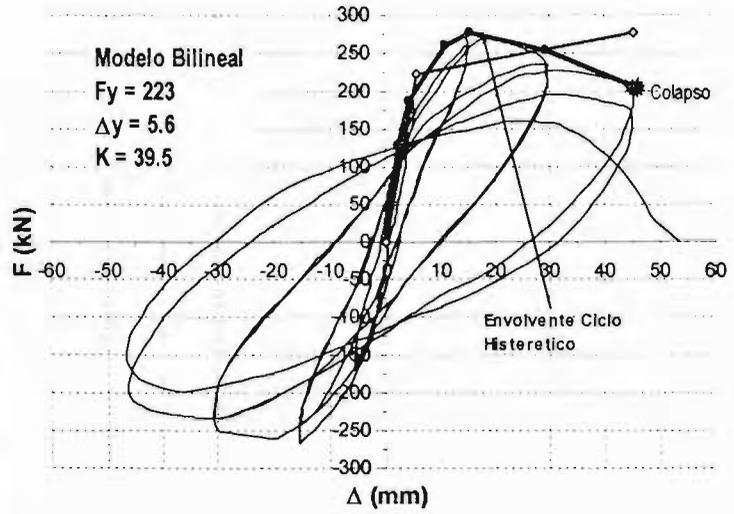
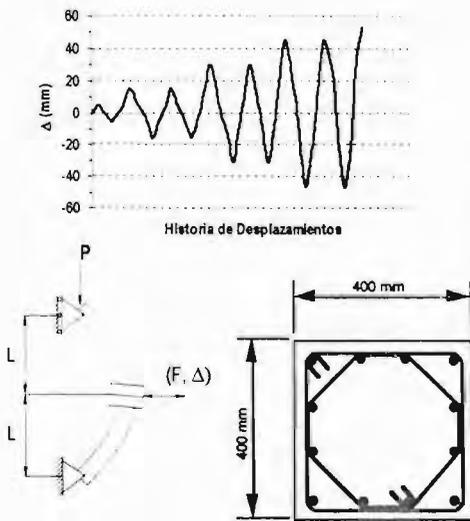
Elemento SOES86U1



Elemento SOES86U2

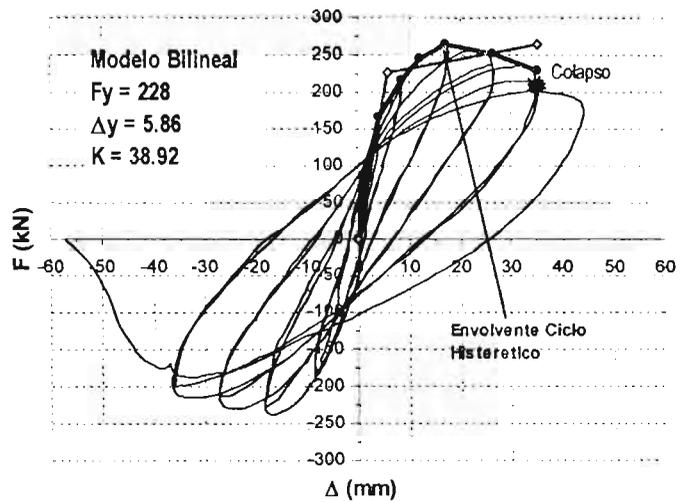
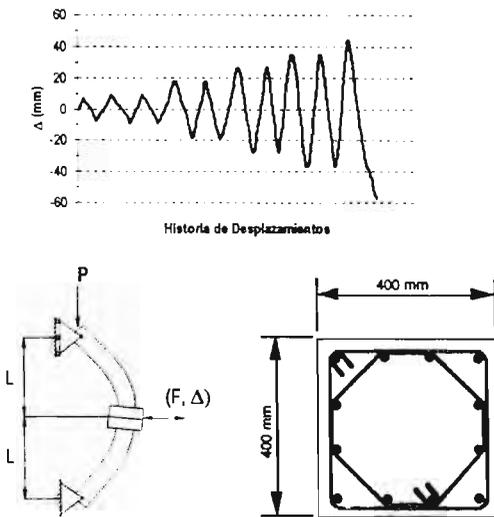


Elemento SOES86U3



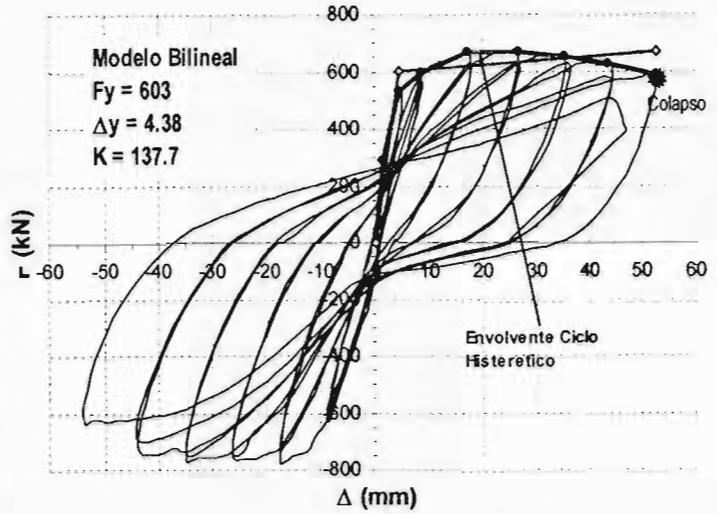
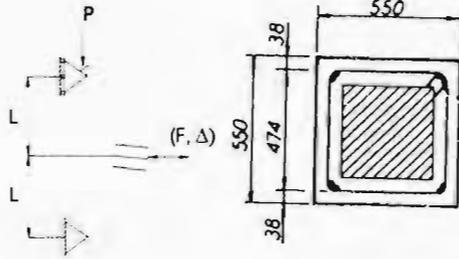
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_u |
|---------------|---------------|--------|----------------|------------------------|------------|
| 40285 | 0.3 | 1600 | 12 ϕ 16mm | Est. ϕ 7mm @ 91mm | 0.0282 |

Elemento SOES86U4



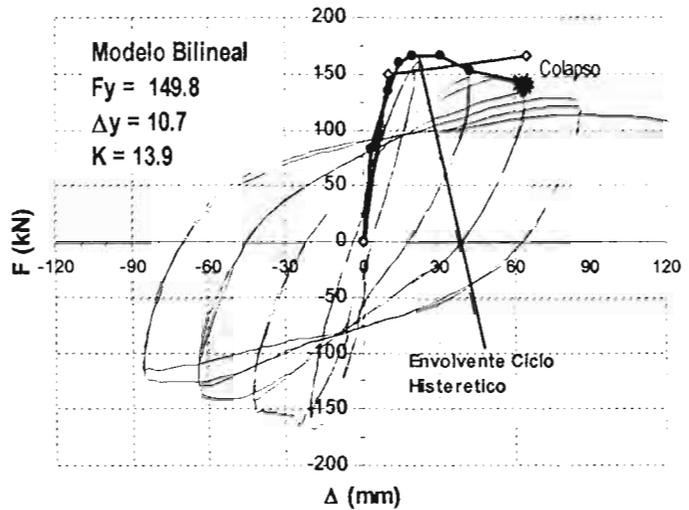
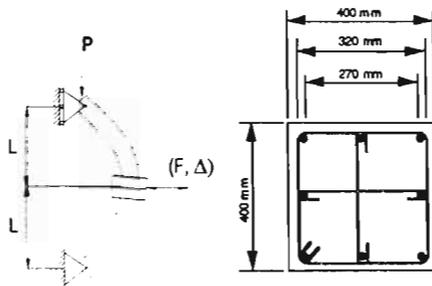
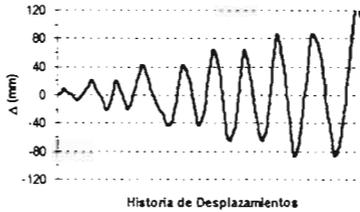
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_u |
|---------------|---------------|--------|----------------|------------------------|------------|
| 42554 | 0.3 | 1600 | 12 ϕ 16mm | Est. ϕ 6mm @ 94mm | 0.022 |

Elemento SS1RP



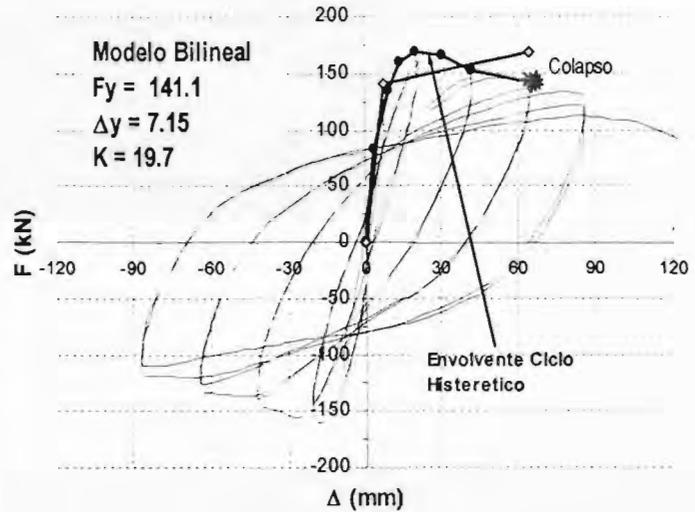
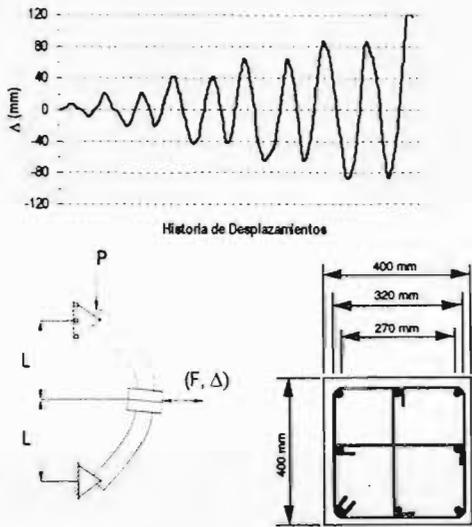
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_u |
|---------------|---------------|--------|---------------|-------------------------|------------|
| 233916 | 0.1 | 1650 | 8 ϕ 16mm | Est. ϕ 10mm @ 95mm | 0.0267 |

Elemento TANA90U1



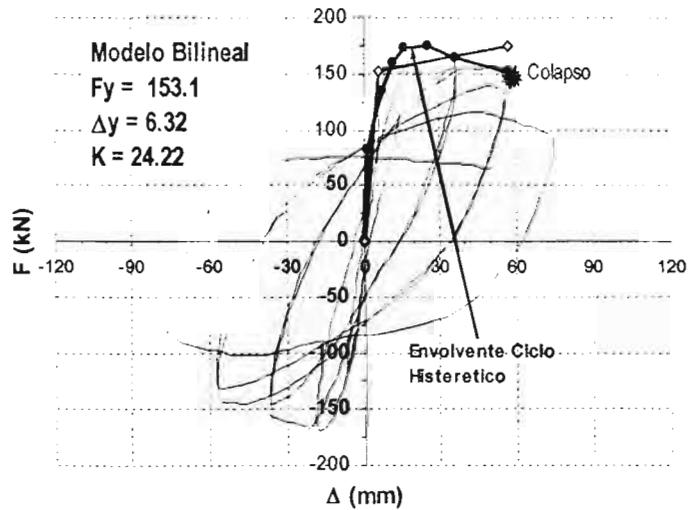
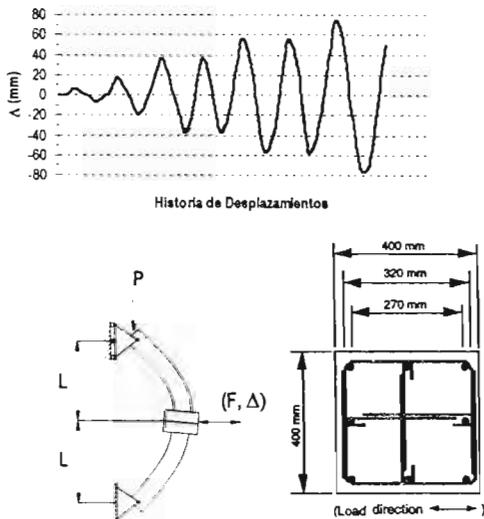
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_u |
|---------------|---------------|--------|---------------|-------------------------|------------|
| 53347 | 0.2 | 1600 | 8 ϕ 20mm | Est. ϕ 12mm @ 80mm | 0.0401 |

Elemento TANA90U2



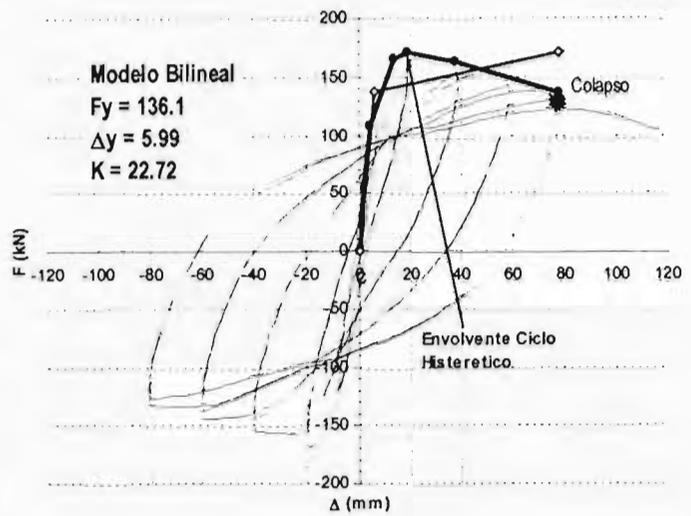
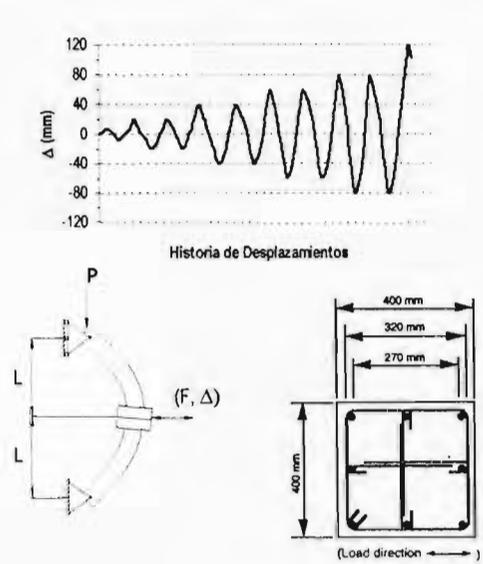
| E_B (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_w |
|---------------|--------------------|--------|---------------|-------------------------|------------|
| 52484 | 0.2 | 1600 | 8 ϕ 20mm | Est. ϕ 12mm @ 80mm | 0.0404 |

Elemento TANA90U3



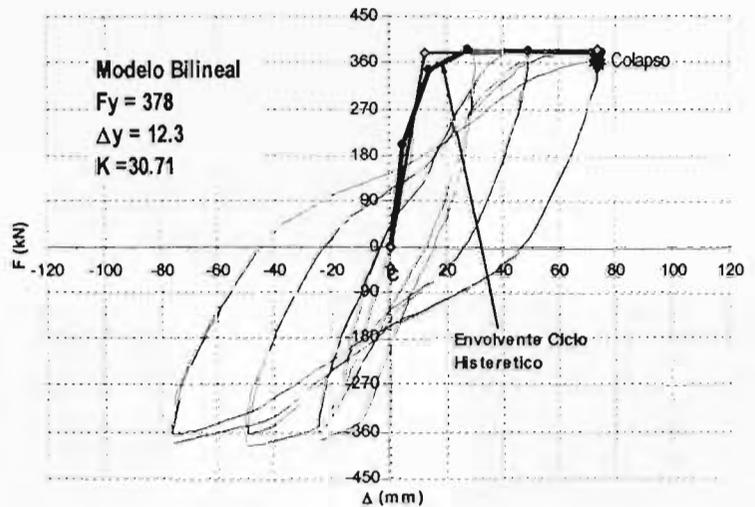
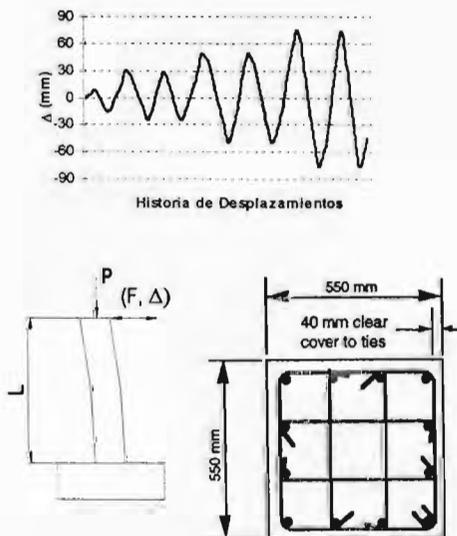
| E_B (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_w |
|---------------|--------------------|--------|---------------|-------------------------|------------|
| 47095 | 0.2 | 1600 | 8 ϕ 20mm | Est. ϕ 12mm @ 80mm | 0.0351 |

Elemento TANA90U4



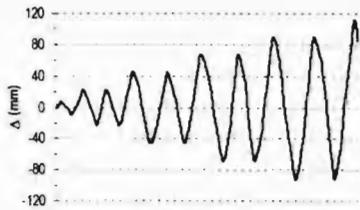
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|---------------|-------------------------|------------|
| 70848 | 0.2 | 1600 | 8 ϕ 20mm | Est. ϕ 12mm @ 80mm | 0.0487 |

Elemento TANA90U5

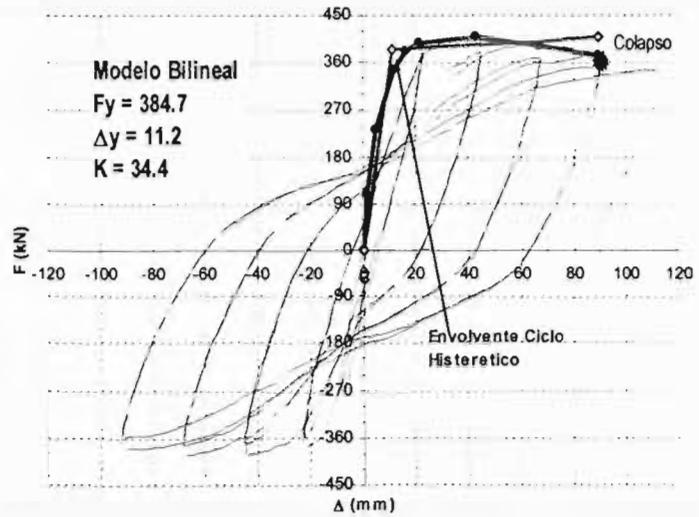
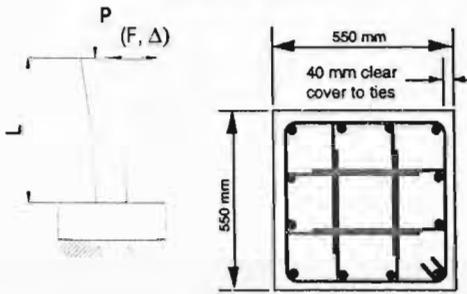


| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|----------------|--------------------------|------------|
| 146668 | 0.1 | 1650 | 12 ϕ 20mm | Est. ϕ 12mm @ 110mm | 0.045 |

Elemento TANA90U6

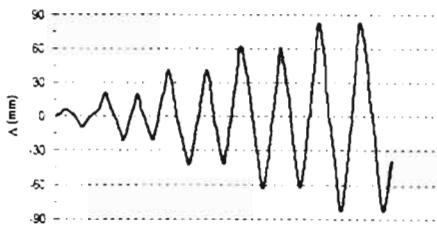


Historia de Desplazamientos

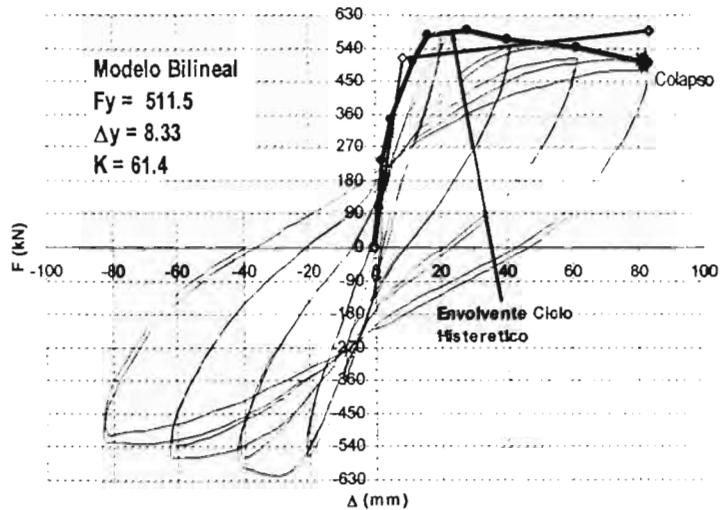
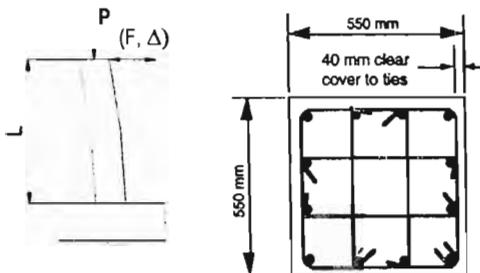


| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|----------------|--------------------------|------------|
| 184161 | 0.10 | 1650 | 12 ϕ 20mm | Est. ϕ 12mm @ 110mm | 0.0544 |

Elemento TANA90U7

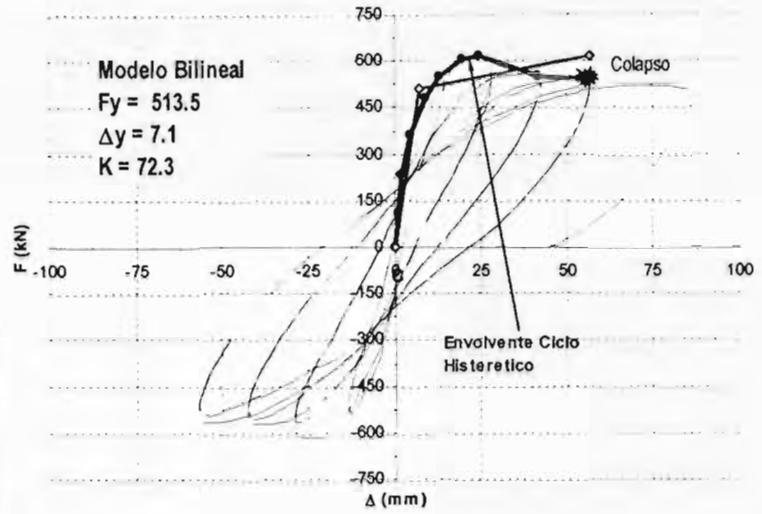
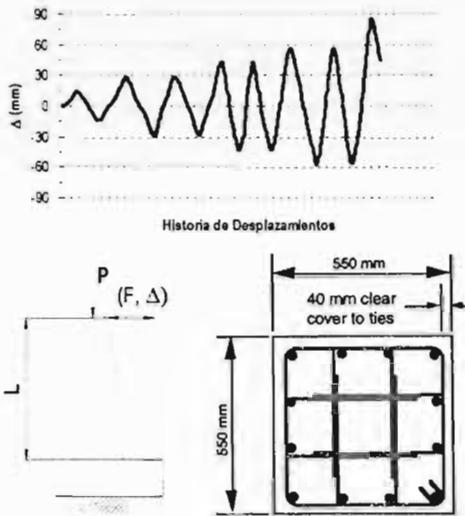


Historia de Desplazamientos



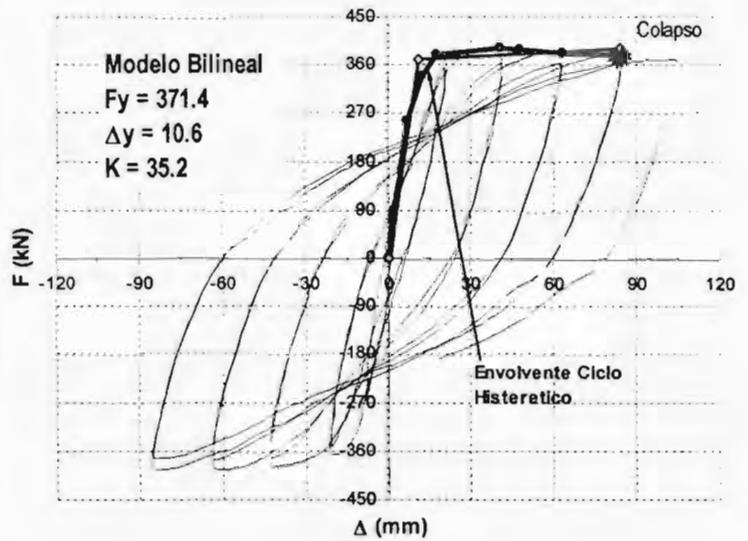
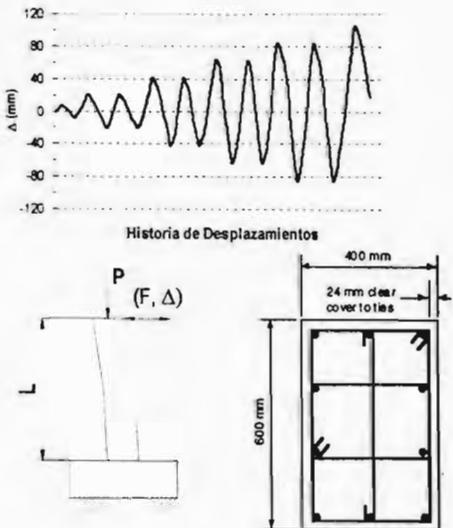
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|----------------|--------------------------|------------|
| 257370 | 0.3 | 1650 | 12 ϕ 20mm | Est. ϕ 12mm @ 110mm | 0.0503 |

Elemento TANA90U8



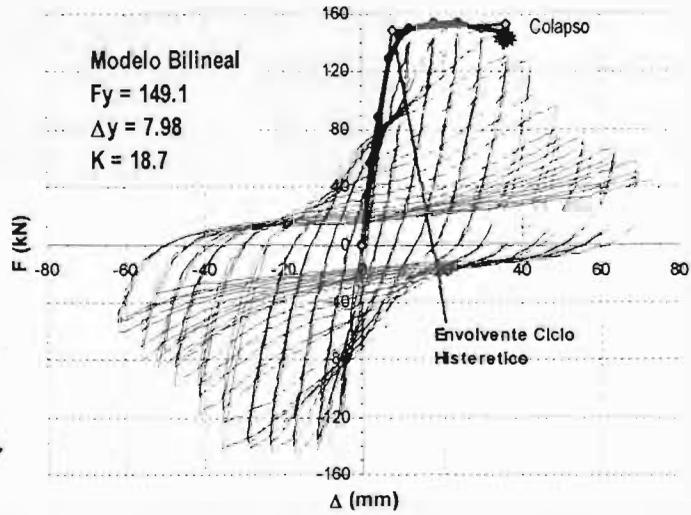
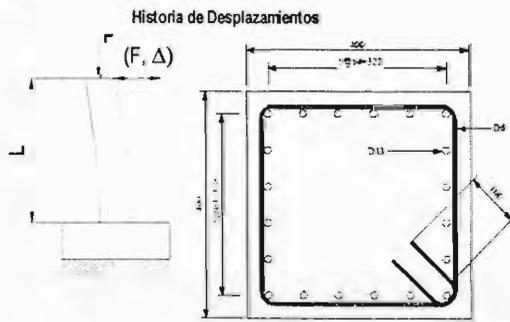
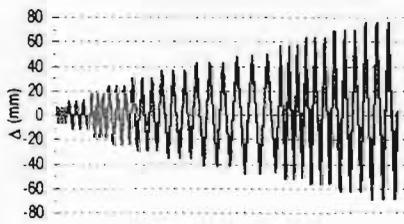
| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|----------------|--------------------------|------------|
| 150898 | 0.30 | 1600 | 12 ϕ 20mm | Est. ϕ 12mm @ 110mm | 0.0354 |

Elemento TANA90U9



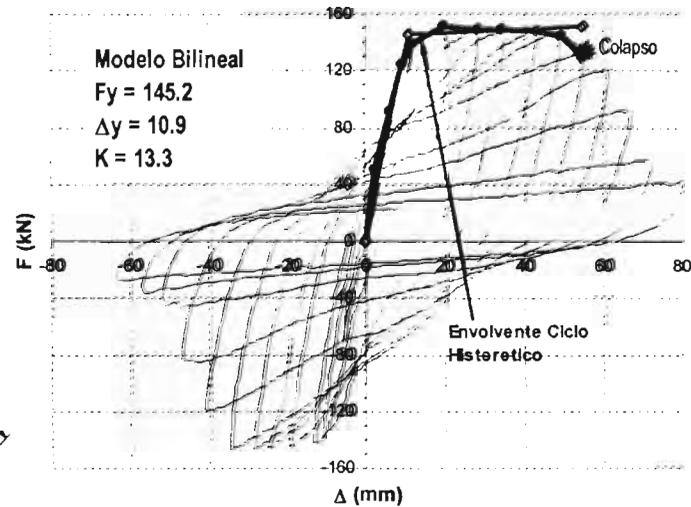
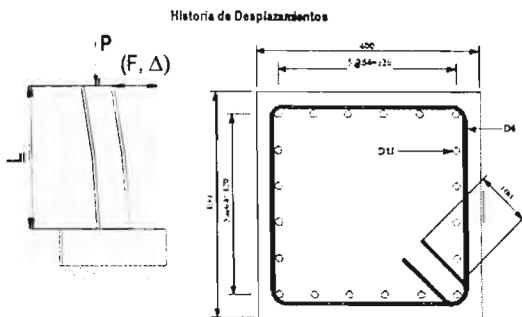
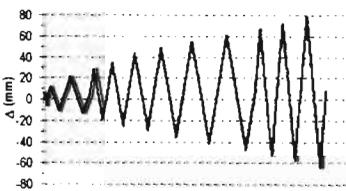
| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|----------------|-------------------------|------------|
| 246662 | 0.1 | 1784 | 10 ϕ 24mm | Est. ϕ 12mm @ 80mm | 0.0473 |

Elemento TP001



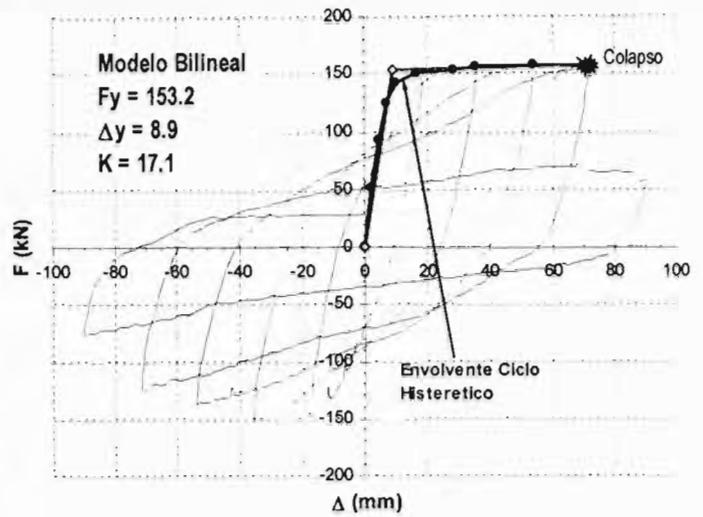
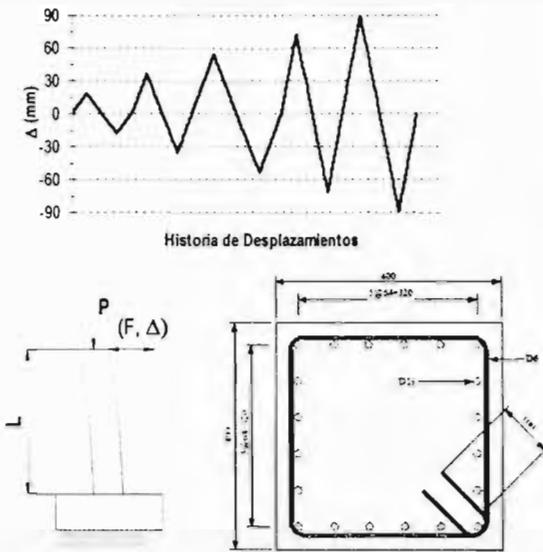
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|----------------|------------------------|------------|
| 66364 | 0.03 | 1245 | 20 ϕ 13mm | Est. ϕ 6mm @ 70mm | 0.0288 |

Elemento TP002



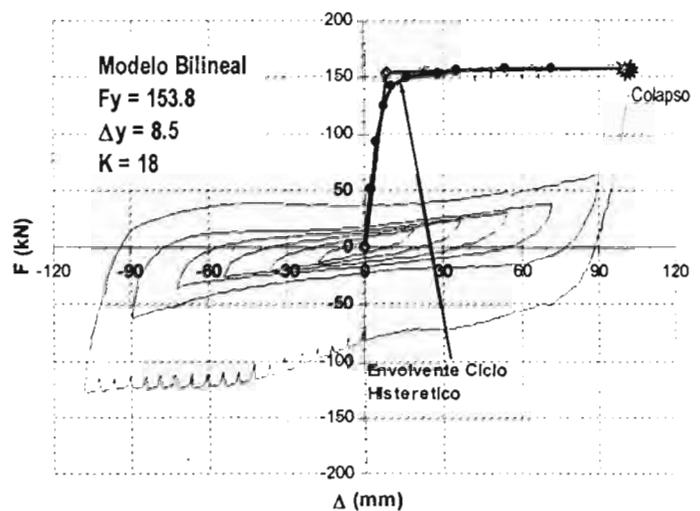
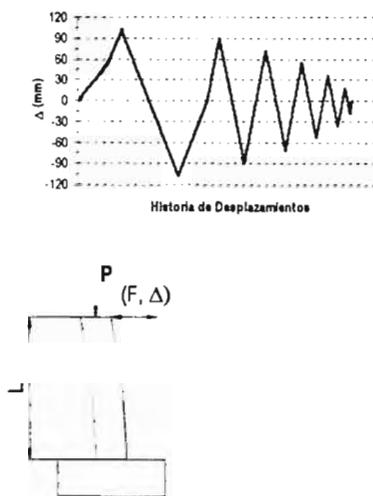
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|----------------|------------------------|------------|
| 45260 | 0.03 | 1245 | 20 ϕ 13mm | Est. ϕ 6mm @ 70mm | 0.0439 |

Elemento TP003



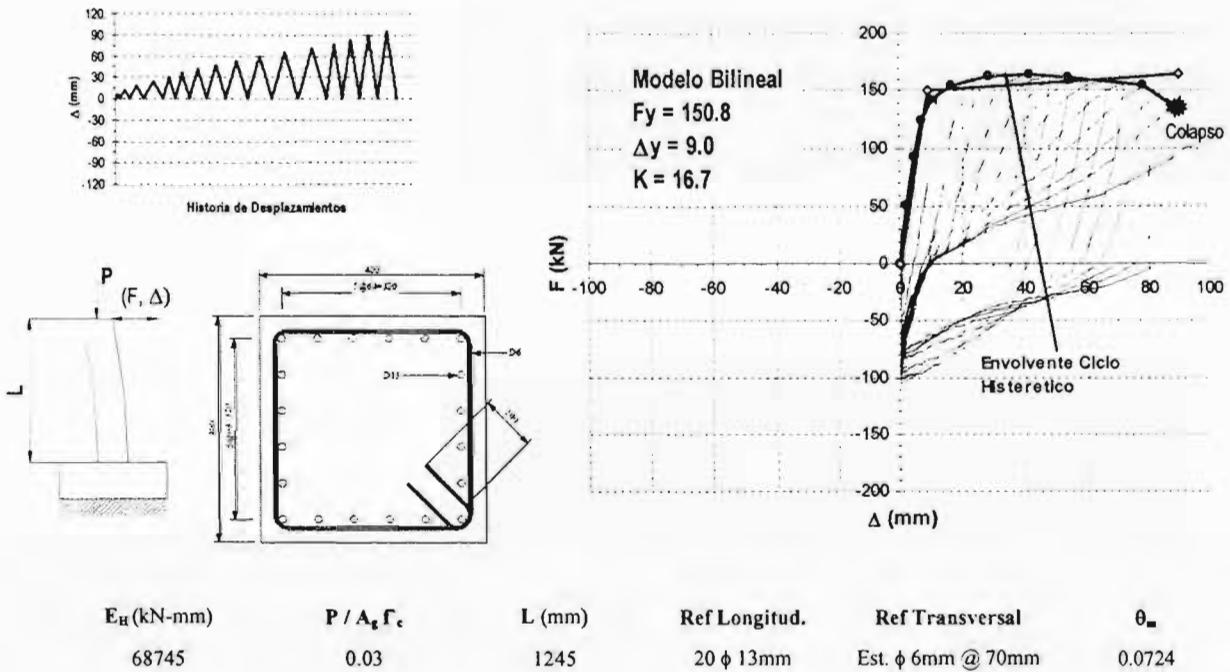
| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|----------------|------------------------|------------|
| 44735 | 0.03 | 1245 | 20 ϕ 13mm | Est. ϕ 6mm @ 70mm | 0.0576 |

Elemento TP004

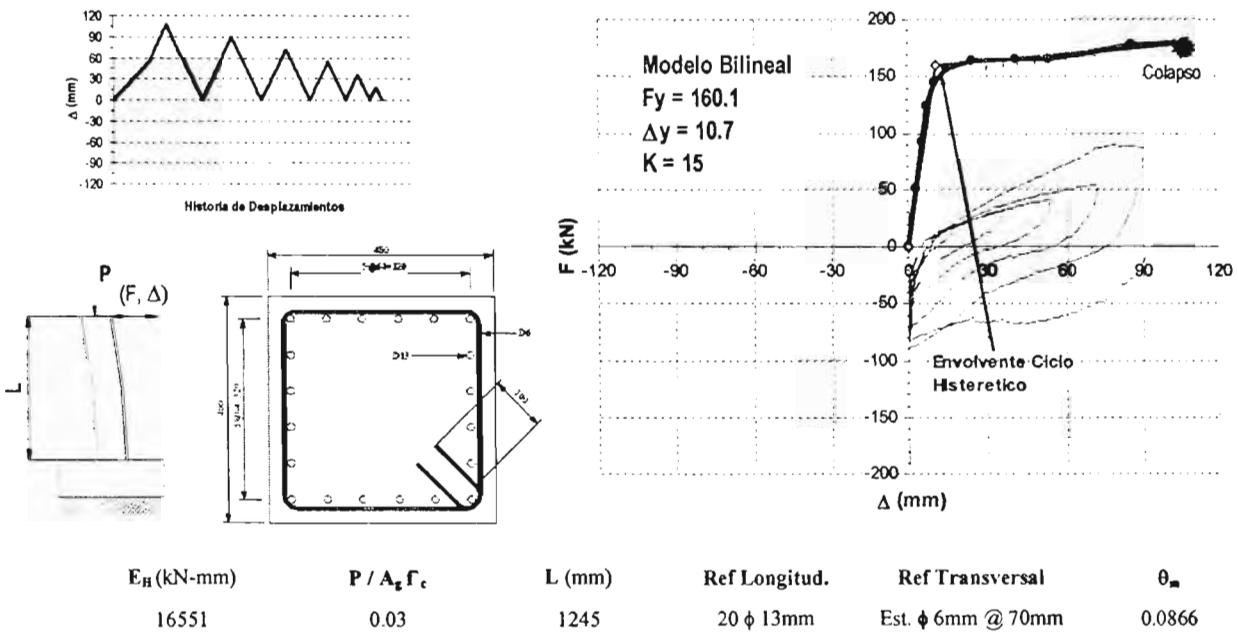


| E_H (kN-mm) | $P / A_g \Gamma_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|----------------|------------------------|------------|
| 16257 | 0.03 | 1245 | 20 ϕ 13mm | Est. ϕ 6mm @ 70mm | 0.0824 |

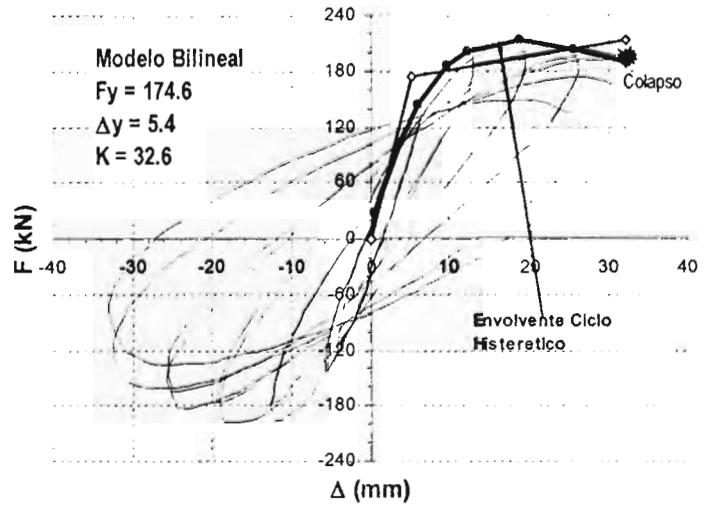
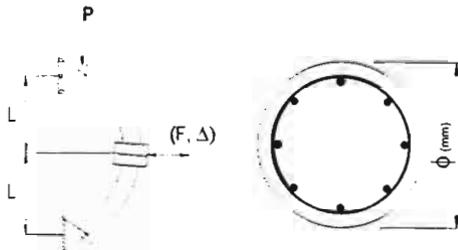
Elemento TP005



Elemento TP006

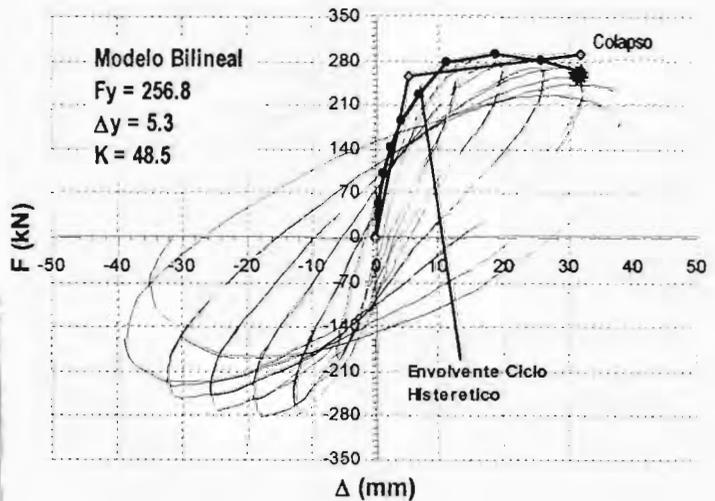
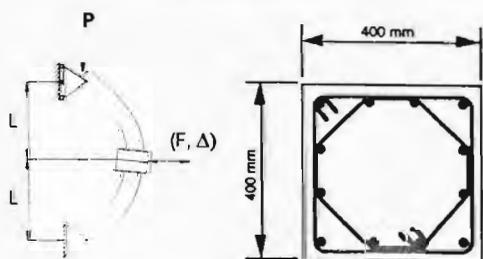


Elemento WAT89U10



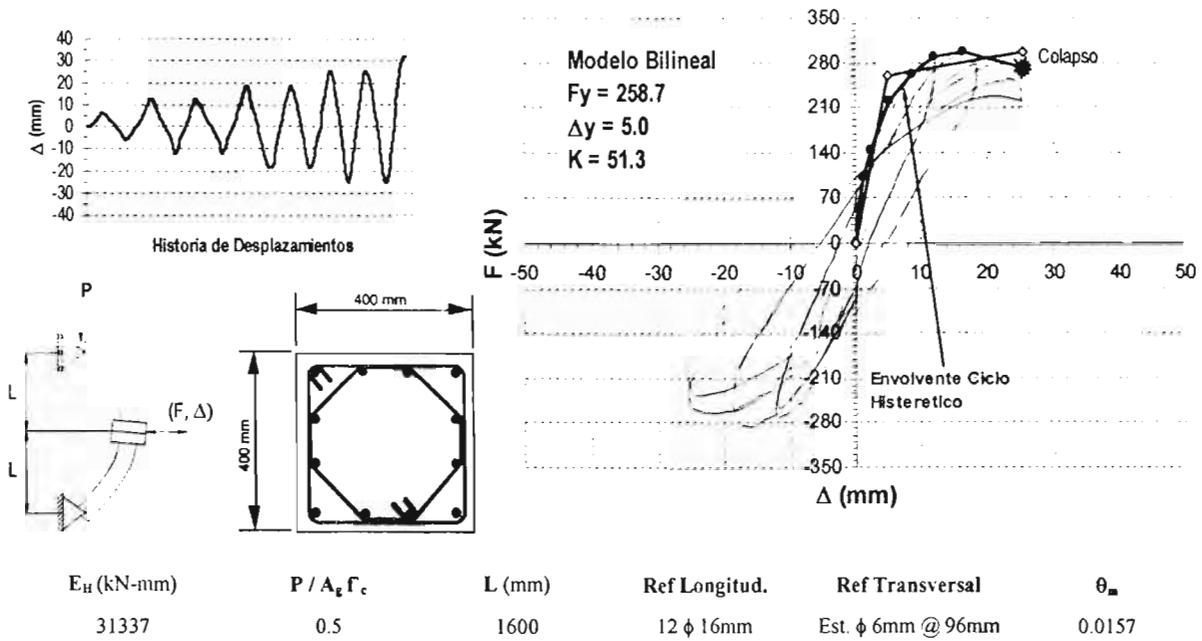
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_u |
|---------------|---------------|----------|-------------|----------------|------------------------|------------|
| 44134 | 0.5 | 1600 | 400 | 12 ϕ 16mm | Est. ϕ 8mm @ 84mm | 0.0201 |

Elemento WAT89U5

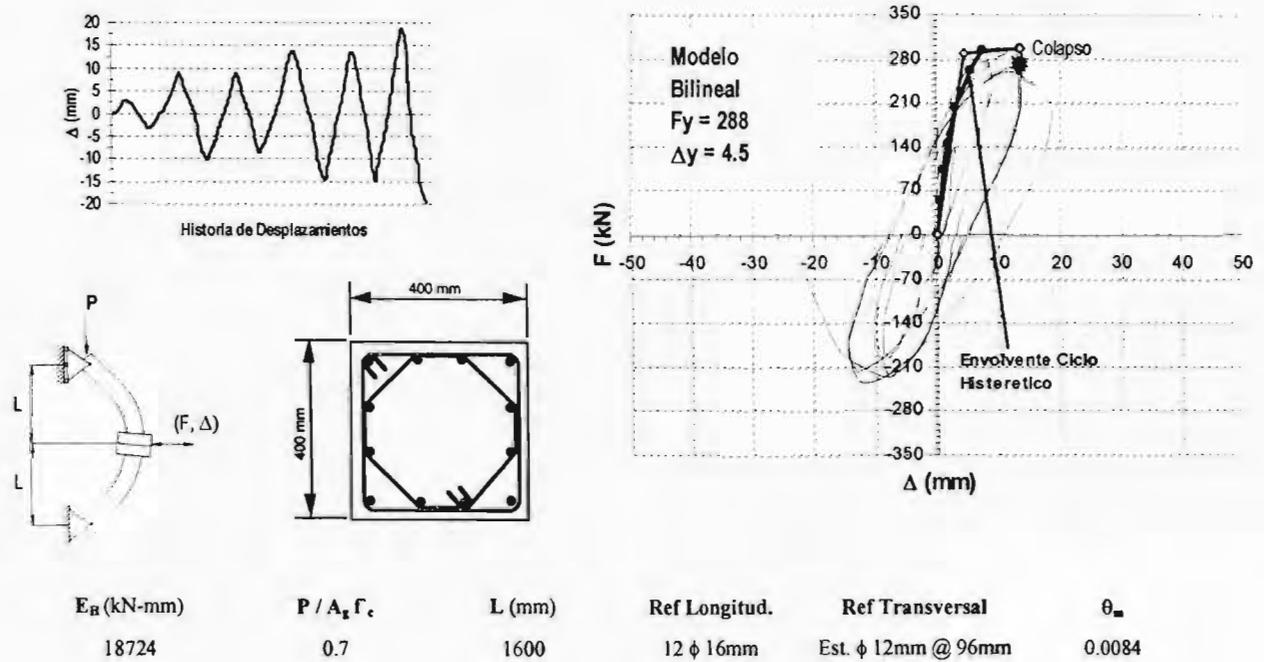


| E_B (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_u |
|---------------|---------------|----------|----------------|------------------------|------------|
| 56028 | 0.5 | 1600 | 12 ϕ 16mm | Est. ϕ 8mm @ 81mm | 0.02 |

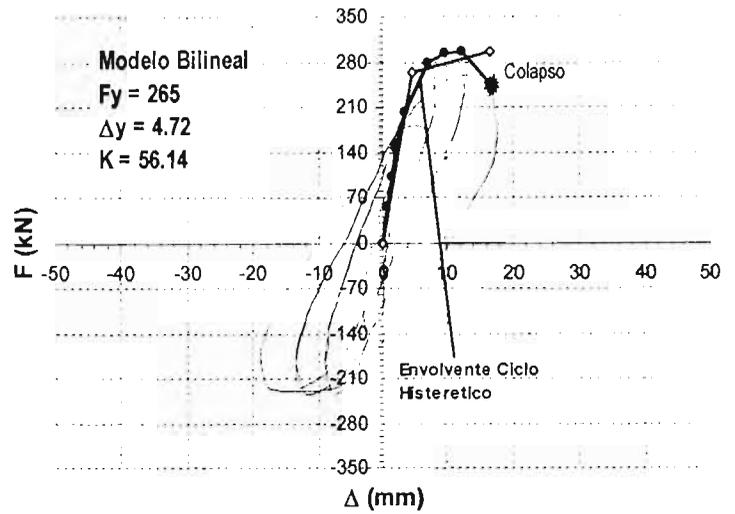
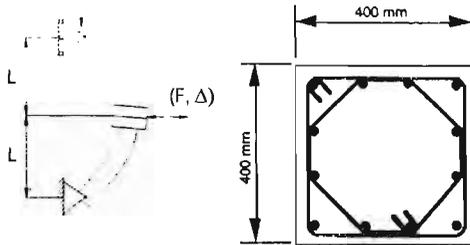
Elemento WAT89U6



Elemento WAT89U7

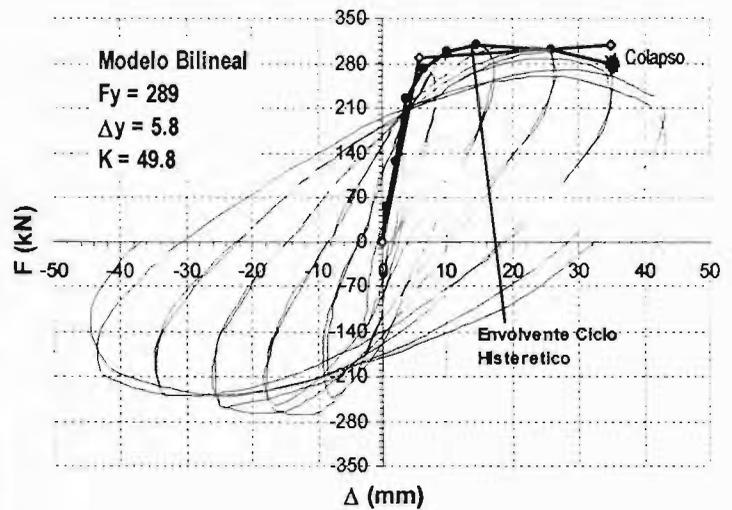
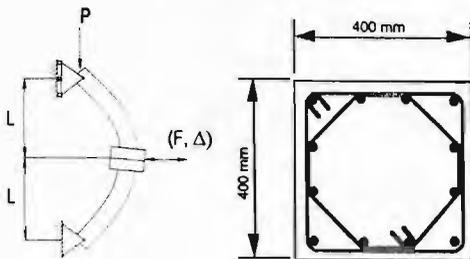


Elemento WAT89U8



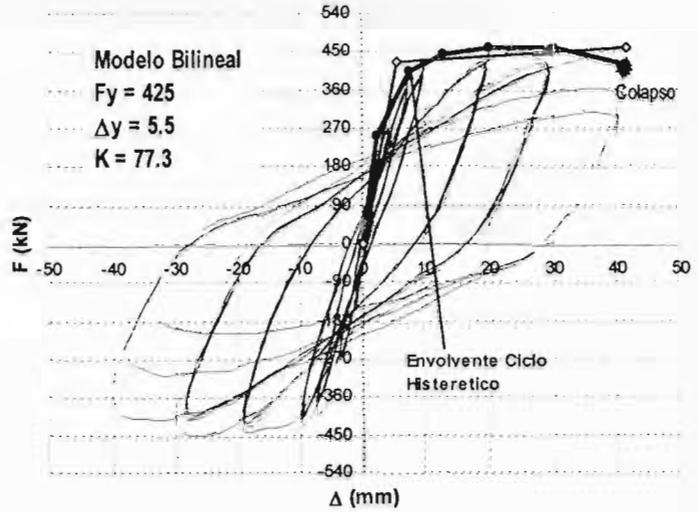
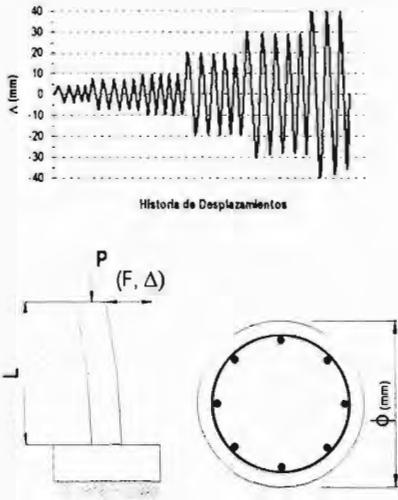
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|----------------|------------------------|------------|
| 23297 | 0.7 | 1600 | 12 ϕ 16mm | Est. ϕ 8mm @ 77mm | 0.011 |

Elemento WAT89U9



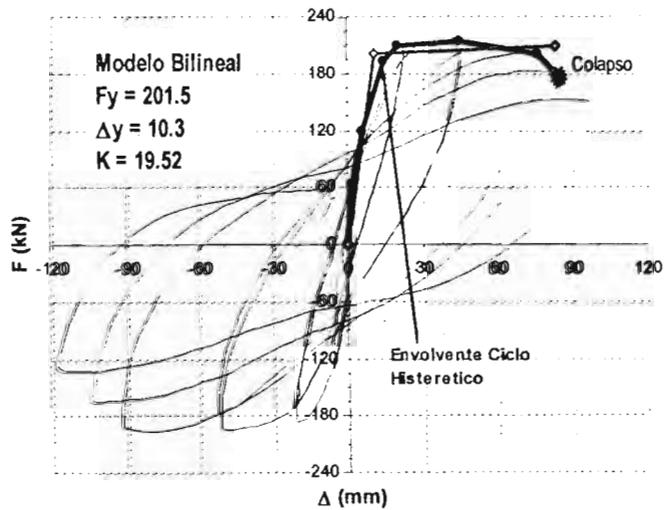
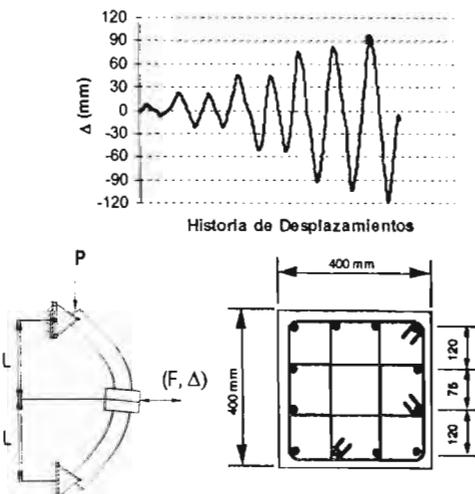
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|----------------|-------------------------|------------|
| 78508 | 0.7 | 1600 | 12 ϕ 16mm | Est. ϕ 12mm @ 52mm | 0.0218 |

Elemento WONG90U1



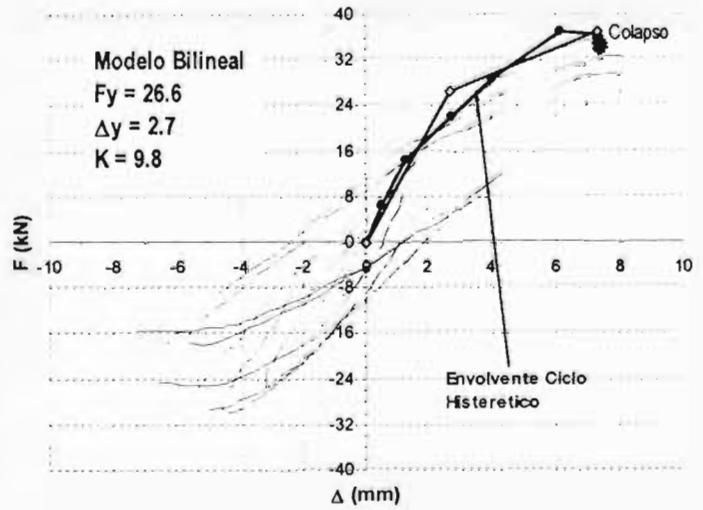
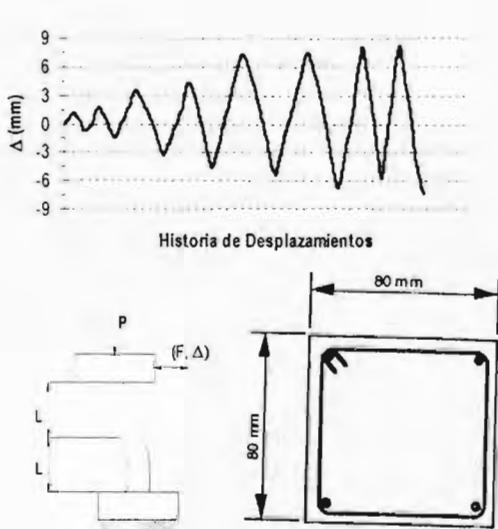
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | ϕ (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|-------------|----------------|-------------------------|------------|
| 199717 | 0.19 | 800 | 400 | 20 ϕ 16mm | Est. ϕ 10mm @ 60mm | 0.0513 |

Elemento ZAHN86U7



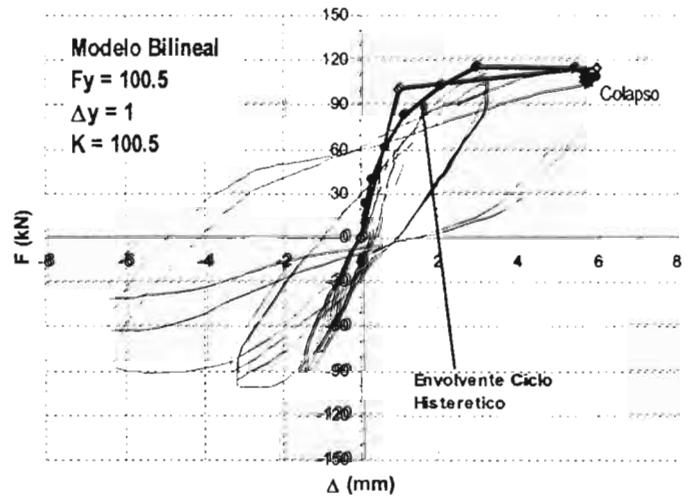
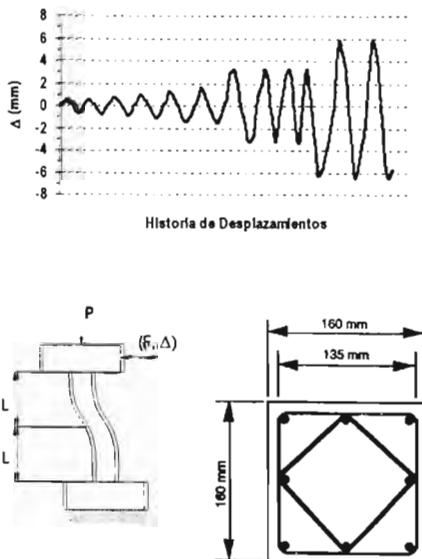
| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|----------------|--------------------------|------------|
| 83027 | 0.23 | 1600 | 12 ϕ 16mm | Est. ϕ 10mm @ 117mm | 0.0516 |

Elemento ZHO1007



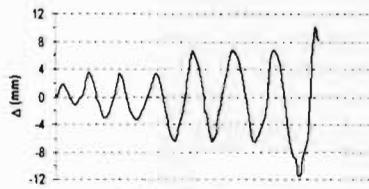
| E_H (kN-mm) | $P / A_s \Gamma_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|---------------|------------------------|------------|
| 570 | 0.7 | 80 | 4 ϕ 6mm | Est. ϕ 4mm @ 80mm | 0.093 |

Elemento ZHO12408

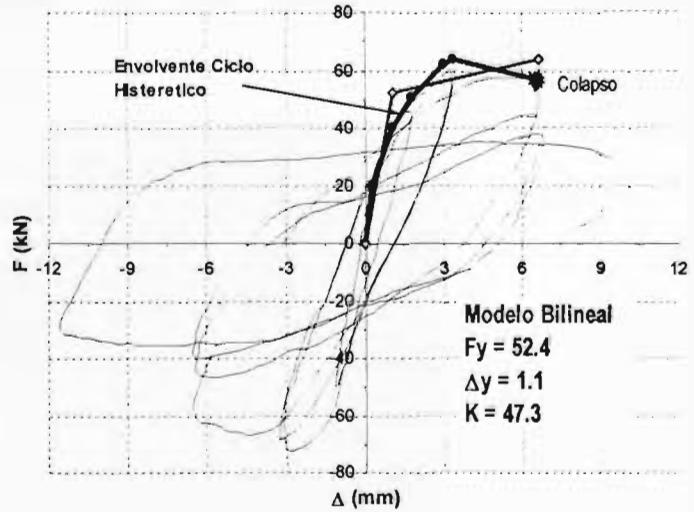
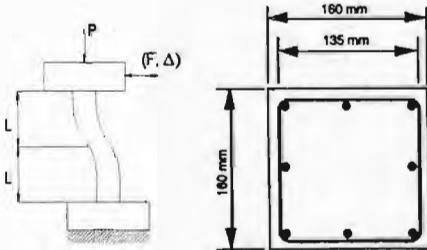


| E_H (kN-mm) | $P / A_s \Gamma_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|--------------------|--------|---------------|------------------------|------------|
| 2634 | 0.8 | 160 | 8 ϕ 10mm | Est. ϕ 5mm @ 40mm | 0.0366 |

Elemento ZHO21408



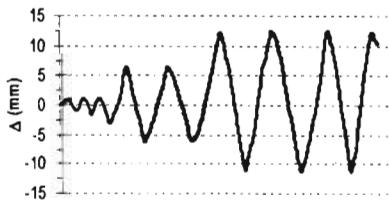
Historia de Desplazamientos



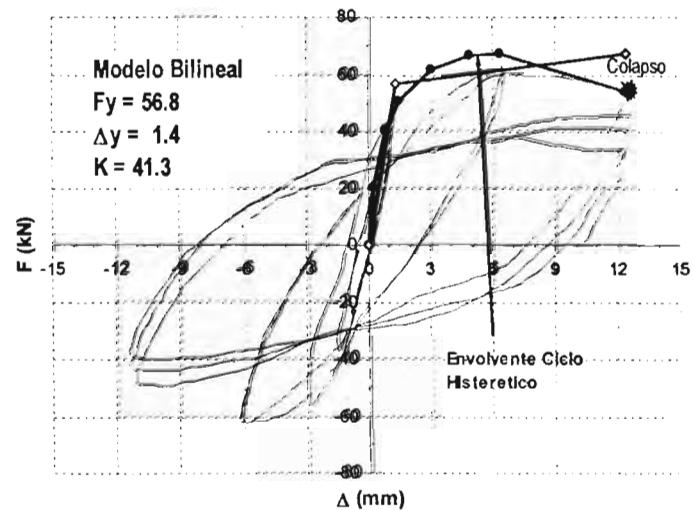
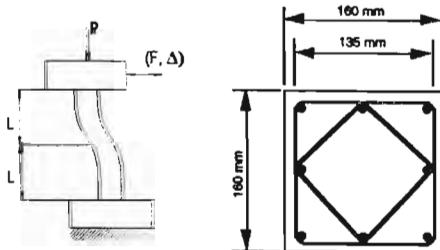
Modelo Bilineal
 $F_y = 52.4$
 $\Delta y = 1.1$
 $K = 47.3$

| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|---------------|------------------------|------------|
| 1402 | 0.8 | 320 | 8 ϕ 10mm | Est. ϕ 5mm @ 40mm | 0.0208 |

Elemento ZHO22309



Historia de Desplazamientos



Modelo Bilineal
 $F_y = 56.8$
 $\Delta y = 1.4$
 $K = 41.3$

| E_H (kN-mm) | $P / A_g f_c$ | L (mm) | Ref Longitud. | Ref Transversal | θ_m |
|---------------|---------------|--------|---------------|------------------------|------------|
| 2122 | 0.9 | 320 | 8 ϕ 10mm | Est. ϕ 5mm @ 40mm | 0.0383 |

B.2 Tabla con datos y resultados de los elementos que forman la base de datos experimental.

En esta sección del apéndice B, se muestran dos tablas: La tabla C.1 presenta algunos datos adicionales de parámetros de la base de datos experimental, como son la carga axial, P , aplicada al elemento, la ductilidad de desplazamiento, μ , la cantidad de refuerzo longitudinal, ρ_l , la cantidad de refuerzo transversal, ρ_t , el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal, f_{yt} , la resistencia a la compresión del concreto, f_c , la relación de confinamiento, $\rho_l (f_{yt}/f_c)$, la relación de aspecto M/VD , y el mecanismo de falla.

Tabla C.1 Datos Especímenes de la Base de datos

| Tipo Elto | P | μ | ρ_l | ρ_t | f_{yt} | f_c | $\rho_l (f_{yt}/f_c)$ | M/VD | Mec. |
|------------|------|-------|----------|----------|----------|-------|-----------------------|--------|-------|
| | (kN) | □ | □ | □ | Mpa | Mpa | □ | □ | Falla |
| AMCB60C | 2632 | 3 | 0.0412 | 0.0089 | 414.0 | 46.3 | 0.08 | 2.3 | F |
| ANG81U2 | 2111 | 6 | 0.0243 | 0.0153 | 280.0 | 28.5 | 0.15 | 4.0 | D |
| ANG81U3 | 1435 | 7.5 | 0.0151 | 0.0283 | 320.0 | 23.6 | 0.38 | 4.0 | D |
| ANG81U4 | 840 | 6 | 0.0151 | 0.0222 | 280.0 | 25.0 | 0.25 | 4.0 | D |
| ANG85U12 | 359 | 3 | 0.0320 | 0.0102 | 328.0 | 28.6 | 0.12 | 1.5 | F |
| ANG85U3 | 2 | 4 | 0.0320 | 0.0051 | 328.0 | 36.0 | 0.05 | 2.5 | F |
| ANG85U4 | 2 | 2 | 0.0320 | 0.0051 | 316.0 | 30.6 | 0.05 | 2.0 | F |
| ARA82102 | 429 | 7 | 0.0066 | 0.0118 | 323.0 | 20.6 | 0.19 | 3.0 | D |
| ARAK19 | 215 | 5.7 | 0.0381 | 0.0060 | 381.0 | 31.2 | 0.07 | 2.9 | D |
| ARAK9 | 215 | 5 | 0.0508 | 0.0070 | 368.0 | 30.5 | 0.08 | 2.2 | D |
| AT75N10 | 801 | 3 | 0.0167 | 0.0093 | 392.0 | 32.4 | 0.11 | 5.5 | F |
| BETTONO11 | 288 | 2.8 | 0.0244 | 0.0026 | 414.0 | 29.9 | 0.04 | 3.0 | F |
| DAV75U1 | 380 | 4 | 0.0249 | 0.0043 | 312.0 | 33.2 | 0.04 | 5.5 | D |
| GILL79S1 | 1815 | 6 | 0.0179 | 0.0150 | 297.0 | 23.1 | 0.19 | 2.2 | D |
| GILL79S4 | 4265 | 5 | 0.0179 | 0.0250 | 294.0 | 23.5 | 0.31 | 2.2 | D |
| IMAI86 | 392 | 4.2 | 0.0209 | 0.0036 | 336.0 | 27.1 | 0.04 | 3.3 | F |
| J3WS21BS | 322 | 5 | 0.0091 | 0.0393 | 334.0 | 26.5 | 0.50 | 2.0 | F |
| KANSTC1 | 184 | 8 | 0.0142 | 0.0038 | 506.0 | 27.9 | 0.07 | 5.0 | D |
| KOWALSKIU1 | 231 | 4 | 0.0207 | 0.0093 | 414.0 | 34.2 | 0.11 | 5.3 | D |
| KOWALSKIU2 | 231 | 7 | 0.0207 | 0.0093 | 414.0 | 34.2 | 0.11 | 5.3 | D |
| KUN97A10 | 220 | 7 | 0.0200 | 0.0094 | 434 | 27 | 0.15 | 4.6 | D |
| KUN97A11 | 220 | 5 | 0.0200 | 0.0094 | 434 | 27 | 0.15 | 4.6 | D |
| KUN97A12 | 220 | 5 | 0.0200 | 0.0094 | 434 | 27 | 0.15 | 4.6 | D |
| KUN97A7 | 222 | 6 | 0.0200 | 0.0094 | 434 | 32.8 | 0.12 | 4.6 | D |
| KUN97A8 | 222 | 6 | 0.0200 | 0.0094 | 434 | 32.8 | 0.12 | 4.6 | D |
| KUN97A9 | 222 | 7 | 0.0200 | 0.0094 | 434 | 32.5 | 0.13 | 4.6 | D |
| LEH1015 | 877 | 6 | 0.0150 | 0.0070 | 497.0 | 34.0 | 0.10 | 10.0 | D |
| LEH407 | 877 | 9 | 0.0075 | 0.0070 | 497.0 | 30 | 0.12 | 4.0 | D |
| LEH415 | 877 | 8 | 0.0150 | 0.0070 | 497.0 | 30.0 | 0.12 | 4.0 | D |
| LEH430 | 877 | 6 | 0.0150 | 0.0070 | 497.0 | 32 | 0.11 | 4.0 | D |
| LEH815 | 877 | 6 | 0.0150 | 0.0070 | 497.0 | 34.0 | 0.10 | 8.0 | D |

Tabla C.2 Resultados para calculo del Índice de daño

| Tipo Elto | N_e | γ | α |
|------------|-------|----------|----------|
| AMCB60C | 0.94 | 0.97 | 0.0088 |
| ANG81U2 | 0.87 | 0.93 | 0.0219 |
| ANG81U3 | 0.83 | 0.91 | 0.0290 |
| ANG81U4 | 1.10 | 1.05 | 0.0383 |
| ANG85U12 | 1.66 | 1.29 | 0.0388 |
| ANG85U3 | 2.00 | 1.41 | 0.0569 |
| ANG85U4 | 1.65 | 1.28 | 0.0289 |
| ARA82102 | 0.73 | 0.85 | 0.0290 |
| ARAK19 | 0.58 | 0.76 | 0.0165 |
| ARAK9 | 0.41 | 0.64 | 0.0126 |
| AT75N10 | 2.26 | 1.50 | 0.0344 |
| BETTONO11 | 0.59 | 0.77 | 0.0107 |
| DAV75U1 | 1.50 | 1.22 | 0.0270 |
| GILL79S1 | 0.70 | 0.84 | 0.0236 |
| GILL79S4 | 1.14 | 1.07 | 0.0138 |
| IMAI86 | 0.28 | 0.53 | 0.0057 |
| J3WS21BS | 1.28 | 1.13 | 0.0352 |
| KANSTC1 | 1.33 | 1.15 | 0.0534 |
| KOWALSKIU1 | 2.79 | 1.67 | 0.0961 |
| KOWALSKIU2 | 0.92 | 0.96 | 0.1171 |
| KUN97A10 | 1.46 | 1.21 | 0.0797 |
| KUN97A11 | 1.75 | 1.32 | 0.0675 |
| KUN97A12 | 3.25 | 1.80 | 0.07082 |
| KUN97A7 | 1.31 | 1.15 | 0.0676 |
| KUN97A8 | 1.72 | 1.31 | 0.0745 |
| KUN97A9 | 1.41 | 1.19 | 0.0783 |
| LEH1015 | 1.17 | 1.08 | 0.1103 |
| LEH407 | 0.86 | 0.93 | 0.04823 |
| LEH415 | 0.96 | 0.98 | 0.0717 |
| LEH430 | 1.25 | 1.12 | 0.08169 |
| LEH815 | 1.19 | 1.09 | 0.0995 |

| | | | | | | | | | |
|----------|------|------|--------|--------|-------|-------|------|-----|---|
| MUG89AH1 | 1371 | 13.5 | 0.0381 | 0.0161 | 792.3 | 85.7 | 0.15 | 2.5 | D |
| MUG89AH2 | 2156 | 11 | 0.0381 | 0.0161 | 792.3 | 85.7 | 0.15 | 2.5 | D |
| MUG89BH1 | 1176 | 12 | 0.0381 | 0.0161 | 729.3 | 115.8 | 0.10 | 2.5 | D |
| MUG89BL2 | 1959 | 4 | 0.0381 | 0.0161 | 328.4 | 115.8 | 0.05 | 2.5 | F |
| NAG1063 | 147 | 5.5 | 0.0133 | 0.0081 | 344.0 | 21.6 | 0.13 | 3.0 | F |
| NAG1932 | 294 | 5.5 | 0.0133 | 0.0139 | 344.0 | 21.0 | 0.23 | 3.0 | F |
| OHNO84L1 | 157 | 8 | 0.0142 | 0.0032 | 325.0 | 24.8 | 0.04 | 4.0 | D |
| OHNO84L3 | 157 | 11 | 0.0142 | 0.0032 | 325.0 | 24.8 | 0.04 | 4.0 | D |
| ONOO25C | 265 | 7 | 0.0236 | 0.0091 | 426.0 | 25.8 | 0.15 | 3.0 | D |
| ONOO60C | 636 | 3 | 0.0236 | 0.0091 | 426.0 | 25.8 | 0.15 | 3.0 | F |
| POT79N3 | 4300 | 4.5 | 0.0243 | 0.0112 | 300.0 | 26.6 | 0.13 | 2.0 | D |
| S1RP | 840 | 6 | 0.0205 | 0.0013 | 350.0 | 29.5 | 0.02 | 4.6 | F |
| SAATU6 | 600 | 8 | 0.0327 | 0.0195 | 425.0 | 37.3 | 0.22 | 2.9 | D |
| SAK90B1 | 2176 | 5 | 0.0255 | 0.0050 | 774.0 | 99.5 | 0.04 | 2.0 | D |
| SOES86U1 | 744 | 12 | 0.0151 | 0.0086 | 364.0 | 46.5 | 0.07 | 4.0 | D |
| SOES86U2 | 2112 | 8 | 0.0151 | 0.0122 | 360.0 | 44.0 | 0.10 | 4.0 | D |
| SOES86U3 | 2112 | 8 | 0.0151 | 0.0080 | 354.0 | 44.0 | 0.06 | 4.0 | D |
| SOES86U4 | 1920 | 6 | 0.0151 | 0.0057 | 255.0 | 40.0 | 0.04 | 4.0 | D |
| SS1RP | 995 | 12 | 0.0136 | 0.0013 | 350.0 | 29.5 | 0.02 | 3.0 | D |
| TANA90U1 | 819 | 6 | 0.0157 | 0.0255 | 333.0 | 25.6 | 0.33 | 4.0 | D |
| TANA90U2 | 819 | 9 | 0.0157 | 0.0255 | 333.0 | 25.6 | 0.33 | 4.0 | D |
| TANA90U3 | 819 | 9 | 0.0157 | 0.0255 | 333.0 | 25.6 | 0.33 | 4.0 | D |
| TANA90U4 | 819 | 13 | 0.0157 | 0.0255 | 333.0 | 25.6 | 0.33 | 4.0 | D |
| TANA90U5 | 968 | 6 | 0.0125 | 0.0170 | 325.0 | 32.0 | 0.17 | 3.0 | D |
| TANA90U6 | 968 | 8 | 0.0125 | 0.0170 | 325.0 | 32.0 | 0.17 | 3.0 | D |
| TANA90U7 | 2913 | 10 | 0.0125 | 0.0208 | 325.0 | 32.1 | 0.21 | 3.0 | D |
| TANA90U8 | 2913 | 8 | 0.0125 | 0.0208 | 325.0 | 32.1 | 0.21 | 2.9 | D |
| TANA90U9 | 646 | 8 | 0.0188 | 0.0217 | 305.0 | 26.9 | 0.25 | 3.0 | D |
| TP001 | 157 | 5 | 0.0158 | 0.0057 | 368.0 | 35.9 | 0.06 | 3.1 | F |
| TP002 | 157 | 5 | 0.0158 | 0.0057 | 368.0 | 35.7 | 0.06 | 3.1 | F |
| TP003 | 157 | 8 | 0.0158 | 0.0057 | 368.0 | 34.3 | 0.06 | 3.1 | F |
| TP004 | 157 | 12 | 0.0158 | 0.0057 | 368.0 | 33.2 | 0.06 | 3.1 | F |
| TP005 | 157 | 10 | 0.0158 | 0.0057 | 368.0 | 36.8 | 0.06 | 3.1 | F |
| TP006 | 157 | 10 | 0.0158 | 0.0057 | 368.0 | 35.9 | 0.06 | 3.1 | F |
| WAT89U10 | 2652 | 6 | 0.0180 | 0.0063 | 372.0 | 40.0 | 0.06 | 4.0 | F |
| WAT89U5 | 3280 | 6 | 0.0151 | 0.0060 | 372.0 | 41.0 | 0.05 | 4.0 | F |
| WAT89U6 | 3200 | 5 | 0.0151 | 0.0032 | 388.0 | 40.0 | 0.03 | 4.0 | F |
| WAT89U7 | 4704 | 3 | 0.0151 | 0.0126 | 308.0 | 42.0 | 0.09 | 4.0 | F |
| WAT89U8 | 4368 | 3.5 | 0.0151 | 0.0070 | 372.0 | 39.0 | 0.07 | 4.0 | F |
| WAT89U9 | 4480 | 6 | 0.0151 | 0.0233 | 308.0 | 40.0 | 0.18 | 4.0 | D |
| WONG90U1 | 907 | 7.5 | 0.0320 | 0.0145 | 300.0 | 38.0 | 0.11 | 2.0 | D |
| ZAHN86U7 | 1010 | 8 | 0.0151 | 0.0156 | 466.0 | 28.3 | 0.26 | 4.0 | D |
| ZHO1007 | 152 | 3 | 0.0177 | 0.0052 | 341.0 | 34.0 | 0.05 | 2.0 | F |
| ZHO1248 | 406 | 6 | 0.0245 | 0.0175 | 559.0 | 19.8 | 0.49 | 2.0 | D |
| ZHO21408 | 432 | 6 | 0.0245 | 0.0150 | 559.0 | 21.1 | 0.40 | 4.0 | F |
| ZHO22309 | 486 | 9 | 0.0245 | 0.0175 | 559.0 | 21.1 | 0.46 | 4.0 | D |

| | | | |
|----------|-------|------|---------|
| MUG89AH1 | 0.51 | 0.72 | 0.0587 |
| MUG89AH2 | 0.88 | 0.94 | 0.0422 |
| MUG89BH1 | 0.58 | 0.76 | 0.0489 |
| MUG89BL2 | 0.55 | 0.74 | 0.0151 |
| NAG1063 | 0.57 | 0.75 | 0.0116 |
| NAG1932 | 0.61 | 0.78 | 0.0122 |
| OHNO84L1 | 0.43 | 0.66 | 0.0332 |
| OHNO84L3 | 1.53 | 1.24 | 0.0557 |
| ONOO25C | 0.67 | 0.82 | 0.0207 |
| ONOO60C | 1.62 | 1.27 | 0.0130 |
| POT79N3 | 1.33 | 1.15 | 0.0138 |
| S1RP | 0.51 | 0.71 | 0.0132 |
| SAATU6 | 1.70 | 1.30 | 0.1161 |
| SAK90B1 | 0.80 | 0.90 | 0.0184 |
| SOES86U1 | 0.66 | 0.81 | 0.0498 |
| SOES86U2 | 0.48 | 0.69 | 0.0217 |
| SOES86U3 | 0.50 | 0.71 | 0.0200 |
| SOES86U4 | 0.88 | 0.94 | 0.0207 |
| SS1RP | 0.88 | 0.94 | 0.0250 |
| TANA90U1 | 0.93 | 0.96 | 0.0386 |
| TANA90U2 | 0.64 | 0.80 | 0.0322 |
| TANA90U3 | 0.62 | 0.79 | 0.0276 |
| TANA90U4 | 0.51 | 0.72 | 0.0349 |
| TANA90U5 | 0.87 | 0.93 | 0.0366 |
| TANA90U6 | 0.66 | 0.82 | 0.0444 |
| TANA90U7 | 0.61 | 0.78 | 0.0392 |
| TANA90U8 | 0.65 | 0.81 | 0.0286 |
| TANA90U9 | 0.98 | 0.99 | 0.0469 |
| TP001 | 2.76 | 1.66 | 0.0426 |
| TP002 | 1.14 | 1.07 | 0.0469 |
| TP003 | 0.509 | 0.71 | 0.0411 |
| TP004 | 0.086 | 0.29 | 0.0683 |
| TP005 | 0.506 | 0.71 | 0.0515 |
| TP006 | 0.379 | 0.62 | 0.0767 |
| WAT89U10 | 1.31 | 1.14 | 0.0230 |
| WAT89U5 | 1.13 | 1.06 | 0.0213 |
| WAT89U6 | 0.97 | 0.98 | 0.0154 |
| WAT89U7 | 1.61 | 1.27 | 0.0106 |
| WAT89U8 | 1.32 | 1.15 | 0.0127 |
| WAT89U9 | 1.30 | 1.14 | 0.0248 |
| WONG90U1 | 1.53 | 1.24 | 0.0636 |
| ZAHN86U7 | 0.62 | 0.79 | 0.0408 |
| ZHO1007 | 1.05 | 1.03 | 0.0954 |
| ZHO1248 | 0.76 | 0.87 | 0.0318 |
| ZHO21408 | 0.67 | 0.82 | 0.01702 |
| ZHO22309 | 0.34 | 0.58 | 0.02239 |

B.3 Elementos con descripción de daño intermedio

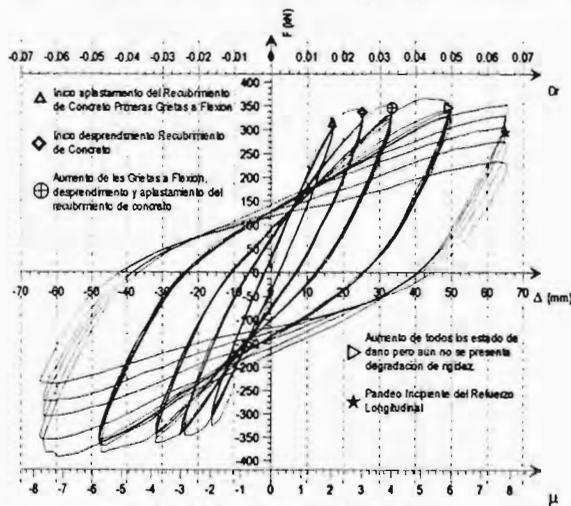


Fig. 4.1 Elemento ANG85U9

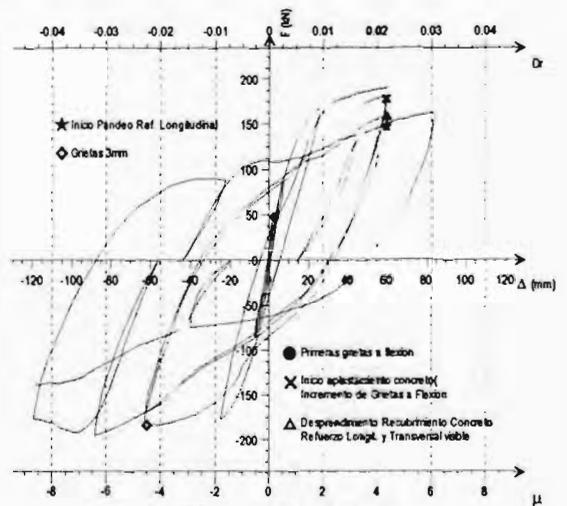


Fig. 4.2 Elemento DAV75U1

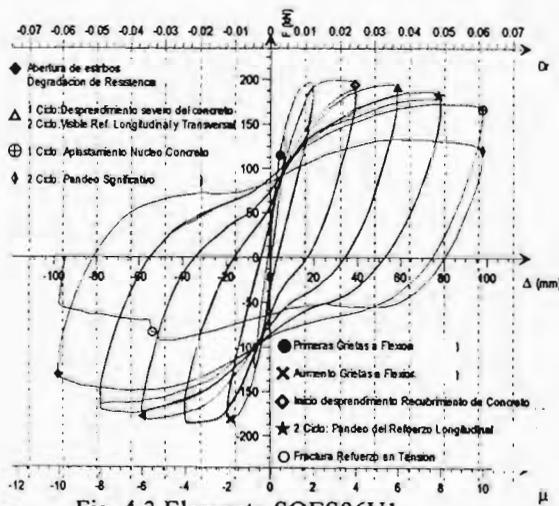


Fig. 4.3 Elemento SOES86U1

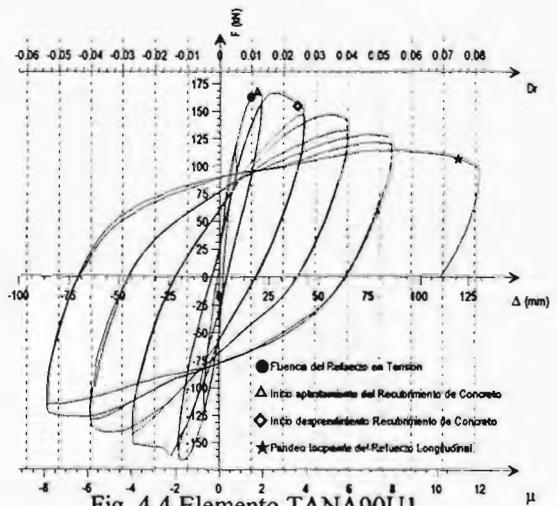


Fig. 4.4 Elemento TANA90U1

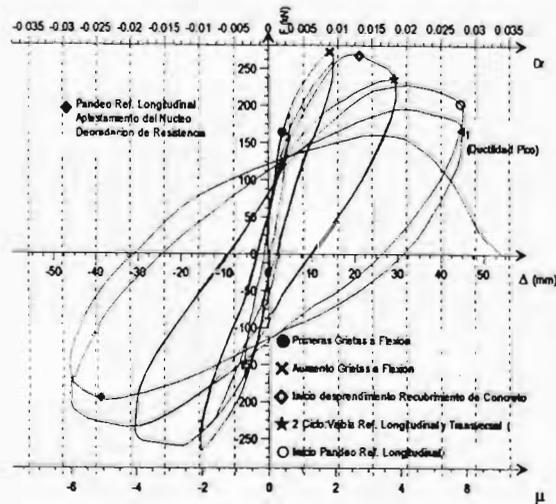


Fig. 4.3 Elemento SOES86U3

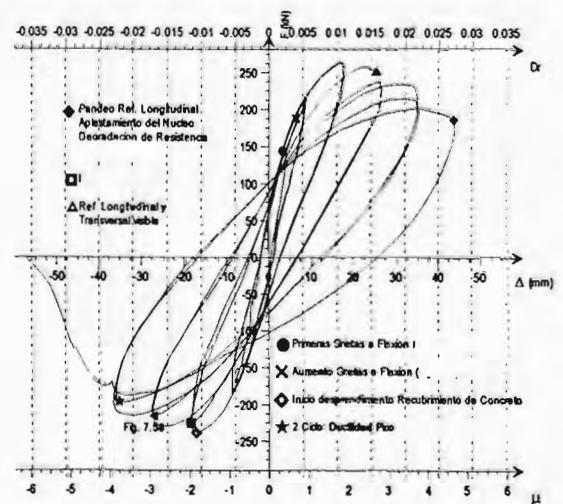


Fig. 4.4 Elemento SOES86U4

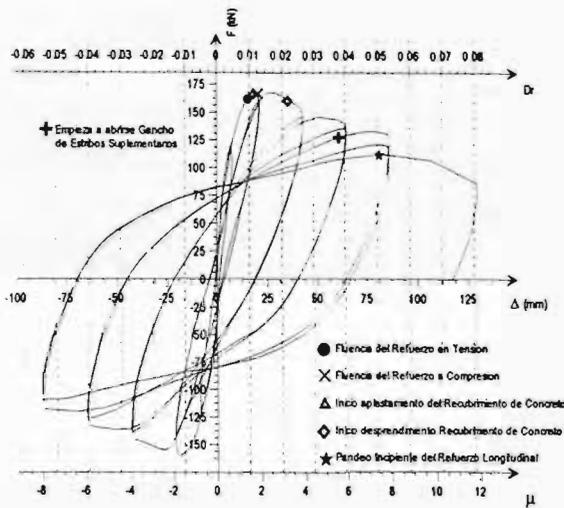


Fig. 4.5 Elemento TANA90U2

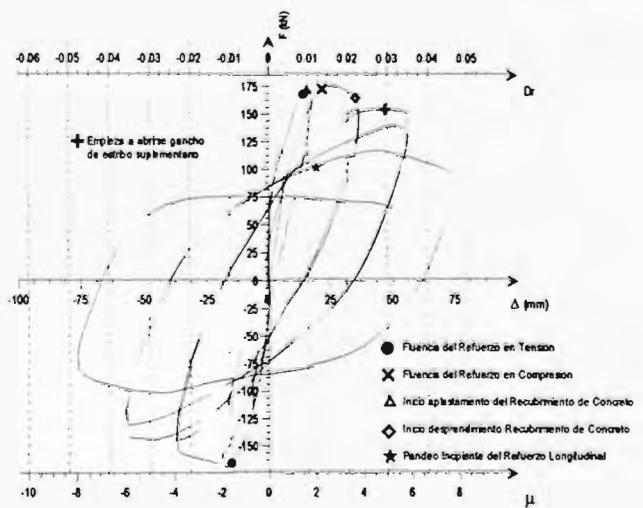


Fig. 4.6 Elemento TANA90U3

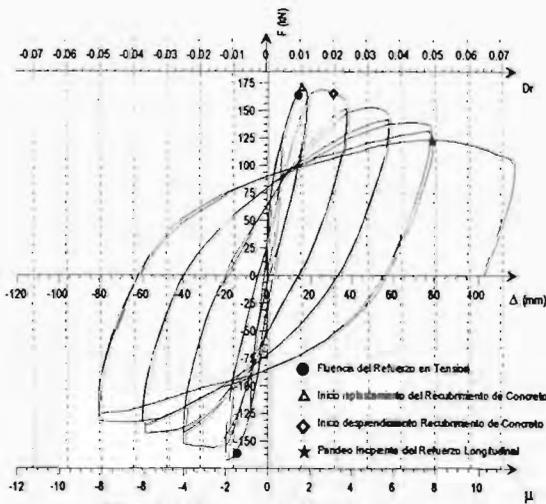


Fig. 4.7 Elemento TANA90U4

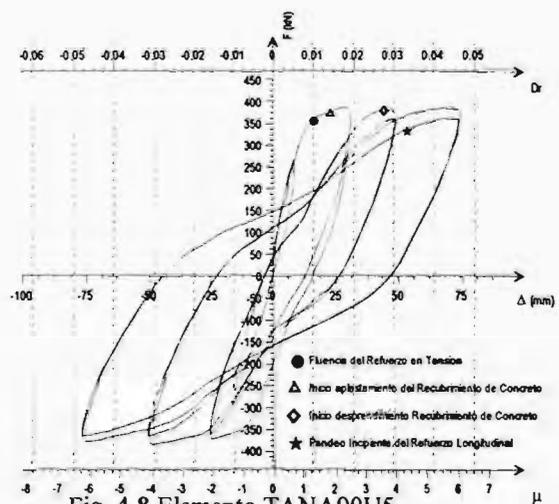


Fig. 4.8 Elemento TANA90U5

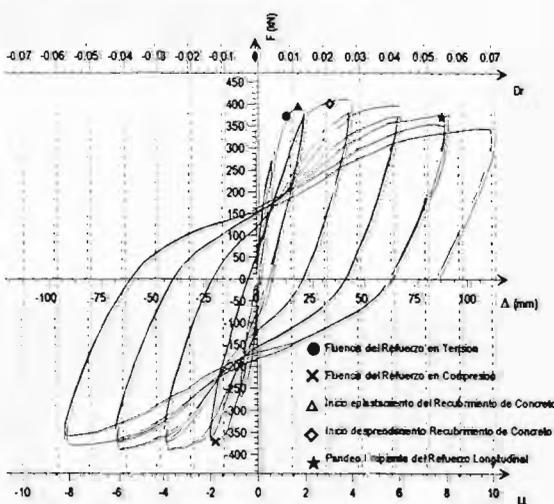


Fig. 4.9 Elemento TANA90U6

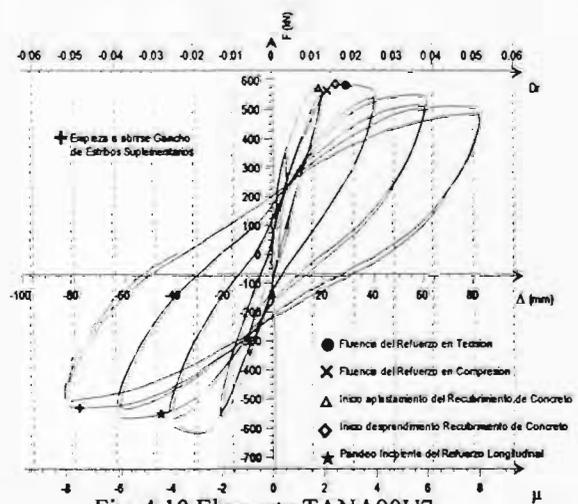


Fig. 4.10 Elemento TANA90U7

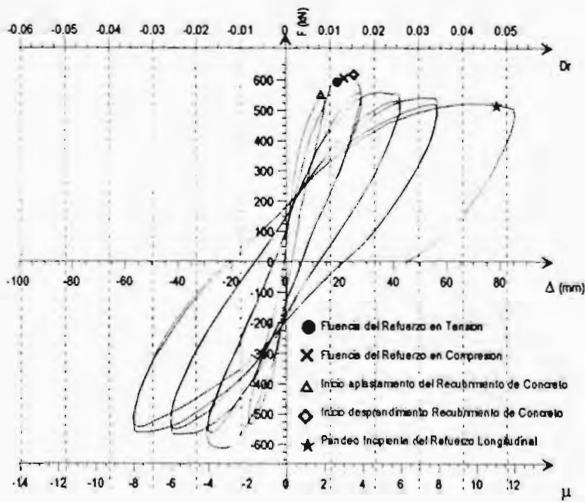


Fig. 4.11 Elemento TANA90U8

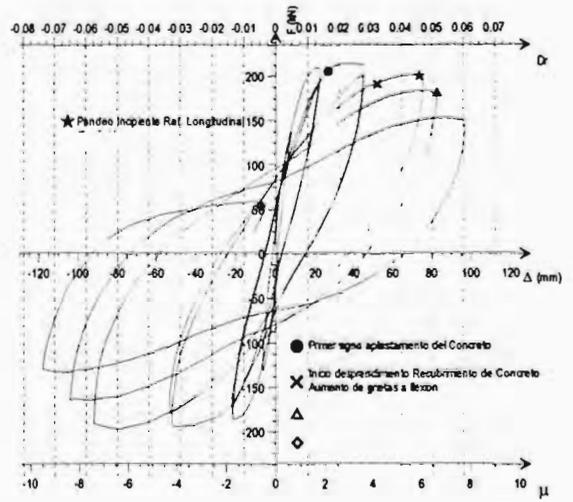


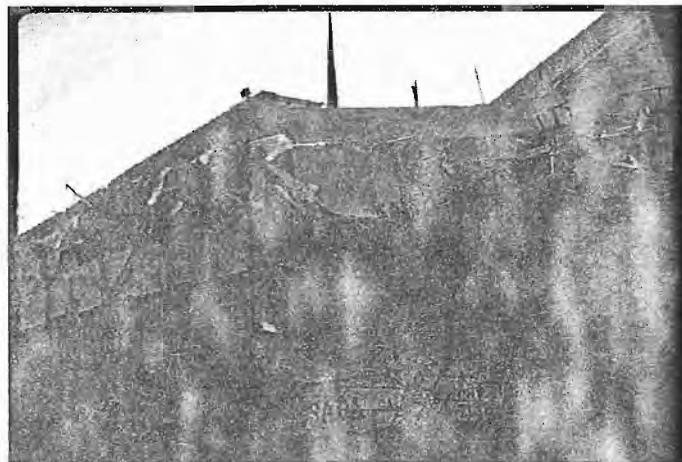
Fig. 4.12 Elemento ZAHN86U7

**APÉNDICE C REGISTRO FOTOGRÁFICO DE DAÑOS OBSERVADOS EN
LOS SISMOS CORRESPONDIENTES A LOS 4 REGISTROS SISMICOS
ANALIZADOS**

Terremoto de México, 19 de septiembre de 1985

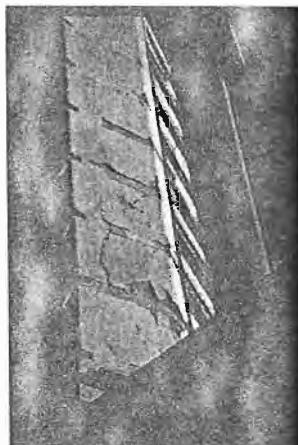


(a)

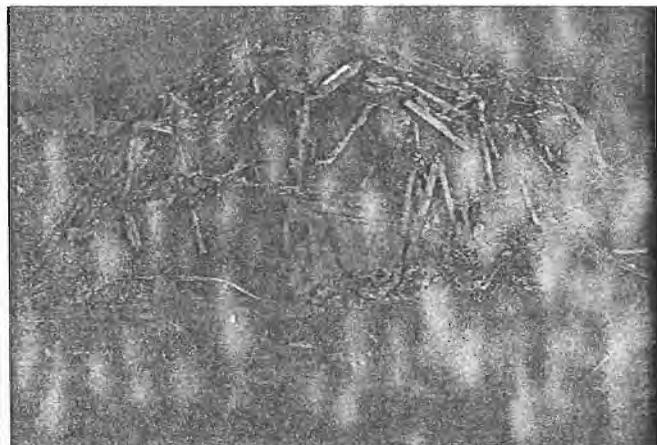


(b)

Foto M1 (a) Edificio de 10 Niveles que fue clasificado como daño severo, (b) edificio de poca altura que llego al colapso.



(a)



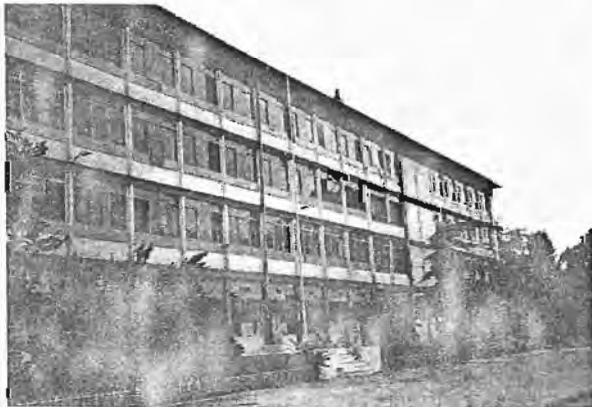
(b)

Foto M2 (a) Edificio de mas de 8 niveles clasificado como daño severo, (b) Edificio de poca altura que llego al colapso.

Terremoto Turquía 1999 (Duzce)



Foto D1. Vista de una de las calles principales de Duzce después del sismo del 12 de Noviembre de 1999 (Sucuoğlu, 2000).



(a) Estado del edificio después del sismo del 17/08/1999.



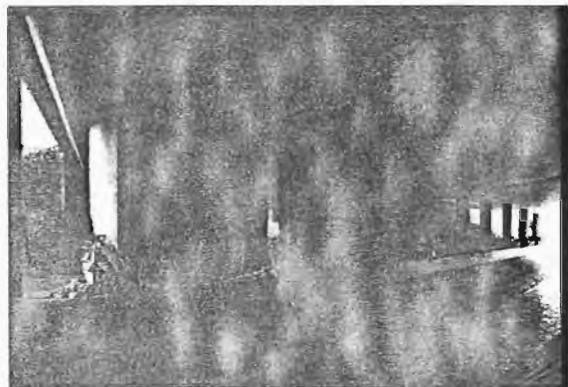
(b) Estado del mismo edificio después del sismo del 12/11/1999

Foto D2. Estados de daño de un edificio de escuela de la ciudad de Duzce (Sucuoğlu, 2000).

Terremoto de Northridge, 17 de enero de 1994.

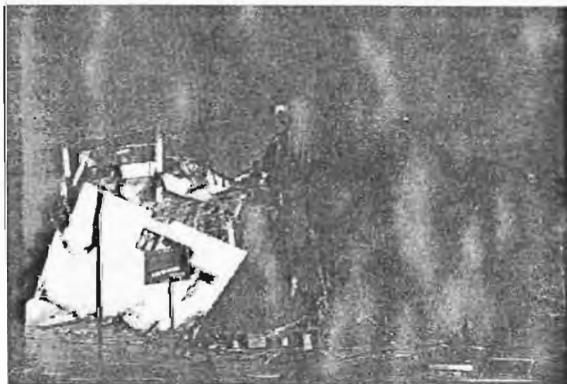


(a)

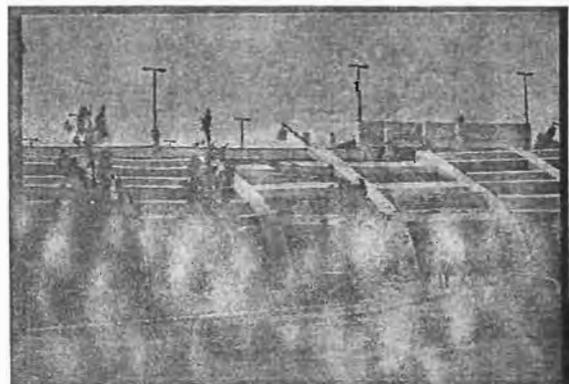


(b)

Foto N1. (a) Edificio de departamentos de dos niveles que llegó al colapso. (b) Pandeo de las columnas del puente Bull Creek.



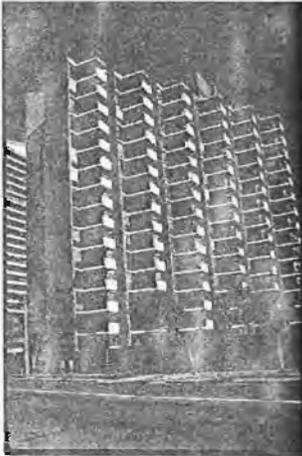
(a)



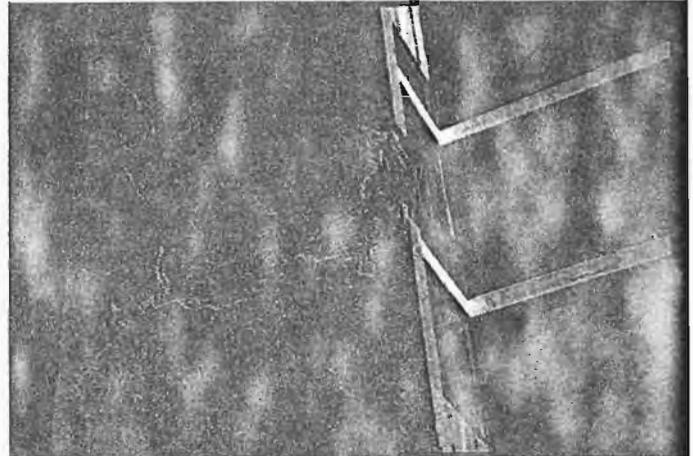
(b)

Foto N2. (a) Edificio de oficinas Kaiser que llegó al colapso. (b) Cal State Northridge Parking, edificio que llegó al colapso.

Terremoto Chile, 3 de marzo de 1985 (Viña del Mar)



(a)

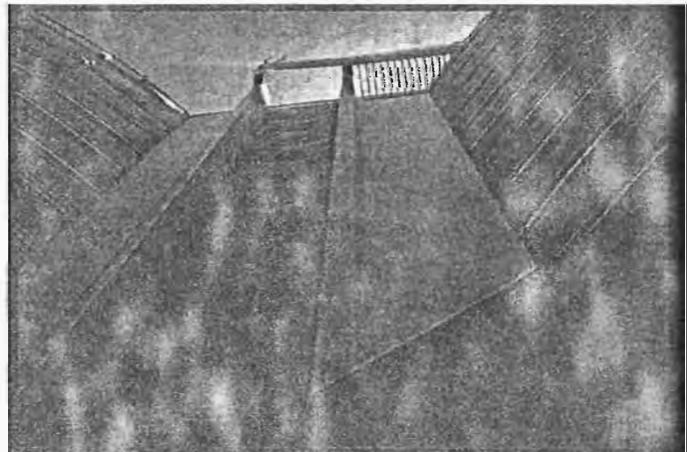


(b)

Foto V1. (a) Edificio Acapulco que presentó daño severo, (b) Falla de uno de los muros de cortante del edificio Acapulco



(a)



(b)

Foto V2. (a) Muro de cortante que falló en el Edificio Hanga Roa, (b) Vista Frontal del Edificio Hanga Roa.

APÉNDICE D CALCULO DEL DAÑO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CADA UNO DE LOS EDIFICIOS ANALIZADOS EN EL CAPITULO 6.

D.1 Cálculo del índice de daño del edificio SCT, como la sumatoria del daño de cada elemento estructural afectado por el peso promedio de la energía disipada por él mismo.

Para calcular el índice de daño como la sumatoria del daño de cada elemento estructural afectado por el peso promedio de la energía disipada por él mismo, se debe obtener primero el valor del índice, I_d , de cada elemento, y su respectiva energía histerética. Los valores de los parámetros necesarios para realizar estos cálculos se pueden ver en la tabla E.1 y E.2.

Tabla E.1 Datos de elementos estructurales

| Elemento | Tipo Elto | ω | H | θ_c | EI | K | M |
|-----------|-----------|----------|------|------------|-------|-------|-------|
| C1 50x90 | 1 | 31.48 | 2.85 | 0.0247 | 62200 | 21825 | 22.02 |
| C2 50x90 | 2 | 50.76 | 2.85 | 0.0469 | 62700 | 22000 | 8.54 |
| C3 50x60 | 3 | 27.36 | 2.85 | 0.0505 | 18200 | 6386 | 8.53 |
| C1A 50x80 | 4 | 27.37 | 2.85 | 0.0241 | 43500 | 15263 | 20.38 |
| C2A 50x70 | 5 | 24.17 | 2.85 | 0.0373 | 28500 | 10000 | 17.12 |
| V1 40x90 | 6 | 18.29 | 8 | 0.0522 | 23570 | 2946 | 8.81 |
| V1 40x90 | 7 | 18.29 | 8 | 0.0522 | 23570 | 2946 | 8.81 |

$$\sum E_{Hi} I_{di} = 448.1$$

$$I_d = \frac{\sum E_{Hi} I_{di}}{\sum E_{Hi}} = 0.70$$

$$\sum E_{Hi} = 636.17$$

Tabla E.2 Calculo del indice de daño de cada elemento estructural

| Nº Elto | Tipo Elto | E_{Hi} | ω | H | θ_c | I_{di} | $I_{di} E_{Hi}$ | $I_{di} E_{Hi} / \sum E_{Hi}$ |
|---------|-----------|----------|----------|------|------------|----------|-----------------|-------------------------------|
| 1 | 2 | 26.3000 | 50.76 | 4 | 0.047 | 0.29 | 7.63 | 0.012 |
| 2 | 2 | 0.0545 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| 3 | 2 | 0.2910 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.01 | 0.00 | 0.000 |
| 4 | 2 | 0.0333 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| 5 | 2 | 2.1700 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.05 | 0.10 | 0.000 |
| 6 | 2 | 0.6790 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.01 | 0.01 | 0.000 |
| 7 | 2 | 1.1400 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.02 | 0.03 | 0.000 |
| 8 | 2 | 0.0068 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| 9 | 2 | 0.0030 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| 10 | 2 | 0.0007 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| 11 | 1 | 21.2400 | 31.48 | 4 | 0.025 | 2.19 | 46.59 | 0.073 |

| | | | | | | | | |
|----|---|---------|-------|------|-------|------|-------|-------|
| 12 | 1 | 0.2830 | 31.48 | 2.85 | 0.025 | 0.06 | 0.02 | 0.000 |
| 13 | 4 | 0.7300 | 27.37 | 2.85 | 0.024 | 0.21 | 0.15 | 0.000 |
| 14 | 4 | 1.2600 | 27.37 | 2.85 | 0.024 | 0.36 | 0.45 | 0.001 |
| 15 | 5 | 6.7800 | 24.17 | 2.85 | 0.037 | 1.03 | 6.96 | 0.011 |
| 16 | 5 | 5.6800 | 24.17 | 2.85 | 0.037 | 0.86 | 4.89 | 0.008 |
| 17 | 3 | 2.4200 | 27.36 | 2.85 | 0.051 | 0.16 | 0.38 | 0.001 |
| 18 | 3 | 0.3900 | 27.36 | 2.85 | 0.051 | 0.03 | 0.01 | 0.000 |
| 19 | 3 | 0.0208 | 27.36 | 2.85 | 0.051 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| 20 | 3 | 0.0053 | 27.36 | 2.85 | 0.051 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| 21 | 1 | 28.5400 | 31.48 | 4 | 0.025 | 2.95 | 84.12 | 0.132 |
| 22 | 1 | 0.2570 | 31.48 | 2.85 | 0.025 | 0.05 | 0.01 | 0.000 |
| 23 | 4 | 0.6950 | 27.37 | 2.85 | 0.024 | 0.20 | 0.14 | 0.000 |
| 24 | 4 | 1.2900 | 27.37 | 2.85 | 0.024 | 0.37 | 0.47 | 0.001 |
| 25 | 5 | 7.1000 | 24.17 | 2.85 | 0.037 | 1.08 | 7.64 | 0.012 |
| 26 | 5 | 5.6800 | 24.17 | 2.85 | 0.037 | 0.86 | 4.89 | 0.008 |
| 27 | 3 | 2.3900 | 27.36 | 2.85 | 0.051 | 0.15 | 0.37 | 0.001 |
| 28 | 3 | 0.3930 | 27.36 | 2.85 | 0.051 | 0.03 | 0.01 | 0.000 |
| 29 | 3 | 0.0211 | 27.36 | 2.85 | 0.051 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| 30 | 3 | 0.0053 | 27.36 | 2.85 | 0.051 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| 31 | 1 | 28.8600 | 31.48 | 4 | 0.025 | 2.98 | 86.02 | 0.135 |
| 32 | 1 | 0.2110 | 31.48 | 2.85 | 0.025 | 0.04 | 0.01 | 0.000 |
| 33 | 4 | 0.5910 | 27.37 | 2.85 | 0.024 | 0.17 | 0.10 | 0.000 |
| 34 | 4 | 1.1300 | 27.37 | 2.85 | 0.024 | 0.32 | 0.36 | 0.001 |
| 35 | 5 | 7.2700 | 24.17 | 2.85 | 0.037 | 1.10 | 8.01 | 0.013 |
| 36 | 5 | 5.9700 | 24.17 | 2.85 | 0.037 | 0.90 | 5.40 | 0.008 |
| 37 | 3 | 2.6200 | 27.36 | 2.85 | 0.051 | 0.17 | 0.44 | 0.001 |
| 38 | 3 | 0.4520 | 27.36 | 2.85 | 0.051 | 0.03 | 0.01 | 0.000 |
| 39 | 3 | 0.0175 | 27.36 | 2.85 | 0.051 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| 40 | 3 | 0.0044 | 27.36 | 2.85 | 0.051 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| 41 | 2 | 30.4000 | 50.76 | 4 | 0.047 | 0.34 | 10.19 | 0.016 |
| 42 | 2 | 1.4400 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.03 | 0.05 | 0.000 |
| 43 | 2 | 1.2800 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.03 | 0.04 | 0.000 |
| 44 | 2 | 0.1630 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| 45 | 2 | 3.2300 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.07 | 0.23 | 0.000 |
| 46 | 2 | 1.1300 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.02 | 0.03 | 0.000 |
| 47 | 2 | 1.2700 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.03 | 0.04 | 0.000 |
| 48 | 2 | 0.0098 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| 49 | 2 | 0.0045 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| 50 | 2 | 0.0011 | 50.76 | 2.85 | 0.047 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| 51 | 6 | 27.9000 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.48 | 13.35 | 0.021 |
| 52 | 6 | 28.2000 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.48 | 13.64 | 0.021 |
| 53 | 6 | 24.7000 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.42 | 10.46 | 0.016 |
| 54 | 6 | 20.9000 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.36 | 7.49 | 0.012 |
| 55 | 6 | 12.0000 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.21 | 2.47 | 0.004 |
| 56 | 6 | 5.4500 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.09 | 0.51 | 0.001 |
| 57 | 6 | 0.9720 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.02 | 0.02 | 0.000 |
| 58 | 6 | 0.0202 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |
| 61 | 7 | 27.6000 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.47 | 13.06 | 0.021 |
| 62 | 7 | 26.9000 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.46 | 12.41 | 0.020 |

| | | | | | | | | |
|----|---|---------|-------|---|-------|------|-------|-------|
| 63 | 7 | 23.6000 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.40 | 9.55 | 0.015 |
| 64 | 7 | 18.3000 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.31 | 5.74 | 0.009 |
| 65 | 7 | 6.3700 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.11 | 0.70 | 0.001 |
| 66 | 7 | 1.1200 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.02 | 0.02 | 0.000 |
| 71 | 7 | 27.6000 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.47 | 13.06 | 0.021 |
| 72 | 7 | 26.9000 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.46 | 12.41 | 0.020 |
| 73 | 7 | 23.7000 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.41 | 9.63 | 0.015 |
| 74 | 7 | 18.3000 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.31 | 5.74 | 0.009 |
| 75 | 7 | 6.0100 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.10 | 0.62 | 0.001 |
| 76 | 7 | 1.1500 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.02 | 0.02 | 0.000 |
| 81 | 6 | 26.8000 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.46 | 12.32 | 0.019 |
| 82 | 6 | 26.7000 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.46 | 12.22 | 0.019 |
| 83 | 6 | 23.5000 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.40 | 9.47 | 0.015 |
| 84 | 6 | 19.0000 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.33 | 6.19 | 0.010 |
| 85 | 6 | 8.0200 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.14 | 1.10 | 0.002 |
| 86 | 6 | 2.4500 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.04 | 0.10 | 0.000 |
| 87 | 6 | 0.0993 | 18.29 | 8 | 0.052 | 0.00 | 0.00 | 0.000 |

D.2 Cálculo del índice de daño del edificio LR15-08, como la sumatoria del daño de cada elemento estructural afectado por el peso promedio de la energía disipada por él mismo.

De manera similar al caso del edificio SCT; Para calcular el índice de daño como la sumatoria del daño de cada elemento estructural afectado por el peso promedio de la energía disipada por él mismo, se debe obtener primero el valor del índice, I_d , de cada elemento, y su respectiva energía histerética. Los valores de los parámetros necesarios para realizar estos cálculos se pueden ver en la tabla E.3 y E.4.

Tabla E.3 Datos de elementos estructurales

| Elemento | Tipo Elto | ω | H | θ_c | EI | K | M |
|----------|-----------|----------|------|------------|--------|----------|-------|
| 180x60 | 1 | 44.45 | 3.42 | 0.0192 | 625000 | 182748.5 | 92.48 |
| 150x60 | 2 | 38.41 | 3.42 | 0.0195 | 343000 | 100292.4 | 67.99 |
| 120x60 | 3 | 26.77 | 3.42 | 0.0188 | 123000 | 35964.9 | 50.19 |
| 100x60 | 4 | 86.41 | 3.42 | 0.0198 | 987000 | 288596.5 | 38.65 |
| 80x60 | 5 | 23.53 | 3.3 | 0.0201 | 50100 | 15181.8 | 27.41 |
| 60x60 | 6 | 19.89 | 3.3 | 0.046 | 21400 | 6484.8 | 16.39 |
| 45x45 | 7 | 19.13 | 3.3 | 0.053 | 6680 | 2024.2 | 5.53 |
| losa | 8 | 27.22 | 6.6 | 0.016 | 9777 | 1481.4 | 2 |

$$\sum E_{Hi} I_{di} = 322.5$$

$$I_d = \frac{\sum E_{Hi} I_{di}}{\sum E_{Hi}} = 0.810$$

$$\sum E_{Hi} = 398.2$$

Tabla de calculo del indice de daño de cada elemento estructural

| Nº Elto | Tipo Elto | E_{HI} | ω | H | θ_c | I_{dl} | $I_{dl} E_{HI}$ | $I_{dl} E_{HI} / \Sigma E_{HI}$ |
|---------|-----------|----------|----------|------|------------|----------|-----------------|---------------------------------|
| 1 | 6 | 0.0121 | 19.89 | 3.3 | 0.0460 | 0.00 | 0.000 | 0.0000 |
| 2 | 6 | 0.0112 | 19.89 | 3.3 | 0.0460 | 0.00 | 0.000 | 0.0000 |
| 3 | 6 | 0.00175 | 19.89 | 3.3 | 0.0460 | 0.00 | 0.000 | 0.0000 |
| 4 | 3 | 0.396 | 26.77 | 3.42 | 0.0188 | 0.13 | 0.053 | 0.0001 |
| 5 | 3 | 0.406 | 26.77 | 3.42 | 0.0188 | 0.14 | 0.056 | 0.0001 |
| 6 | 3 | 0.197 | 26.77 | 3.42 | 0.0188 | 0.07 | 0.013 | 0.0000 |
| 7 | 3 | 0.149 | 26.77 | 3.42 | 0.0188 | 0.05 | 0.007 | 0.0000 |
| 8 | 3 | 0.158 | 26.77 | 3.42 | 0.0188 | 0.05 | 0.008 | 0.0000 |
| 9 | 3 | 0.133 | 26.77 | 3.42 | 0.0188 | 0.04 | 0.006 | 0.0000 |
| 10 | 3 | 0.11 | 26.77 | 3.42 | 0.0188 | 0.04 | 0.004 | 0.0000 |
| 11 | 4 | 0.106 | 86.41 | 3.42 | 0.0198 | 0.00 | 0.000 | 0.0000 |
| 12 | 4 | 0.0836 | 86.41 | 3.42 | 0.0198 | 0.00 | 0.000 | 0.0000 |
| 13 | 4 | 0.0637 | 86.41 | 3.42 | 0.0198 | 0.00 | 0.000 | 0.0000 |
| 14 | 4 | 0.0465 | 86.41 | 3.42 | 0.0198 | 0.00 | 0.000 | 0.0000 |
| 15 | 5 | 0.0401 | 23.53 | 3.3 | 0.0201 | 0.02 | 0.001 | 0.0000 |
| 16 | 5 | 0.0254 | 23.53 | 3.3 | 0.0201 | 0.01 | 0.000 | 0.0000 |
| 17 | 6 | 0.0189 | 19.89 | 3.3 | 0.0460 | 0.00 | 0.000 | 0.0000 |
| 18 | 6 | 0.00849 | 19.89 | 3.3 | 0.0460 | 0.00 | 0.000 | 0.0000 |
| 19 | 7 | 0.00372 | 19.13 | 3.3 | 0.0530 | 0.00 | 0.000 | 0.0000 |
| 20 | 1 | 0.657 | 44.45 | 3.42 | 0.0192 | 0.08 | 0.051 | 0.0001 |
| 21 | 1 | 0.737 | 44.45 | 3.42 | 0.0192 | 0.09 | 0.064 | 0.0002 |
| 22 | 1 | 0.4 | 44.45 | 3.42 | 0.0192 | 0.05 | 0.019 | 0.0000 |
| 23 | 1 | 0.345 | 44.45 | 3.42 | 0.0192 | 0.04 | 0.014 | 0.0000 |
| 24 | 2 | 0.471 | 38.41 | 3.42 | 0.0195 | 0.07 | 0.034 | 0.0001 |
| 25 | 2 | 0.395 | 38.41 | 3.42 | 0.0195 | 0.06 | 0.024 | 0.0001 |
| 26 | 2 | 0.327 | 38.41 | 3.42 | 0.0195 | 0.05 | 0.016 | 0.0000 |
| 27 | 3 | 0.33 | 26.77 | 3.42 | 0.0188 | 0.11 | 0.037 | 0.0001 |
| 28 | 3 | 0.261 | 26.77 | 3.42 | 0.0188 | 0.09 | 0.023 | 0.0001 |
| 29 | 4 | 0.239 | 86.41 | 3.42 | 0.0198 | 0.01 | 0.002 | 0.0000 |
| 30 | 4 | 0.176 | 86.41 | 3.42 | 0.0198 | 0.01 | 0.001 | 0.0000 |
| 31 | 5 | 0.152 | 23.53 | 3.3 | 0.0201 | 0.06 | 0.009 | 0.0000 |
| 32 | 5 | 0.0976 | 23.53 | 3.3 | 0.0201 | 0.04 | 0.004 | 0.0000 |
| 33 | 6 | 0.0732 | 19.89 | 3.3 | 0.0460 | 0.01 | 0.001 | 0.0000 |
| 34 | 6 | 0.0324 | 19.89 | 3.3 | 0.0460 | 0.00 | 0.000 | 0.0000 |
| 35 | 7 | 0.0145 | 19.13 | 3.3 | 0.0530 | 0.00 | 0.000 | 0.0000 |
| 36 | 1 | 0.603 | 44.45 | 3.42 | 0.0192 | 0.07 | 0.043 | 0.0001 |
| 37 | 1 | 0.677 | 44.45 | 3.42 | 0.0192 | 0.08 | 0.054 | 0.0001 |
| 38 | 1 | 0.367 | 44.45 | 3.42 | 0.0192 | 0.04 | 0.016 | 0.0000 |
| 39 | 1 | 0.317 | 44.45 | 3.42 | 0.0192 | 0.04 | 0.012 | 0.0000 |
| 40 | 2 | 0.433 | 38.41 | 3.42 | 0.0195 | 0.07 | 0.029 | 0.0001 |
| 41 | 2 | 0.364 | 38.41 | 3.42 | 0.0195 | 0.06 | 0.020 | 0.0001 |
| 42 | 2 | 0.301 | 38.41 | 3.42 | 0.0195 | 0.05 | 0.014 | 0.0000 |
| 43 | 3 | 0.304 | 26.77 | 3.42 | 0.0188 | 0.10 | 0.031 | 0.0001 |
| 44 | 3 | 0.24 | 26.77 | 3.42 | 0.0188 | 0.08 | 0.019 | 0.0000 |
| 45 | 4 | 0.22 | 86.41 | 3.42 | 0.0198 | 0.01 | 0.001 | 0.0000 |

APENDICE E COMENTARIOS A CASOS ESPECIALES DE COMPORTAMIENTO DE DAÑO SEGÚN EL ÍNDICE PROPUESTO EN LOS ESPECTROS DE DAÑO CONSTANTE.

En algunos espectros de daño constante elaborados para los registros sísmicos analizados en este trabajo se puede observar que existen zonas en donde se presenta el caso donde una estructura B con mayor resistencia tiene igual o mayor daño que una estructura A con menor resistencia. Además, las estructuras A y B se caracterizan por tener el mismo periodo y la misma capacidad de deformación al colapso. Esta situación se ilustra en el espectro de daño constante elaborado para el registro del SCT mostrado en la fig. E.1, considerando para el parámetro D_{rc} un valor igual a 0.03.

El índice de daño propuesto en este trabajo, como ya se explicó en secciones anteriores, se basa en normalizar la energía histerética del sistema estructural con respecto a una energía de un sistema elástico lineal de referencia. Cada espectro de daño constante es elaborado para un determinado tipo de sistema estructural, por lo tanto la respuesta histerética de estructuras con el mismo periodo se normalizan con el mismo sistema elástico lineal de referencia. Lo anterior sugiere que para que dos estructuras con el mismo tipo de sistema estructural e igual periodo, tengan el mismo daño, la energía histerética debe ser igual para ambas, ya que ambas energías estarían normalizadas con respecto a la energía del mismo sistema elástico lineal de referencia.

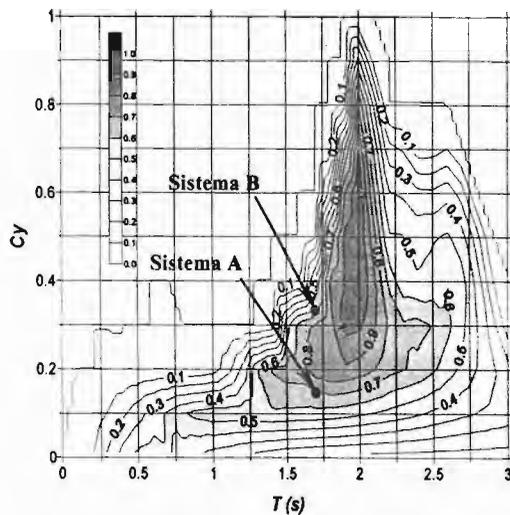


Figura E.1 Espectro de daño Constante registro SCT

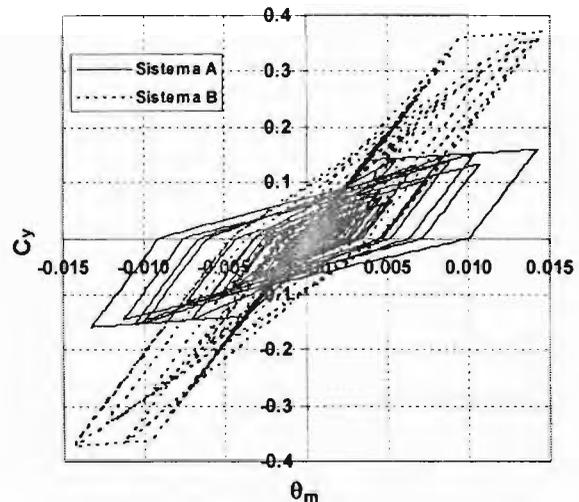
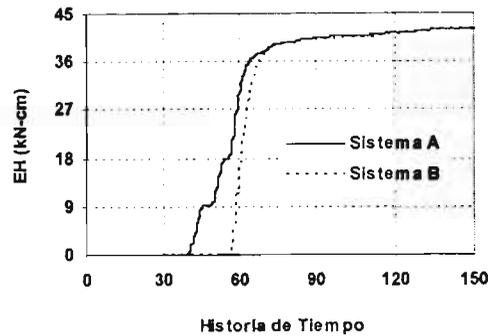


Figura E.2 Respuesta Histerética sistemas A y B

Tabla E.1 Propiedades sistemas A y B

| | T (s) | C_y | D_{rc} | E_H (kN-cm) | μ |
|-----------|----------|-------|----------|------------------|-------|
| Sistema A | 1.7 | 0.14 | 0.03 | 42 | 3.8 |
| Sistema B | 1.7 | 0.36 | 0.03 | 42 | 1.5 |

Figura E.3 Evolución del parámetro E_H en el tiempo

La fig. E.2 muestra la respuesta histerética de un modelo de 1GDL usado para elaborar los espectros de daño constante para los dos sistemas estructurales A y B comentados en esta sección. En esta respuesta histerética se puede observar que el sistema B es más resistente que el sistema A. En la tabla E.1 se observa que ambos sistemas estructurales tienen el mismo periodo y la misma capacidad de deformación al colapso. Además, la tabla E.1 muestra que ambas estructuras disiparon la misma cantidad de energía independientemente de su resistencia. La fig. E.3 muestra la historia en el tiempo del parámetro E_H para los dos sistemas estructurales, y en ella se observa lo comentado en la tabla E.1. Lo anterior sugiere que es factible que dos sistemas estructurales con el mismo periodo y la misma capacidad de deformación al colapso, pero diferentes resistencias, el sistema más resistente podría tener un daño semejante al del sistema menos resistente.

La tabla E.1 también muestra que la demanda de ductilidad de desplazamiento de la estructura más resistente (sistema B) es menor que la de la estructura menos resistente (sistema A). Esto es posible considerando que para lograr que un sistema tenga menor capacidad para desarrollar ductilidades es suficiente con disminuir el confinamiento a los elementos de la estructura o que se tenga altos niveles de carga axial en columnas con respecto al caso de estructuras dúctiles.