

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL PARA DETERMINAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO EN ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO.

Presentado ante la ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por la Ing. Del Re R., Gianina
Para optar al Título
de Magíster Scientiarum en
Ingeniería Estructural.

Caracas, 2006

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

EVALUACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL PARA DETERMINAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO.

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Oscar A. López.

Presentado ante la ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por la Ing. Del Re R., Gianina
Para optar al Título
de Magíster Scientiarum en
Ingeniería Estructural.

Caracas, 2006

© Del Re Ruiz Gianina, 2007.
Hecho el Depósito de Ley.
Depósito Legal lft.48720076204

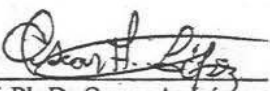
UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
COMISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

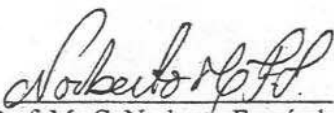
VEREDICTO

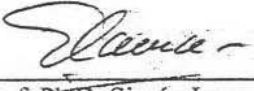
Quienes suscriben, miembros del Jurado designado por el Consejo de la Facultad de Ingeniería, para examinar el Trabajo de Grado presentado por la Ing. GIANINA DEL RE RUIZ Cédula de Identidad Número V. 11.563.264 titulado EVALUACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL PARA DETERMINAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO, a los fines de cumplir con el requisito legal para optar al título de la MAESTRIA EN INGENIERIA ESTRUCTURAL, dejamos constancia de los siguiente:

1. Leído como fue dicho trabajo por cada uno de los miembros del jurado, este convocó para que la defensa se realizara el día 29/11/2006 a las 11am., en forma pública en el Aula S-205 del I.M.M.E. (U.C.V.)
2. La defensa comenzó a las 11:05 a.m., en el sitio y la fecha señalados. El aspirante hizo un resumen oral de su Trabajo de Grado, luego de lo cual respondió satisfactoriamente las preguntas que le fueron formuladas por el jurado; todo ello conforme a lo dispuesto en los artículos 45, 50, 51, 52, del Reglamento de Estudios de postgrado vigente de la Universidad.
3. Finalizada la defensa pública, el jurado deliberó en privado y decidió aprobar el trabajo, por considerar, sin hacerse solidario de las ideas expuestas por el autor, que se ajusta a lo dispuesto y exigido en el Reglamento de Estudios de postgrado. Para dar este veredicto el Jurado consideró que el trabajo tiene la rigurosidad metodológica exigida en un trabajo de Maestría. La Ing. GIANINA DEL RE RUIZ expuso correctamente los principios teóricos que gobiernan el tema y propuso aportes novedosos para la aplicación práctica del método propuesto. En resumen, la Tesis tiene la altura científica suficiente para ser considerada un trabajo de Grado con nivel de Maestría, siendo evaluada como excelente por el jurado.

En fe de lo cual se levanta la presente acta, en original y tres copias, en Caracas, a los veintinueve días del mes de noviembre de 2006, dejándose constancia que conforme a la formativa jurídica vigente, actuó como coordinador del jurado el profesor Oscar A. López.


Prof. Ph.D. Oscar A. López
Coordinador


Prof. Ms.C. Norberto Fernández
UCV


Prof. Ph.D. Simón Lamar
UCV

DEDICATORIA

A mis padres y hermano, por estar siempre presentes.

A mi sobrino por ser la luz de la familia.

A Javier por enseñarme lo hermoso que es amar y ser amada.

AGRADECIMIENTOS

Quiero dirigir mi agradecimiento muy especial a mi tutor Prof. Oscar A. López, a todos los profesores y personal del INSTITUTO DE MATERIALES Y MODELOS ESTRUCTURALES IMME de la Universidad Central de Venezuela, al Prof. Julio J. Hernández quien asesoró en la conceptualización y selección de los sistemas de refuerzo estructural. Gracias a mis compañeros de estudios por brindarme su apoyo y amistad.

A todos ellos, muchas gracias por haber colaborado incondicionalmente, de alguna manera y en algún momento, en la realización de este trabajo; ya que sin la ayuda de estas personas, hubiese sido muy difícil lograr su culminación.

Del Re R., Gianina

**EVALUACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO
NO-LINEAL PARA DETERMINAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO
DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO.**

**Tutor Académico: Prof. Oscar A. López. Tesis. Caracas, U.C.V. Facultad de
Ingeniería. Instituto de Materiales y Modelos Estructurales IMME. Año 2006, 203 p**

Palabras Claves: ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL, SISMORRESISTENCIA,
ESCUELAS, COVENÍN, ADECUACIÓN SÍSMICA.

RESUMEN

En los últimos años se han desarrollado nuevas metodologías para estimar la demanda sísmica en edificaciones existentes utilizando técnicas de análisis estático no-lineal. Algunos documentos como el ATC-40 y el FEMA-356 contienen procedimientos simplificados que incorporan el análisis estático no-lineal con el objetivo de estimar de una manera más real el desempeño de las estructuras y constituyen un avance con relación a las técnicas tradicionales de análisis lineal con espectros reducidos. No obstante, se han publicado trabajos que han evaluado los procedimientos propuestos por el ATC-40 y el FEMA-356 concluyendo que la demanda sísmica estimada por estos métodos puede diferir significativamente de la demanda real obtenida con el método “exacto” de análisis dinámico no-lineal. Estas evaluaciones han conducido al surgimiento de otros procedimientos, tal como el desarrollado recientemente por los profesores Chopra y Goel denominado análisis estático no-lineal modal o MPA, que integra el análisis estático no-lineal con el conocido análisis de superposición modal. Sin embargo, este procedimiento no ha sido todavía evaluado en estructuras de concreto armado. Por otro lado, existen en Venezuela numerosas edificaciones construidas en décadas anteriores que no satisfacen las nuevas disposiciones contenidas en las normas de diseño estructural y sismorresistente y por ende presentan una elevada vulnerabilidad que ameritan medidas de evaluación y adecuación estructural a fin de mejorar su desempeño sísmico. Dentro de estas edificaciones se encuentran las educacionales, edificaciones que deben ser evaluadas con sumo cuidado para garantizar su operatividad durante sismos extremos. Algunos tipos de edificaciones escolares, que involucran unos cuantos centenares de unidades estructurales nominalmente idénticas, poseen graves deficiencias desde el punto de vista sismorresistente y se encuentran implantadas en

diversas regiones del país incluyendo zonas de elevada amenaza. El principal objetivo de esta investigación es el análisis y la evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar la demanda sísmica en edificaciones de concreto armado y su aplicación a la evaluación de una escuela tipo.

Desde un marco conceptual se describen y se comparan en este trabajo los métodos de análisis estático no-lineal que han sido propuestos recientemente para estimar la demanda sísmica, entre los que se encuentran los métodos presentados en ATC-40 y FEMA-356 y el análisis estático no-lineal modal MPA. Para la evaluación numérica de estos métodos de análisis estático no-lineal se consideraron diversos modelos aporticados de concreto armado de uno, dos y siete pisos sometidos a seis movimientos sísmicos. Uno de los modelos analizados corresponde a un pórtico perteneciente a una escuela tipo localizado en varias regiones del país. En primer lugar se evalúan los efectos de la relación de la resistencia viga/columna, del nivel de carga axial en las columnas, separación del refuerzo transversal y efecto de elementos no estructurales, tales como las paredes y bancos, en las curvas de capacidad de un pórtico plano de un piso y de una escuela tipo. En cada caso se presenta la distribución del daño en los elementos, los mecanismos de falla y la capacidad de ductilidad que puede presentar la estructura al incursionar en el rango no-lineal. Basados en los modelos estudiados en esta parte de la investigación, podemos decir que en general la técnica del análisis estático no-lineal representa de manera confiable el comportamiento no-lineal de las estructuras, lográndose obtener, de manera analítica, relaciones de corte basal-desplazamientos del techo, mecanismos de fallas y ductilidades acordes a los resultados de ensayos a modelos reales. Posteriormente para pórticos bajos de concreto armado, se comparan las demandas sísmicas máximas “aproximadas” derivadas de estos métodos de análisis estático no-lineal con la demanda sísmica máxima “exacta” que se obtiene del análisis dinámico no-lineal. Se encuentra que los procedimientos presentados por el ATC-40 y el FEMA-356 no muestran una confiabilidad uniforme para todas las estructuras estudiadas, mostrándose errores excesivos en algunos casos. El procedimiento MPA proporciona una mejor aproximación de la demanda sísmica que los métodos del ATC-40 y el FEMA-356.

Bajo el marco de la Norma Sísmica vigente se determinó el riesgo a que está expuesta la edificación Tipo Antiguo en las diferentes zonas en que se divide el país encontrándose demandas excesivas que ameritan reforzar la estructura aún en las zonas de baja amenaza. Dado el alto grado de vulnerabilidad obtenido para el edificio Antiguo se procedió a elaborar dos alternativas de refuerzo de las cuales se evaluaron parámetros técnicos, constructivos y económicos. Finalmente se presenta una aplicación del procedimiento MPA en la evaluación de las alternativas de refuerzo de la escuela Tipo Antiguo. El análisis no-lineal modal MPA resulta una herramienta útil para la evaluación y refuerzo de estructuras existentes de concreto armado de pocos pisos.

ÍNDICE

	Página
RESUMEN	vi
LISTA DE TABLAS	xi
LISTA DE FIGURAS	xv
I.- INTRODUCCIÓN	1
I.1.- Motivación.....	1
I.2.- Antecedentes.....	2
I.3.- Objetivo general.....	5
I.4.- Objetivos específicos.....	5
II.- COMPORTAMIENTO NO-LINEAL ANTE CARGAS ESTÁTICAS	7
II.1.- Pórtico de un piso.....	9
II.1.1.- Efecto del refuerzo transversal.....	12
II.1.2.- Efecto de la relación capacidad viga/columna.....	18
II.1.3.- Efecto del nivel de carga axial.....	23
II.2.- Edificio de dos pisos.....	30
II.2.1.- Descripción de la edificación.....	30
II.2.2.- Análisis en dirección X.....	32
II.2.3.- Análisis en dirección Y.....	44
III.- MÉTODOS PARA ESTIMAR LA RESPUESTA SÍSMICA	48
III.1.- ATC-40.....	48
III.1.1.- Procedimiento A.....	49
III.1.2.- Procedimiento B.....	50
III.2.- FEMA-356.....	52
III.3.- MPA.....	55
III.4.- Comparación y evaluación teórica de los métodos.....	60

IV.- EVALUACIÓN NUMÉRICA DE LOS MÉTODOS.....	66
IV.1.- Sismos utilizados.....	66
IV.2.- Sistemas estructurales.....	68
IV.3.- Procedimiento de evaluación.....	74
IV.4.- Pórtico de un piso, Tipo 1.....	75
IV.5.- Pórtico de un piso, Tipo 2.....	88
IV.6.- Pórtico de dos pisos, Tipo 1.....	95
IV.7.- Pórtico de dos pisos, Tipo 2.....	101
IV.8.- Pórtico de siete pisos, Tipo 1.....	107
V.- APLICACIÓN AL CASO DE ESCUELAS EXISTENTES.....	114
V.1.- Escuela Tipo Antiguo.....	114
V.1.1.- Modelo matemático.....	114
V.1.2.- Propiedades dinámicas.....	115
V.1.3.- Procedimiento de análisis.....	118
V.1.4.- Respuesta sísmica lineal e índices de riesgo.....	123
V.1.5.- Análisis estático no-lineal modal (MPA).....	130
V.2.- Alternativas y criterios para la adecuación estructural.....	135
V.2.1.- Alternativas de refuerzo.....	135
V.2.2.- Acción sísmica y combinaciones de carga.....	137
V.2.3.- Propiedades de los materiales y de los elementos estructurales.....	137
V.3.- Escuela reforzada con muros de concreto armado. (ERMC).....	139
V.3.1.- Modelo matemático.....	139
V.3.2.- Análisis dinámico lineal.....	141
V.3.3.- Análisis estático no-lineal.....	143
V.3.4.- Análisis estático no-lineal modal. (MPA).....	146
V.4.- Escuela reforzada con estructura de acero. (EREA).....	151
V.4.1.- Modelo matemático.....	151
V.4.2.- Análisis dinámico lineal.....	154
V.4.3.- Análisis estático no-lineal.....	156

V.4.4.- Análisis estático no-lineal modal. (MPA).....	158
V.5.- Evaluación de las alternativas de refuerzo.....	163
VI.- CONCLUSIONES.....	166
APÉNDICE A.....	174
APÉNDICE B.....	184
APÉNDICE C.....	196
REFERENCIAS.....	199

LISTA DE TABLAS

Página

CAPÍTULO II

II.1	Propiedades físicas de vigas y columnas.....	9
II.2	Resistencia cedente a flexión de la viga.....	9
II.3	Resistencia cedente a flexión y a corte en vigas.....	13
II.4	Resistencia a corte en las columnas.....	13
II.5	Comparación de la ductilidad entre “Tipo 1” y “Tipo 2”.....	17
II.6	Resistencia cedente a flexión y a corte de las viga.....	19
II.7	Resistencia a corte de las columnas.....	19
II.8	Comparación de la ductilidad entre relaciones de capacidad viga-columna “Tipo 1”.....	20
II.9	Comparación de la ductilidad entre relaciones de capacidad viga-columna “Tipo 2”.....	23
II.10	Comparación de la ductilidad entre niveles de carga axial con armado transversal “Tipo 1”.....	28
II.11	Comparación de la ductilidad entre niveles de carga axial con armado transversal “Tipo 2”.....	30
II.12	Principales características de los modelos analizados en la dirección X.....	34
II.13	Principales características de los modelos analizados en la dirección Y.....	46

CAPÍTULO IV

IV.1	Características de los sismos utilizados en la evaluación.....	66
IV.2	Máximos cortes y desplazamientos del pórtico de un piso, Tipo 1, para los seis sismos.....	79
IV.3	Demanda de ductilidad del pórtico de un piso, Tipo1.....	80
IV.4	Comparación de las ductilidades con el análisis dinámico no-lineal y el método espectral.....	84

IV.5 Comparación de la demanda sísmica obtenida aplicando varios métodos para el pórtico de un piso, Tipo 1.....	85
IV.6 Máximos cortes y desplazamientos del pórtico de un piso, Tipo 2.....	92
IV.7 Demanda de ductilidad el pórtico de un piso, Tipo 2.....	92
IV.8 Comparación de la demanda sísmica obtenida aplicando varios métodos para el pórtico de un piso, Tipo 2.....	93
IV.9 Máximos cortes y desplazamientos del pórtico de dos pisos, Tipo 1.....	99
IV.10 Demanda de ductilidad del pórtico de dos pisos, Tipo 1.....	99
IV.11 Comparación de la demanda sísmica obtenidas aplicando varios métodos para el pórtico de dos pisos, Tipo 1.....	100
IV.12 Máximos cortes y desplazamientos del pórtico de dos pisos, Tipo 2.....	105
IV.13 Comparación de la demanda de ductilidad del pórtico de dos pisos, Tipo 2...	105
IV.14 Comparación de la demanda sísmica obtenida aplicando varios métodos para el pórtico de dos pisos Tipo 2.....	106
IV.15 Máximos cortes y desplazamientos del pórtico de siete pisos, Tipo 1.....	111
IV.16 Demanda de ductilidad del pórtico de siete pisos, Tipo 1. pórtico de siete pisos, Tipo 1.....	111
IV.17 Comparación de la demanda sísmica obtenidas aplicando varios métodos para el pórtico de siete pisos, Tipo 1.....	112

CAPITULO V

V.1 Principales características de los modelos.....	116
V.2 Propiedades dinámicas de los primeros tres modos de vibración para los modelos flexibles y rígidos.....	121
V.3 Demandas máximas de desplazamiento en cada modelo debido a las combinaciones de carga. Desplazamientos en cm.....	124
V.4 Derivas normalizadas para cada modelo debida a las combinaciones de carga.....	124
V.5 Índice de riesgo de deriva para los modelos usando la norma.....	126

V.6	Capacidad resistente de los modelos.....	127
V.7	Índice de riesgo global, para cada modelo en la dirección X, en las zonas sísmicas establecidas por la norma.....	128
V.8	Índice de riesgo global, para cada modelo en la dirección Y, en las zonas sísmicas establecidas por la norma.Desplazamiento (cm).....	129
V.9	Desplazamiento en el techo de la escuela existente en la dirección X.....	133
V.10	Desplazamiento en el techo de la escuela existente, dirección Y.....	134
V.11	Propiedades dinámicas de la ERM C.....	141
V.12	Cortante basal de la ERM C.....	142
V.13	Desplazamientos y derivas de la ERM C. Desplazamientos en cm.....	142
V.14	Desplazamiento en el techo para la ERM C, dirección X.....	148
V.15	Derivas normalizadas para cada entrepiso debido a los sismos para la ERM C.....	148
V.16	Desplazamiento en el techo para la ERM C, dirección Y.....	150
V.17	Derivas normalizadas para cada entrepiso debido a los sismos.....	150
V.18	Propiedades dinámicas de la EREA.....	153
V.19	Cortante basal de la EREA.....	154
V.20	Desplazamientos y derivas de la EREA. Desplazamientos en cm.....	155
V.21	Desplazamiento en el techo para la EREA, dirección X.....	159
V.22	Derivas normalizadas para cada entrepiso debido a los sismos.....	160
V.23	Desplazamiento en el techo para la EREA, dirección Y.....	162
V.24	Derivas normalizadas para cada entrepiso debido a los sismos.....	163
V.25	Comparación de la demanda de desplazamiento para los diferentes sismos, dirección X.....	164
V.26	Comparación de la demanda de desplazamiento para los diferentes sismos, en dirección Y.....	164
V.27	Comparación de las derivas normalizadas entre las alternativas de refuerzo para los diferentes sismos, dirección X.....	164

V.28 Comparación de las derivas normalizadas entre las alternativas de refuerzo para los diferentes sismos, dirección Y	164
---	-----

APENDICE A

A.1 Capacidad a flexión y corte de las vigas y nervio.....	180
A.2 Capacidad a corte de las columnas en función de la carga axial en la dirección X.....	181
A.3 Capacidad a corte de las columnas en función de la carga axial en la dirección Y.....	181
A.4 Principales características de las bielas equivalentes.....	182

APENDICE C

C.1 Masa y centro de masa por nivel de la edificación.....	196
C.2 Propiedades dinámicas de los primeros tres modos de vibración de los modelos.....	196
C.3 Cálculo de los momentos torsores para cada modelo.....	196

LISTA DE FIGURAS

Página

CAPÍTULO II

II.1	Características geométricas del modelo.....	9
II.2	Diagrama de interacción de la columna de 35 x 35 cm.....	10
II.3	Modelo típico del diagrama carga-deformación de una sección.....	11
II.4	Modelos del diagrama carga-deformación a flexión y corte para el pórtico “Tipo 1”.....	13
II.5	Modelos del diagrama carga-deformación a flexión y corte para el pórtico “Tipo 2”.....	14
II.6	Efecto del refuerzo transversal en las curvas de capacidad del pórtico y secuencia de fallas	15
II.7	Sistemas elastoplástico y bilineal para el pórtico “Tipo 1”.....	17
II.8	Características geométricas del modelo con Viga fuerte-Columna débil.....	18
II.9	Características geométricas del modelo con Viga $\approx$ Columna.....	18
II.10	Características geométricas del modelo con Viga débil -Columna fuerte.....	19
II.11	Curvas de capacidad del pórtico con VF-CD, $V \approx C$, VD-CF con armado transversal “Tipo 1”.....	20
II.12	Secuencia de las fallas por flexión para diferentes relaciones de capacidad con armado transversal “Tipo 1”.....	20
II.13	Curvas de capacidad del pórtico con VF-CD, $V \approx C$, VD-CF con armado transversal “Tipo 2”.....	22
II.14	Secuencia en la formación de fallas por flexión para diferentes relaciones de capacidad con armado transversal “Tipo 2”.....	22
II.15	en el diagrama de interacción de los niveles de cargas estudiados.....	24
II.16	Modelos utilizados para el estudio del efecto del nivel de carga axial.....	25
II.17	Modelos del diagrama carga-deformación a flexión para el pórtico “Tipo 1” para los diferentes niveles de carga axial.....	26

II.18 Modelos del diagrama carga-deformación a flexión para el pórtico “Tipo 2” para los diferentes niveles de carga axial.....	27
II.19 Curvas de capacidad del pórtico para diferentes niveles de carga axial con armado transversal “Tipo 1” y secuencia de formación de fallas.....	28
II.20 Curvas de capacidad del pórtico con diferentes niveles de carga axial con armado transversal “Tipo 2” y secuencia de formación de fallas.....	30
II.21 Planta del nivel 1 de la Escuela tipo Antiguo. Dimensiones en metros.....	31
II.22 Vista tridimensional de la escuela tipo Antiguo, se muestra disposición de los pórticos y las paredes.....	31
II.23 Curva de capacidad para la estructura del caso 1. Falla por flexión en el nervio 1-2 del nivel 1.....	34
II.24 Primera falla presentada en la estructura.....	35
II.25 Fallas presentadas en los nervios para un desplazamiento en tope de 3,3 cm...	35
II.26 Fallas presentadas en la estructura para un desplazamiento en tope de 6,65 cm.....	36
II.27 Mecanismo de colapso de la estructura, fallas a flexión tanto en nervios como en columnas.....	36
II.28 Efecto del banco en la curva de capacidad de la estructura sin paredes.....	37
II.29 Secuencia de falla de la estructura: 1ª falla: columnas cortas del 1 ^{er} entepiso; 2 ^{da} falla: columnas cortas del 2 ^{do} entepiso.....	39
II.30 Mecanismo de colapso de la estructura del caso 3.....	40
II.31 Efecto del banco en la curva de capacidad de la estructura con paredes.....	41
II.32 Efecto de las paredes en la curva de capacidad de la estructura sin banco.....	42
II.33 Efecto de las paredes en la curva de capacidad de la estructura con el banco...	43
II.34 Efecto de la torsión en la curva de capacidad de la estructura con paredes y con banco.....	43

CAPÍTULO III

III.1	Procedimiento “B” espectro de capacidad después del paso 4.....	51
III.2	Representación bilineal.....	53
III.3	Idealización de la relación fuerza cortante basal y desplazamiento.....	56
III.4	Relación $F_{sn} / L_n - D_n$, propiedades del sistema de 1 GLd de “n”modo.....	58

CAPÍTULO IV

IV.1	Acelerogramas de los sismos utilizados para el análisis.....	67
IV.2	Curva de capacidad del pórtico de un piso Tipo 1.....	69
IV.3	Curva de capacidad del pórtico de un piso Tipo 2.....	70
IV.4	Características geométricas del pórtico de dos pisos.....	70
IV.5	Curva de capacidad del pórtico de dos pisos Tipo 1 utilizando un patrón de carga triangular.....	71
IV.6	Curva de capacidad del pórtico de dos pisos Tipo 2, utilizando un patrón de carga triangular.....	72
IV.7	Características geométricas del pórtico de siete pisos.....	73
IV.8	Curva de capacidad del pórtico de siete pisos Tipo 1 utilizando un patrón de carga triangular.....	74
IV.9	Historia de los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de un piso, Tipo 1.....	76
IV.10	Historia de los cortantes obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de un piso, tipo 1.....	77
IV.11	Relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo del pórtico de un piso, Tipo 1.....	78
IV.12	Sistemas equivalentes del pórtico de un piso, Tipo 1.....	79
IV.13	Espectros de un modelo EPP para los sismos El Centro, Rinaldi y Sylmar.....	82
IV.14	Espectros, calculados a partir de un modelo bilineal para los sismos El Centro, Rinaldi y Sylmar.....	84

IV.15Espectro de capacidad y espectro de demanda, para el sismo Rinaldi. Pórtico de un piso, Tipo 1.....	87
IV.16Historia de los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de un piso, Tipo 2.....	89
IV.17Historia de los cortantes obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de un piso, Tipo 2.....	90
IV.18Relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo del pórtico de un piso, Tipo 2.....	91
IV.19Historia de los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de dos pisos, Tipo 1.....	96
IV.20Historia de los cortantes obtenidos del análisis dinámico no-lineal del pórtico de dos pisos, Tipo 1.....	97
IV.21Relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo del pórtico de dos pisos, Tipo 1.....	98
IV.22Historia de los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de dos pisos, Tipo 2.....	102
IV.23Historia de los cortantes obtenidos del análisis dinámico no-lineal del pórtico de dos pisos, Tipo 2.....	103
IV.24Relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo del pórtico de dos pisos, Tipo 2.....	104
IV.25Historia de los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de siete pisos, Tipo 1.....	108
IV.26Historia de los cortantes obtenidos del análisis dinámico no-lineal del pórtico de siete pisos, Tipo 1.....	109
IV.27Relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo del pórtico de siete pisos, Tipo 1.....	110

CAPÍTULO V

V.1 Los primeros tres modos de vibración de los 5 modelos estudiados.....	117
---	-----

V.2	Espectro elástico utilizado para el análisis dinámico lineal.....	122
V.3	Acelerogramas escalados a 0,39g.....	131
V.4	Historia del desplazamiento, asociado al primer modo de vibración, del sistema inelástico de 1GLd, escuela existente, dirección X.....	132
V.5	Historia del desplazamiento, asociado al primer modo de vibración, del sistema inelástico de 1GLd, escuela existente, dirección Y.....	134
V.6	Relación carga-deformación considerados en las secciones de falla.....	138
V.7	Esquema de escuela reforzada con muros externos.....	140
V.8	Espectro de diseño $R = 4,5$	141
V.9	Desplazamientos de la ERM.....	142
V.10	Índices de capacidad de las columnas existentes en la ERM.....	143
V.11	Relación carga-desplazamiento lateral de la escuela existente y la ERM, dirección X.....	144
V.12	Modelo bilineal equivalente para la ERM, dirección X.....	145
V.13	Relación carga-desplazamiento lateral de la ERM, dirección Y.....	145
V.14	Modelo bilineal equivalente para la ERM, dirección Y.....	146
V.15	Historia del desplazamiento asociado al primer modo de vibración del sistema inelástico de 1GLd , ERM, dirección X.....	147
V.16	Desplazamientos en cada piso de la ERM para los sismos considerados, dirección X.....	148
V.17	Historia del desplazamiento asociado al primer modo de vibración del sistema inelástico de 1GLd , ERM, dirección Y.....	149
V.18	Desplazamientos en cada piso de la ERM para los sismos considerados, dirección Y.....	150
V.19	Esquema de la EREA.....	153
V.20	Espectro de diseño con factor de reducción $R = 4$	154
V.21	Desplazamientos de la EREA.....	155
V.22	Índices de capacidad de las columnas existentes en la EREA.....	156
V.23	Relación carga-desplazamiento lateral de la escuela existente y la EREA, dirección X.....	156

V.24	Modelo bilineal equivalente para la EREA, dirección X.....	157
V.25	Relación carga-desplazamiento lateral de la escuela existente y la EREA, dirección Y.....	157
V.26	Modelo bilineal equivalente para la EREA, dirección Y.....	158
V.27	Historia del desplazamiento asociado al primer modo de vibración del sistema inelástico de 1GLd, EREA, dirección X.....	159
V.28	Desplazamientos en cada piso de la EREA para los sismos considerados, dirección X.....	160
V.29	Historia del desplazamiento asociado al primer modo de vibración del sistema inelástico de 1GLd , EREA, dirección Y.....	161
V.30	Desplazamientos en cada piso de la EREA para los sismos considerados, dirección Y.....	162

APENDICE A

A.1	Pórticos de la escuela tipo Antiguo.....	175
A.2	Detalle de sección y armado de los elementos.....	176
A.3	Disposición de la carga permanente en la estructura.....	178
A.4	Disposición de la carga variable en la estructura.....	179
A.5	Diagramas de interacción de las columnas en las direcciones principales del edificio.....	180
A.6	Identificación correspondiente para la capacidad a corte de las columnas.....	181
A.7	Modelos no lineales considerados en los análisis.....	182

APENDICE B

B.1	Curva de capacidad para la estructura del caso 6.....	184
B.2	Falla por corte presentada en la viga para los pórticos 3 y5.....	184
B.3	Mecanismo de colapso de la estructura del caso 6.....	185
B.4	Curva de capacidad para la estructura del caso 7.....	186
B.5	Fallas presentadas en la estructura para un empuje lateral de 1,93 cm.....	187
B.6	Fallas presentadas en la estructura al presentarse la inestabilidad.....	187

B.7	Curvas de capacidad para la estructura de los casos 8 y 9.....	188
B.8	Curva de capacidad para la estructura del caso 10.....	188
B.9	Fallas presentadas en la estructura para un empuje lateral de 1 cm.....	189
B.10	Mecanismo de colapso de la estructura del caso 10.....	190
B.11	Curva de capacidad para la estructura del caso 11.....	191
B.12	Fallas presentadas en la estructura para un empuje lateral de 1,79 cm.....	192
B.13	Fallas presentadas en la estructura para un empuje lateral de 1,94 cm.....	192
B.14	Efecto del sentido del patrón de fuerzas en la curva de capacidad de la estructura sin paredes.....	193
B.15	Efecto del sentido del patrón de fuerzas en la curva de capacidad de la estructura con paredes inelásticas.....	194
B.16	Efecto de las paredes inelásticas con sentido del patrón de fuerzas Y en la curva de capacidad de la estructura.....	194
B.17	Efecto de las paredes inelásticas con sentido del patrón de fuerzas -Y en la curva de capacidad de la estructura.....	195

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1.-Motivación

Las normas vigentes [13,15,16] tienen como objetivo principal que las estructuras mantengan su estabilidad ante un sismo severo. Para un evento que tiene muy poca probabilidad de ocurrir durante la vida útil de la estructura, se desea que la edificación disipe la mayor cantidad de energía y no colapse. Con la finalidad de aprovechar el comportamiento dúctil de la estructura, en el diseño se debe dar especial atención a los detalles, tales como cuantía de refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, anclaje del refuerzo y confinamiento del concreto comprimido para evitar los mecanismos de fallas frágiles.

En Venezuela existen diversas edificaciones construidas en décadas anteriores, que no cumplen con las recientes disposiciones de la norma, por eso se hace imprescindible realizar su evaluación con el fin de conocer si estas edificaciones son capaces de resistir los eventos sísmicos esperados en su vida útil.

Dentro de estas edificaciones se encuentran las educacionales, las cuales forman parte de la infraestructura que tiene el estado para impartir educación a la población. Dado que estas edificaciones prestan un servicio público tan importante como el de los hospitales y los cuerpos de bomberos, se debe evaluar más cuidadosamente su desempeño sísmico a fin de garantizar su operatividad durante sismos extremos. Edificaciones escolares con similar estructuración y con graves deficiencias desde el punto de vista sismorresistente, se encuentran implantadas en varias regiones de elevado riesgo sísmico del país, por lo que ameritan una revisión y eventual adecuación a fin de evitar los hechos lamentables ocurridos en el terremoto de Cariaco [4,5,17,19,24]. El terremoto de Cariaco, de 9 de Julio de 1.997 derrumbó

cuatro edificios escolares provocando la muerte de estudiantes y maestros. Las edificaciones derrumbadas responden a dos tipologías bien definidas de edificaciones escolares que se encuentran distribuidas por todo el país en un número que probablemente puede llegar a más de mil unidades [28]. Por este motivo se hace imprescindible la evaluación y adecuación de estas escuelas tipo.

En los últimos años, una de las principales líneas de investigación de la ingeniería sismorresistente a nivel mundial es la de encontrar un procedimiento que sea sencillo y que cumpla con determinar el desempeño de una edificación ante diferentes acciones sísmicas.

El alto riesgo sísmico en el que se encuentran las edificaciones escolares y con la finalidad de evitar hechos tan lamentables como los ocurridos en el sismo de Cariaco se hace imprescindible la evaluación y aplicación de estos nuevos métodos para determinar la demanda sísmica en edificaciones existentes de concreto armado

1.2.-Antecedentes

En años anteriores la identificación de una edificación vulnerable era algo que podría ser desempeñado sólo por un experto, basándose en su propio juicio y experiencia.

En la práctica común ingenieril se han realizado diversos trabajos relacionados con la evaluación y adecuación de estructuras específicas, muchos de los cuales obedecen al criterio del equipo de profesionales que integraron cada uno de estos trabajos [1,20,32,33,36,41,42,45]. Algunos de estos trabajos [36,41,42] realizan la evaluación y adecuación de estas edificaciones mediante el método de análisis dinámico lineal, método incluido en las normas sismorresistentes, que reduce las fuerzas elásticas por un factor R el cual depende del tipo de estructura, materiales y el nivel de diseño. Este método de análisis dinámico lineal, es un análisis elástico de estructuras, pero considera que la estructura ante un sismo severo se comporte

inelásticamente. El análisis dinámico lineal utiliza una definición de ductilidad global para considerar la capacidad de disipación de energía y la sobrerresistencia en las estructuras que incursionan en el rango inelástico. Este análisis conduce sólo a una estimación de la respuesta real de la estructura.

La norma Covenin 1756 [16] en su capítulo 12 establece algunos lineamientos para la evaluación, adecuación o reparación de una edificación existente respondiendo a la necesidad de poder evaluar edificaciones que fueron construidas antes de su publicación. Edificaciones que por su estructuración, forma, poca ductilidad, desplazabilidad, pueden ser vulnerables ante la acción de sismos severos, y en algunas ocasiones de sismos moderados.

La necesidad de proveer algunos métodos sencillos para predecir el comportamiento no-lineal de las estructuras ante la acción de sismos y poder adaptar estos métodos a la práctica común ingenieril fue claramente necesaria. Desde hace algunos años se han desarrollado documentos y especificaciones para evaluar edificaciones y determinar su grado de vulnerabilidad.

En los años 80, se empezaron a desarrollar métodos que proporcionaban guías para el diseño y reforzamiento considerando el comportamiento inelástico de algunas estructuras típicas, usando algunas simplificaciones lineales. Algunos documentos como el FEMA-356 y el ATC-40 contienen procedimientos simplificados que incorporan el análisis estático no-lineal con el objetivo de estimar de una manera más real el desempeño de las estructuras [2,18]. Constituyendo un avance con relación a las técnicas tradicionales de análisis lineal con espectros reducidos.

El ATC-40 [2] contiene procedimientos simples de análisis no-lineal para determinar la demanda inelástica impuesta sobre un edificio. Estos métodos se basan en que la respuesta es controlada por el modo fundamental. La distribución de fuerza lateral y la conversión de los resultados al diagrama de capacidad se basan en el modo

fundamental de vibración de un sistema elástico; estos procedimientos suponen que la forma del modo permanece invariable después de que la estructura haya cedido.

Sin embargo, otras investigaciones intentan considerar otros modos además del modo fundamental de vibración en el análisis estático no-lineal [23]; se han propuesto distribuciones de fuerzas que intentan seguir con mayor precisión las distribuciones variables en el tiempo de las fuerzas inerciales. Aunque proyectan mejores estimaciones de la demanda sísmica son conceptualmente más complicadas para su inserción en la práctica.

Ciertos trabajos han realizado evaluaciones [3,8,9,34] de los procedimientos de análisis estático no-lineal incluyendo los propuestos por el ATC-40. Al comparar la demanda sísmica dada por estos métodos contra la dada por el método “exacto” de análisis dinámico no-lineal, se encontraron diferencias significativas entre ellas. Debido a esto se han propuesto otros métodos [10,33], uno de estos está basado en la teoría de dinámica de estructuras que parece proveer una mejor aproximación de la demanda sísmica.

Cuando se finaliza la evaluación y se concluye que la edificación presenta un exceso de flexibilidad, baja resistencia o poca ductilidad, entonces se hace necesario adecuar la estructura original. La forma más eficaz de adecuar una edificación es mediante la inclusión de nuevos elementos.

Algunas evaluaciones de edificios [2,32] utilizan los métodos de análisis estático no lineal, dichos métodos se fundamentan en que la demanda es reducida basándose en la capacidad inelástica de las edificaciones. Los métodos de análisis no-lineal predicen de una manera más exacta y realista el comportamiento resistente de las estructuras de concreto armado. Con este método de análisis inelástico se puede observar cómo trabaja realmente la estructura pudiéndose identificar incluso los mecanismos de falla. Sin embargo, el método de análisis estático no-lineal asume

que la capacidad de la estructura es independiente de la demanda que impone el sismo, para este método el daño está en función sólo de la deformación lateral de la estructura y desprecia el efecto de la duración del sismo y la demanda de disipación de energía.

Ante esta situación se hace necesario el análisis, estudio y evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar la demanda sísmica, estudiar su precisión, ventajas y desventajas que pueden ofrecer y de este modo poder garantizar su adaptación a la práctica común ingenieril.

1.3.-Objetivo general

El principal objetivo de esta investigación es el análisis y la evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar la demanda sísmica en edificaciones existentes de concreto armado de pocos pisos y presentar su aplicación a la evaluación de una edificación escolar tipo.

1.4.-Objetivos específicos

1.- Evaluar el comportamiento no-lineal ante cargas estáticas de estructuras aporticadas de concreto armado mediante el uso de modelos matemáticos simplificados. En particular, se pretende investigar la influencia de algunos efectos tales como: refuerzo transversal, relación de capacidad viga/columna, nivel de carga axial en columnas, elementos no estructurales y torsión en planta en la curva de capacidad y los mecanismos de colapso de los modelos analizados.

2.- Describir y comparar desde un marco conceptual los métodos de análisis estático no-lineal, ATC-40, FEMA-356 y MPA, para estimar la demanda que impone el movimiento sísmico sobre la estructura. Evaluar numéricamente los métodos de análisis estático no-lineal mediante modelos aporticados de concreto armados de pocos pisos sometidos a varios movimientos sísmicos. La evaluación se realizará comparando el nivel de predicción de estos métodos con la demanda real obtenida

con el método “exacto” que se obtiene del análisis dinámico no-lineal. Seleccionar un método de análisis para determinar el desempeño sísmico en estructuras aporticadas de concreto armado de pocos pisos.

3.- Aplicar el método seleccionado en la evaluación del desempeño sísmico de una escuela tipo y en las alternativas de refuerzo estructural idóneas para la escuela tipo.

CAPITULO II

COMPORTAMIENTO NO-LINEAL ANTE CARGAS ESTÁTICAS

En este capítulo se presenta una evaluación del comportamiento no-lineal ante cargas estáticas de estructuras aporticadas. En particular, se pretende investigar el uso de esta técnica para representar los siguientes efectos: deficiencia en el refuerzo transversal, relación capacidad viga-columna, nivel de carga axial, efecto de elementos no estructurales y torsión en planta en el comportamiento no-lineal de la estructura.

El análisis estático no-lineal o AENL consiste en aplicar cargas laterales incrementales a una estructura ya diseñada en la cual se conoce el armado de sus elementos hasta llevar a la estructura al colapso. Las cargas son aplicadas en forma monotónica en una sola dirección. Como resultado de este análisis se obtiene una curva de capacidad resistente de la estructura, la curva de capacidad relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral en el tope de la estructura.

Mediante un sencillo modelo aporticado de concreto armado se aplicará la técnica de AENL para determinar la capacidad de la estructura. En dicho modelo se realizarán algunas modificaciones en su detallado para representar los siguientes efectos:

1.- Deficiencia en el refuerzo transversal: Se analizará la incidencia que tiene el refuerzo transversal en el comportamiento inelástico global del modelo. Se estudiarán dos casos, uno de ellos representando un pórtico con buen armado transversal en sus elementos y el otro caso con pobre refuerzo transversal. El pórtico diseñado con buen refuerzo transversal representa el comportamiento de estructuras con un detallado cumpliendo un nivel de diseño 3 que se especifica en la norma y el

pórtico con pobre refuerzo transversal refleja el comportamiento de estructuras con un detallado de acuerdo al nivel de diseño 1, el último caso puede representar el armado que presentan algunas estructuras construidas en décadas pasadas.

2.- Relaciones de capacidad viga-columna: Básicamente se estudiará el efecto que produce en la curva de capacidad de la estructura el aumento o reducción de la resistencia de la viga con respecto a la columna. Se analizará como incide la relación de capacidad viga-columna en la distribución de daño y los mecanismos de colapso que puede presentar el modelo aporticado al incursionar en el rango no-lineal.

3.- Niveles de carga axial: Para el estudio de este efecto se evaluará el modelo bajo diferentes niveles de carga axial en las columnas. Evaluando para cada caso cortes máximos, desplazamientos últimos y ductilidades.

Otro modelo a estudiar es un edificio de dos pisos correspondiente a una escuela tipo y en el cual se evaluará el efecto de:

4.- Elementos no estructurales: Se estudia el efecto que puede tener algunos elementos no estructurales, tales como paredes, bancos, en el comportamiento no-lineal de la estructura. Su influencia en la rigidez, resistencia, ductilidad y mecanismos de colapso.

5.- Torsión en planta: Se estudia el efecto que tiene en el comportamiento de la estructura, tanto en su capacidad como en el mecanismo de colapso la torsión en planta.

II.1.- Pórtico de un piso

Características básicas del modelo para la variación paramétrica

En la Figura II.1 se presentan las características físicas y geométricas del pórtico de un vano y un piso. Las secciones de las columnas y vigas corresponden a secciones típicas observadas en las escuelas Tipo Cajetón [5,20,24,27,39].

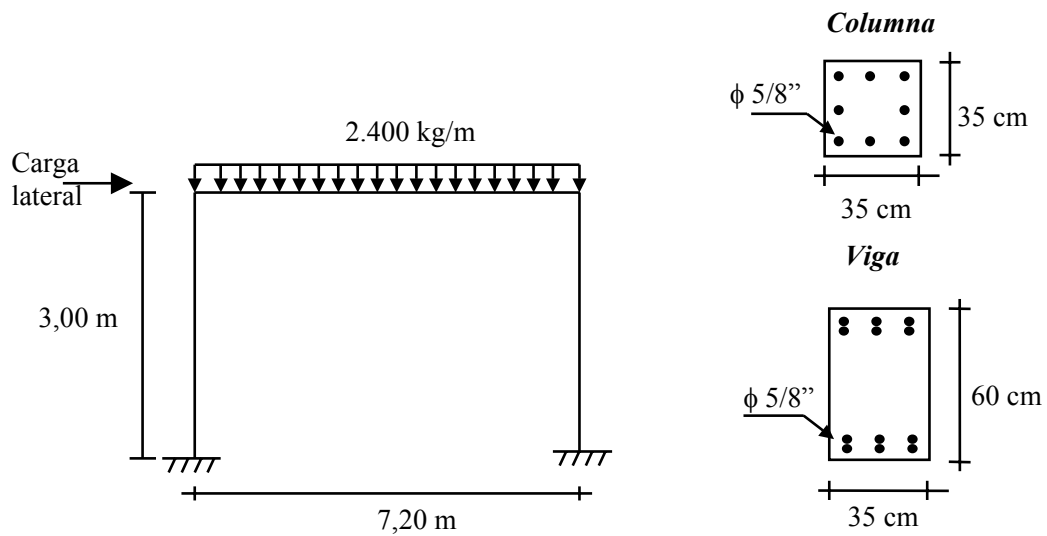


Figura II.1 Características geométricas del modelo.

En la Tabla II.1 se resume las propiedades de los materiales y en la Tabla II.2 la resistencia cedente a flexión de la viga.

Tabla II.1 Propiedades físicas de vigas y columnas.

Propiedades físicas	Valores
Módulo de elasticidad del concreto	$E = 218.820 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del acero	$E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a compresión del concreto	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo cedente del acero de refuerzo	$F_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$

Tabla II.2 Resistencia cedente a flexión de la viga.

Viga	$M_v^{\pm} (\text{kg-m})$
35x60	25.017

Para determinar el diagrama de interacción de la columna, se siguieron conceptos básicos de concreto armado [37], considerando los siguientes aspectos: la sección transversal del elemento se mantiene plana durante la carga, la deformación de agotamiento a compresión del concreto es de 0,003, se desprecia la resistencia a tracción del concreto. No se considera los factores de minoración de resistencia.

En la Figura II.2 se presenta el diagrama de interacción correspondiente a las columnas del modelo.

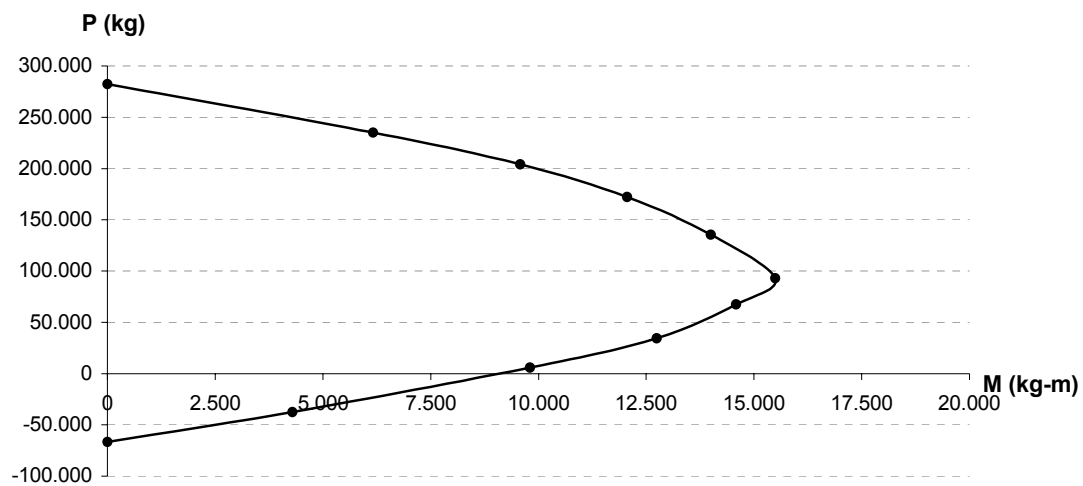


Figura II.2 Diagrama de interacción de la columna de 35 x 35 cm.

La curva de capacidad representa el comportamiento global de la estructura y se obtiene mediante el AENL, pero su comportamiento depende de cada uno de los elementos que conforman la estructura. Para la representación del comportamiento no-lineal de las secciones de falla del pórtico se siguieron recomendaciones propuestas por documentos como FEMA-356 y ATC-40, estos modelos representan una envolvente del comportamiento histerético del elemento. Un modelo típico de respuesta no-lineal de un elemento en el cual su comportamiento esté gobernado por las deformaciones se muestra en la Figura II.3.

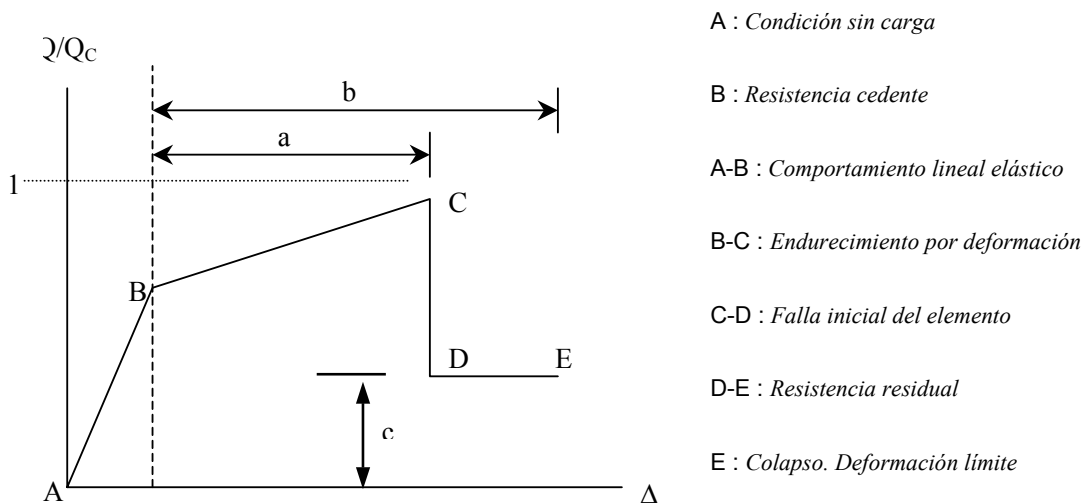


Figura II.3 Modelo típico del diagrama carga-deformación de una sección.

Para este modelo de carga-deformación a y b representan deformaciones plásticas. El parámetro a corresponde a la deformación desde el punto cedente hasta la máxima capacidad resistente del elemento. Mientras que b es la deformación desde el punto cedente hasta el colapso. El valor c corresponde a la resistencia residual del elemento, expresado como una fracción de la resistencia última. Los valores de rotaciones plásticas, recomendadas en los documentos del FEMA-356 y ATC-40, están en función del tipo de elemento, comportamiento esperado, armado transversal y longitudinal.

En el cálculo de la máxima capacidad que puede desarrollar la viga se siguieron expresiones publicadas en un estudio realizado por los profesores E. Castilla y A. Marinilli (2000) [6]. Este estudio basado en ensayos de muestras de aceros evidencia que la exigencia de la actual normativa COVENIN 1753-87 [13], para determinar el endurecimiento que puede desarrollarse en el acero longitudinal de refuerzo de vigas, resulta insuficiente. Por lo tanto presentan expresiones que consideran las acciones producidas por el comportamiento no-lineal del armado longitudinal. Todos los análisis estático no-lineal que se presentan en este trabajo se realizaron utilizando el programa SAP2000. [43]

II.1.1.- Efecto del refuerzo transversal

El confinamiento por refuerzo transversal puede aumentar considerablemente la deformación última del concreto. Numerosos ensayos han evidenciado que los estribos espaciados estrechamente aumentan la ductilidad del concreto confinado, y considerando que al disminuir la separación del refuerzo transversal en los elementos obtenemos un aumento de ductilidad a nivel del miembro, nuestra inquietud es conocer de que manera incide en el comportamiento global de la estructura. Esto nos motivó a estudiar cual era el efecto que produce la separación de estribos en la curva de capacidad global de la estructura.

Variando la separación del refuerzo transversal de los elementos del pórtico es posible evaluar la incidencia que tiene dicho efecto en la curva capacidad del pórtico en estudio. Partiendo del modelo original se estudiaron dos casos: i) “Tipo 1” representa un pórtico con buen armado transversal, la separación de los estribos es $d/4$ para todos sus elementos, d es la altura útil del elemento, y ii) “Tipo 2” representa un pórtico con pobre armado transversal y la separación de los estribos es $d/2$.

La capacidad resistente a flexión de los elementos es la misma para los dos casos estudiados, no así el corte resistente. La resistencia al corte de las columnas fue determinada como la suma de la contribución del concreto (V_c) y la contribución del acero de refuerzo transversal (V_s). V_c y V_s se determinaron según lo previsto en la norma COVENIN_MINDUR 1753-87. En el caso “Tipo 1” el valor de V_s es mayor que en el “Tipo 2” debido a la menor separación de estribos en los elementos.

En las Tablas II.3 y II.4 se presentan las resistencias a flexión y corte de los elementos para ambos casos.

Tabla II.3 Resistencia cedente a flexión y a corte en vigas.

Viga	$M_y^{\pm}$ (kg-m)	$V_y^{\pm}$ “Tipo 1” (kg)	$V_y^{\pm}$ “Tipo 2” (kg)
35x60	25.017	38.809	26.797

Tabla II.4 Resistencia a corte en las columnas.

Columna	$V_y^{\pm}$ “Tipo 1” (kg)	$V_y^{\pm}$ “Tipo 2” (kg)
35x35	29.055	18.759

Para considerar el comportamiento no-lineal de los elementos se identificaron los lugares en el cual el elemento podría incursionar en el rango inelástico y se le asignaron las secciones de falla a flexión y corte. Las características de estas secciones se encuentran definidas para ambos pórticos en las Figuras II.4 y II.5:

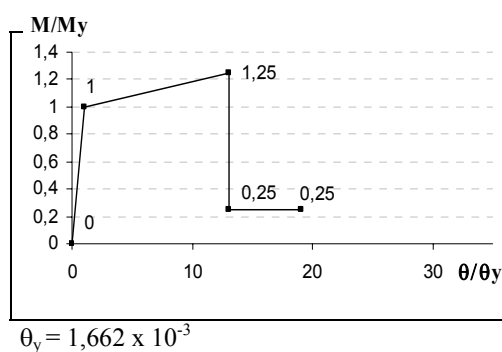
Pórtico “Tipo 1”

a) Columna en flexión

$$P/(A_g \cdot f'c) < 0,1$$

$$V/b_w \cdot d \cdot (f'c)^{1/2} < 3$$

$$a = 0,02 \quad b = 0,03 \quad c = 0,2$$

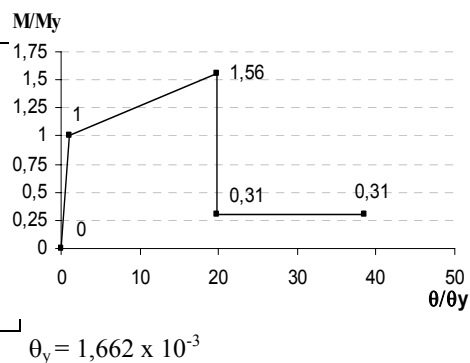


b) Viga en flexión

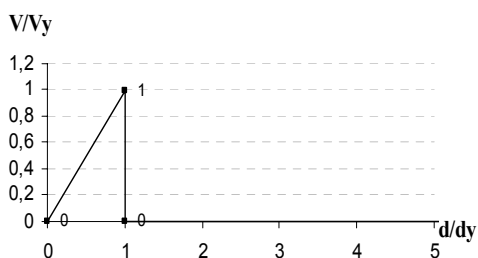
$$(\rho - \rho') / \rho_{bal} < 0$$

$$V/b_w \cdot d \cdot (f'c)^{1/2} < 3$$

$$a = 0,025 \quad b = 0,05 \quad c = 0,2$$



c) Columna en corte



d) Viga en corte

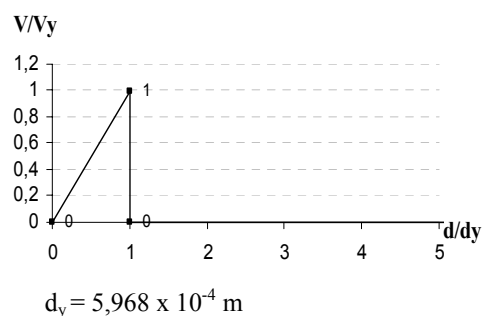


Figura II.4 Modelos del diagrama carga-deformación a flexión y corte para el pórtico “Tipo 1”.

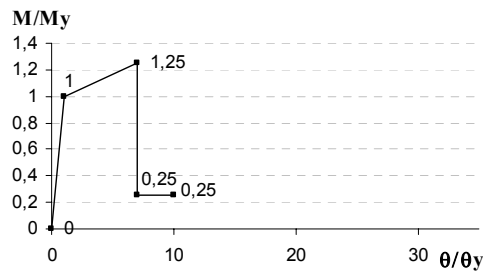
Pórtico “Tipo 2”

a) Columna en flexión

$$P/(A_g \cdot f_c) < 0,1$$

$$V/b_w \cdot d \cdot (f_c)^{1/2} < 3$$

$$a = 0,01 \quad b = 0,015 \quad c = 0,2$$



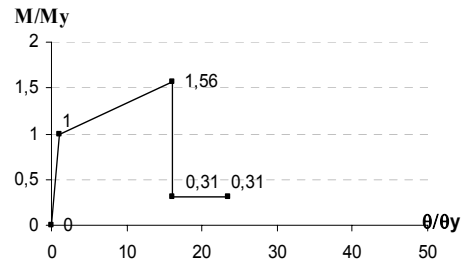
$$\theta_y = 1,662 \times 10^{-3}$$

b) Viga en flexión

$$(\rho - \rho') / \rho_{bal} < 0$$

$$V/b_w \cdot d \cdot (f_c)^{1/2} < 3$$

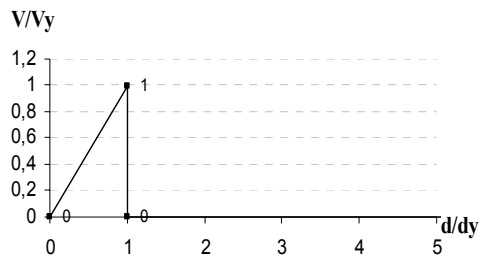
$$a = 0,02 \quad b = 0,03 \quad c = 0,2$$



$$M_y = 25.017 \text{ kg-m}$$

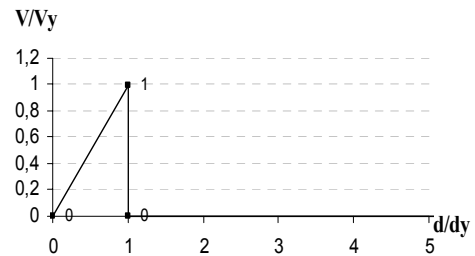
$$\theta_y = 1,334 \times 10^{-3}$$

c) Columna en corte



$$d_y = 2,486 \times 10^{-4} \text{ m}$$

d) Viga en corte



$$d_y = 5,968 \times 10^{-4} \text{ m}$$

Figura II.5 Modelos del diagrama carga-deformación a flexión y corte para el pórtico “Tipo 2”.

Los valores utilizados de θ_y y d_y fueron calculados por el programa SAP2000 [43].

Resultados del efecto de la variación del refuerzo transversal en las curvas de capacidad del modelo base

La relación cortante basal y desplazamiento en la base se presenta en la Figura II.6. Del comportamiento no-lineal se pueden realizar las siguientes observaciones:

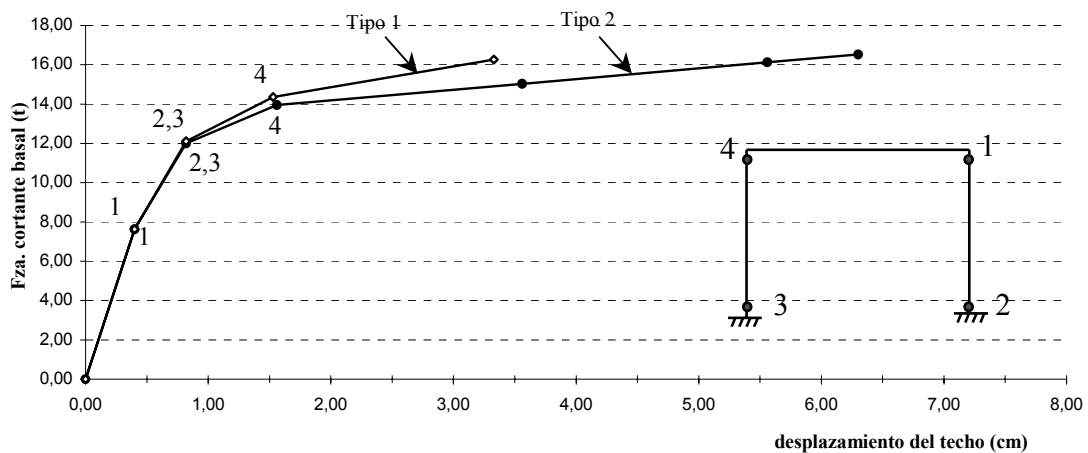


Figura II.6 Efecto del refuerzo transversal en las curvas de capacidad del pórtico y secuencia de fallas.

- a.- El mecanismo de falla del pórtico es piso débil, se presentan fallas a flexión en las columnas.
- b.- Al observar la secuencia de formación de las fallas en el pórtico, notamos que el daño se concentra en las columnas. La falla se produce en las columnas por ser mucho más débiles a flexión que las vigas.
- c.- La diferencia de pendiente entre la curva entre los pórticos se debe al comportamiento no-lineal de los elementos. Específicamente en el endurecimiento por deformación de la sección de falla, la rigidez es diferente entre los casos, presentándose una menor rigidez en el “Tipo 1” que en el “Tipo 2”, debido a que la capacidad a flexión es la misma pero la rotación plástica α para el “Tipo 1” es mayor.
- d.- El punto de colapso de las estructuras se define como el instante en que presenta una pérdida significativa de resistencia, esta se produce cuando la sección de falla de la primera falla formada en el pórtico, sobrepasa la deformación correspondiente a su máxima capacidad resistente a flexión y cae la resistencia a flexión a 25% de su capacidad cedente (Figuras II.4(a) y II.5(a)).

e.- El corte actuante en los elementos no sobrepasa la capacidad resistente a corte de los elementos, en consecuencia en todo el estudio paramétrico sólo se observarán fallas debido a la flexión.

f.- La Figura II.6 evidencia el efecto que ocasiona un mal detallado en el refuerzo transversal, observándose la disminución de las deformaciones últimas de la estructura. El desplazamiento último del techo se reduce de 6,3 cm a 3,33 cm al aumentar la separación del refuerzo transversal, representado una reducción de 53%.

g.- En ambos casos se observa que el corte máximo alcanzado es de 16.526 Kg, ya que la capacidad resistente a flexión de los elementos es la misma.

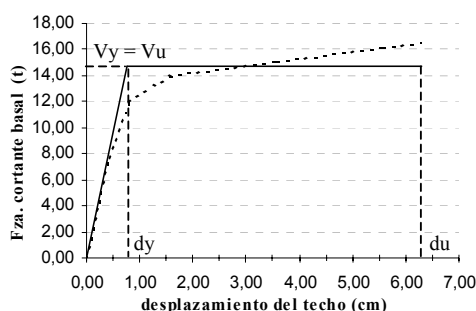
h.- En ambos comportamientos se observa una degradación de rigidez, obteniéndose una rigidez final de 2,85% de la rigidez inicial para el modelo “Tipo 1”, mientras que para el “Tipo 2” la rigidez en el desplazamiento último es de 5,54% la rigidez elástica.

Utilizando los datos de fuerza cortante basal y desplazamiento en el techo, es posible derivar ductilidades aplicando algunos criterios para establecer el punto de cedencia de la estructura. Para cada curva se obtuvieron dos sistemas equivalentes, uno elastoplástico perfecto y otro bilineal, bajo el criterio de que estos sistemas disiparan la misma energía que la curva analizada. Se halla el sistema equivalente, igualando las áreas externa e internas de la curva capacidad manteniendo la rigidez inicial de la curva.

Para establecer el sistema equivalente elastoplástico perfecto seguimos el criterio propuesto por el Prof. Chopra [11]. Mientras que el criterio para establecer el sistema equivalente bilineal se siguió el mismo procedimiento planteado en FEMA-356.

A continuación se presentan los sistemas elastoplástico perfecto y bilineal establecidos para la curva de capacidad “Tipo 1”.

a) Modelo EPP.



b) Modelo Bilineal.

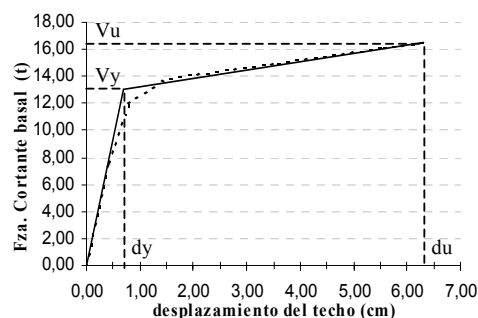


Figura II.7 Sistemas elastoplástico y bilineal para el pórtico “Tipo 1”.

Se define como ductilidad de desplazamiento **D** como el cociente entre el desplazamiento último **du** y el desplazamiento cedente **dy**. Las ductilidades calculadas se muestran a continuación:

Tabla II.5 Comparación de la ductilidad entre “Tipo 1” y “Tipo 2”.

Tipo	Vu (t)	du (cm)	Modelo EPP			Modelo Bilineal		
			Vy (t)	dy (cm)	D= du/dy	Vy (t)	dy (cm)	D= du/dy
1	16,53	6,30	14,73	0,77	8,16	13,02	0,68	9,23
2	16,26	3,33	14,47	0,76	4,39	12,56	0,66	5,06

h.- La ductilidad del pórtico “Tipo 1” es 54% mayor que la obtenida en el pórtico “Tipo 2”. Este aumento se debe al considerar en el modelo, el aumento de la deformación del elemento al tener un buen armado transversal.

i.- Al disminuir la rotación plástica en la columna un 50%, la ductilidad del pórtico se reduce en la misma proporción, ya que el comportamiento inelástico de los pórticos está gobernado por el comportamiento no-lineal de las columnas.

II.1.2.- Efecto de la relación capacidad viga/columna

Con el objetivo de estudiar el efecto que ocasiona la relación de capacidad entre la viga y la columna en el comportamiento global del pórtico se analizaron varios modelos mediante el AENL. Los modelos fueron obtenidos modificando la sección transversal y armado longitudinal de la viga hasta obtener una capacidad resistente a flexión mayor, aproximadamente igual y menor que la correspondiente a la columna, obteniéndose tres casos. Los modelos a ser estudiados se muestran en las Figuras II.8, II.9 y II.10. El caso de viga fuerte-columna débil descrito en la Figura II.8 corresponde a un pórtico típico de escuelas Tipo Cajetón muy difundidas en el país.

Viga fuerte-Columna débil (VF-CD)

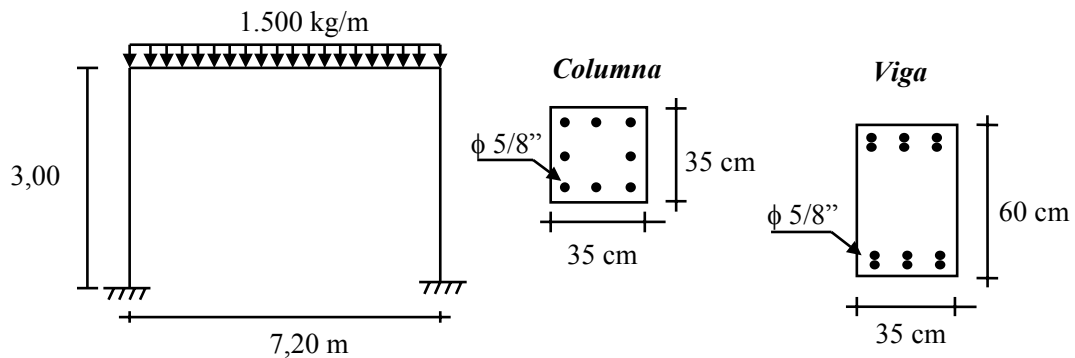


Figura II.8 Características geométricas del modelo con Viga fuerte-Columna débil.

Viga $\approx$ Columna (V $\approx$ C)

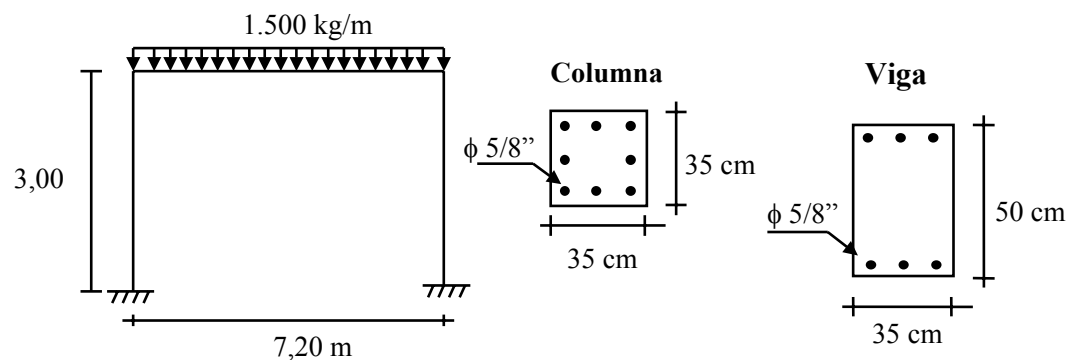


Figura II.9 Características geométricas del modelo con Viga $\approx$ Columna.

Viga débil –Columna fuerte (VD-CF)

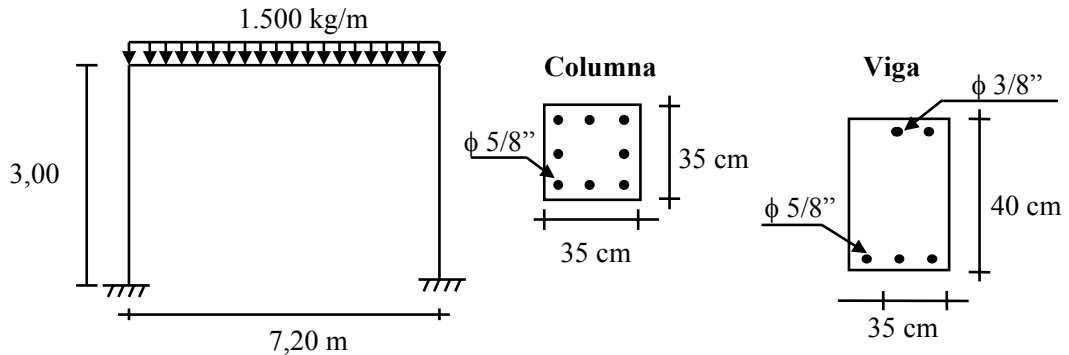


Figura II.10 Características geométricas del modelo con Viga débil -Columna fuerte.

En la Tabla II.6 muestra la capacidad a flexión y a corte de las vigas, mientras que en la Tabla II.7 la resistencia a corte de las columnas, tanto para un armado transversal “Tipo 1” como “Tipo 2”. La capacidad a flexión de las columnas viene dada por su correspondiente diagrama de interacción de las columnas mostrada en la Figura II.2.

Tabla II.6 Resistencia cedente a flexión y a corte de las vigas.

Vigas	$M_y^{\pm}$ (kg-m)	$V_y^{\pm}$ “Tipo 1” (kg)	$V_y^{\pm}$ “Tipo 2” (kg)
35x60 (VF-CD)	25.017	24.024	12.012
35x50 (V≈C)	10.343	36.120	24.109
35x40 (VD-CF)	6.300	33.433	21.421

Tabla II.7 Resistencia a corte de las columnas.

Columna	$V_y^{\pm}$ “Tipo 1” (kg)	$V_y^{\pm}$ “Tipo 2” (kg)
35x35	28.905	18.609

Las secciones de falla fueron modeladas siguiendo las recomendaciones del ATC-40 y FEMA-356, obteniéndose modelos muy similares a los presentados en el efecto anterior, en estos modelos lo importante es la capacidad resistente de la viga. Para los casos de relación de capacidad de V≈C y VD-CF la incursión en el rango inelástico no sólo puede ocurrir en los extremos de la viga sino a lo largo del elemento, observación muy importante para la ubicación de las posibles secciones de falla en la viga.

Resultados del efecto de la relación capacidad viga/columna

La curva de capacidad, secuencia de fallas por flexión y ductilidades para las diferentes relaciones capacidad viga-columna con un armado transversal “Tipo 1” se presentan en las Figuras II.11, II.12 y la Tabla II.8.

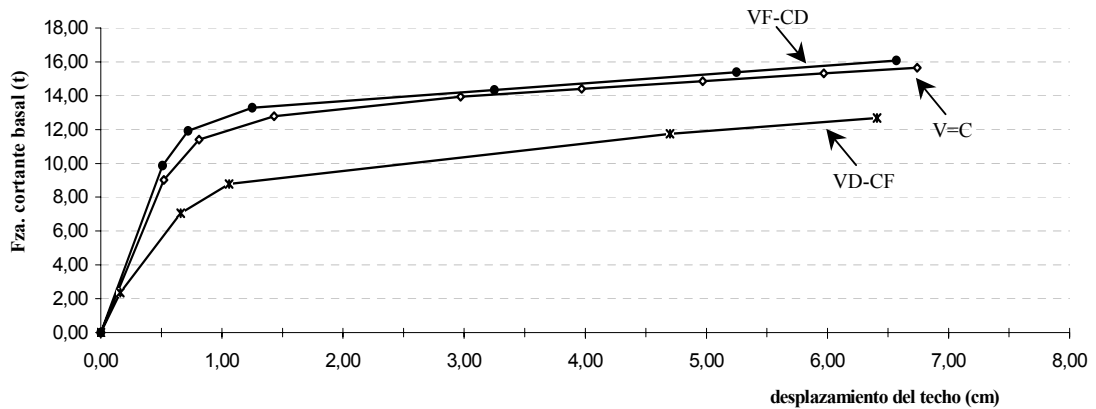


Figura II.11 Curvas de capacidad del pórtico con VF-CD, $V \approx C$, VD-CF con armado transversal “Tipo 1”.

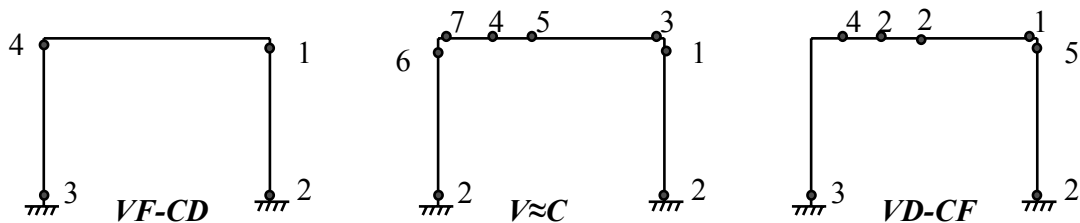


Figura II.12 Secuencia de las fallas por flexión para diferentes relaciones de capacidad con armado transversal “Tipo 1”.

Tabla II.8 Comparación de la ductilidad entre relaciones de capacidad viga-columna “1”.

Relación	V_u (t)	du (cm)	Modelo EPP			Modelo Bilineal		
			V_y (t)	dy (cm)	$D = du/dy$	V_y (t)	dy (cm)	$D = du/dy$
VD-CF	12,68	6,41	10,58	0,72	8,93	8,38	0,57	11,27
$V \approx C$	15,65	6,74	14,07	0,81	8,32	12,50	0,72	9,37
VF-CD	16,09	6,57	14,47	0,75	8,78	12,75	0,66	9,97

De los resultados mostrados anteriormente se desprenden las siguientes observaciones:

a.- Para las relaciones $V \approx C$ y VD-CF podemos observar daños tanto en vigas como en columnas, debido a que la capacidad a flexión de la viga es aproximadamente igual o menor que la columna. Para la relación VD-CF observamos que la primera plastificación ocurre en el extremo derecho de la viga.

b.- La capacidad global del pórtico se reduce a medida que disminuimos la capacidad a flexión de la viga, la capacidad a flexión de las columnas permanece constante en los tres casos.

c.- Observamos que para el pórtico VD-CF la falla por flexión se desarrolla con un pequeño desplazamiento lateral, ya que el momento generado por la carga gravitacional en los extremos de la viga es el 78% del momento cedente de la viga necesitándose sólo un pequeño incremento en la carga lateral para alcanzar el momento cedente en el extremo derecho de la viga.

d.- Los desplazamientos últimos del pórtico aumentan al disminuir la capacidad resistente de la viga. Al modelar la viga con menor resistencia estamos forzando a que se concentre el daño en este elemento y ya que la viga tiene una mayor capacidad de deformación plástica que la columna, obtenemos un mayor desplazamiento último en los pórticos $V \approx C$ y VD-CF.

e.- La rigidez inicial del pórtico disminuye, del pórtico VF-CD a $V \approx C$ presenta una reducción de un 10,25%, mientras que del pórtico $V \approx C$ a VD-CF se reduce un 15,17%, debido a la disminución de la sección transversal de la viga.

f.- El colapso del pórtico VF-CD se debe a la caída de resistencia que sufre la primera sección de falla formada, localizada en el extremo superior de la columna de la derecha. Para el pórtico $V \approx C$ el colapso se produce por la caída de resistencia de las secciones de falla en la base de ambas columnas y el colapso del pórtico VD-CF se alcanza al reducirse la resistencia en el extremo derecho de la viga.

g.- Observamos que la mayor ductilidad se presenta en el pórtico VD-CF. Mientras que para los pórticos VF-CD y $V \approx C$ las ductilidades son muy similares.

h.- Las fallas que ocurren en los modelos son debidas a la flexión, no se desarrollan fallas por corte.

A continuación se presenta los resultados para las mismas relaciones de capacidad pero considerando un pobre armado transversal:

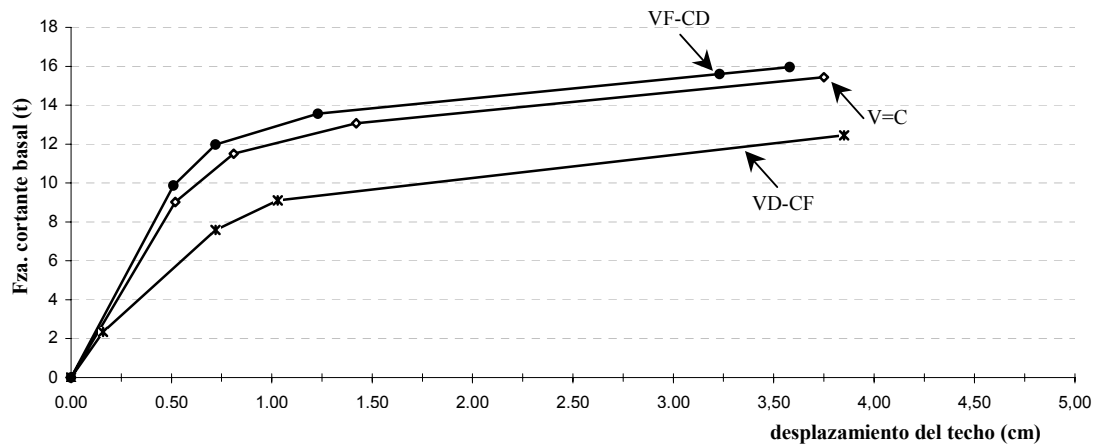


Figura II.13 Curvas de capacidad del pórtico con VF-CD, $V \approx C$, VD-CF con armado transversal "Tipo 2".

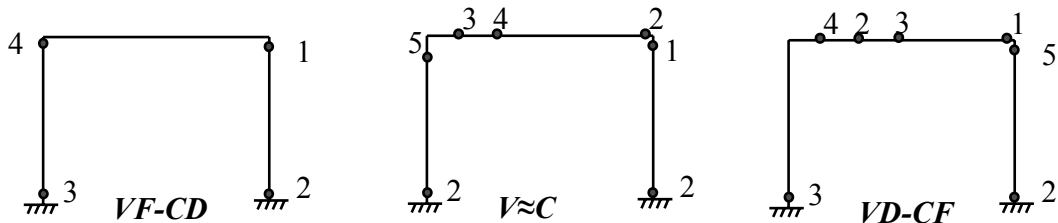


Figura II.14 Secuencia en la formación de las fallas por flexión para diferentes relaciones de capacidad con armado transversal "Tipo 2".

Tabla II.9 Comparación de la ductilidad entre relaciones de capacidad viga-columna “Tipo 2”.

Relación	$V_u (t)$	$du (cm)$	Modelo EPP			Modelo Bilineal		
			$V_y (t)$	$dy (cm)$	$D = du/dy$	$V_y (t)$	$dy (cm)$	$D = du/dy$
VD-CF	12,55	3,85	10,27	0,70	5,53	7,98	0,54	7,11
$V \approx C$	15,43	3,75	13,76	0,79	4,74	11,94	0,69	5,45
VF-CD	15,96	3,58	14,35	0,74	4,83	12,67	0,65	5,47

De las Figuras II.13 y II.14 y de la Tabla II.9 podemos inferir observaciones similares que para las relaciones de capacidad con buen armado transversal anteriormente expuestas, destacándose la reducción notable de ductilidad que se obtiene en los casos considerando pobre refuerzo transversal.

II.1.3.- Efecto del nivel de carga axial

Se han analizados varios modelos con la finalidad de conocer el efecto que produce en el comportamiento no-lineal de la estructura el nivel de carga axial actuante en las columnas. Los niveles de cargas axiales estudiados en esta sección son los siguientes:

• $N/(A_g \cdot f'_c) = 0,03$ Corresponde al nivel de carga axial de nuestro pórtico original, carga axial producto de la carga uniforme aplicada sobre la viga.

• $N/(A_g \cdot f'_c) = 0,10$ Nivel de carga axial mínimo exigido por la norma COVENIN_MINDUR 1753-87 para el diseño de un elemento como columna.

• $N/(A_g \cdot f'_c) = 0,25$ Valor intermedio seleccionado para el análisis.

• $N/(A_g \cdot f'_c) = 0,40$ Nivel de carga axial coincidente con el punto balanceado del diagrama de interacción de una columna, en este punto ocurre la cedencia a tracción del acero longitudinal y simultáneamente ocurre el agrietamiento del concreto por compresión.

A continuación se presenta el diagrama de interacción de la columna indicándose los niveles de carga axial estudiados.

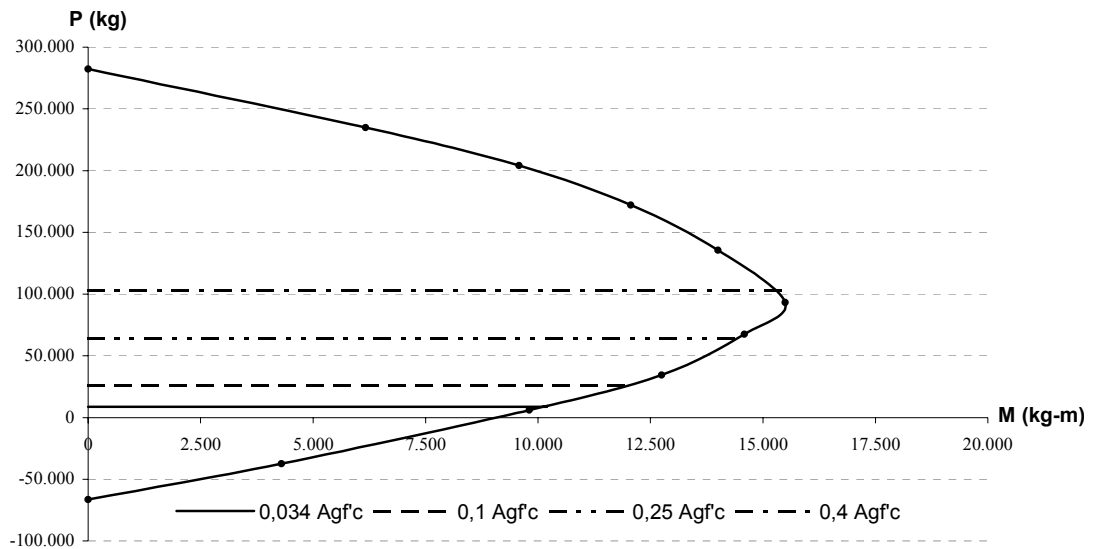
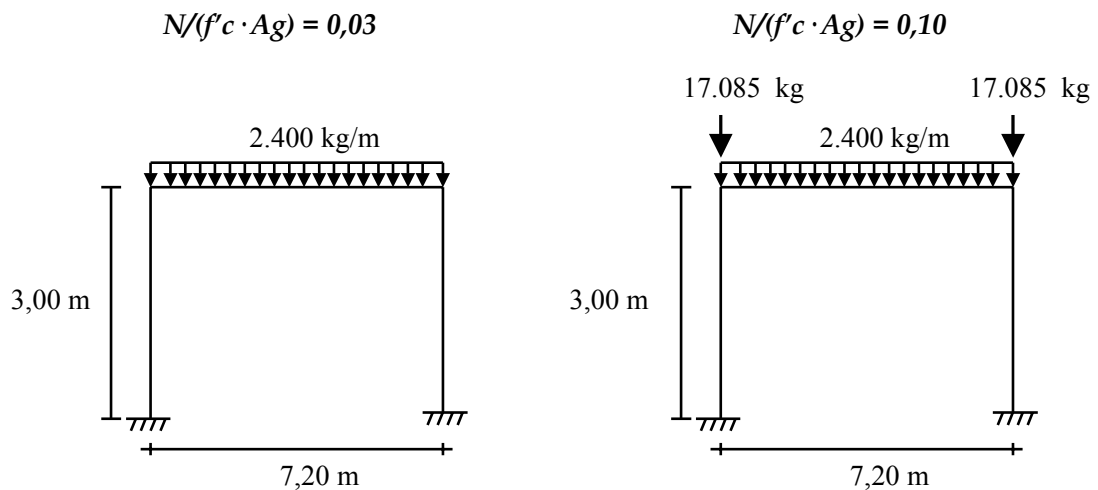


Figura II.15 en el diagrama de interacción de los niveles de cargas estudiados.

Para lograr el nivel de carga axial en las columnas, se mantiene una carga uniforme de 2.400 kg/m y adicionalmente se aplican unas cargas puntuales hasta obtener el nivel de carga requerido para cada caso. En la Figura II.16 se muestran las cargas aplicadas en cada caso.



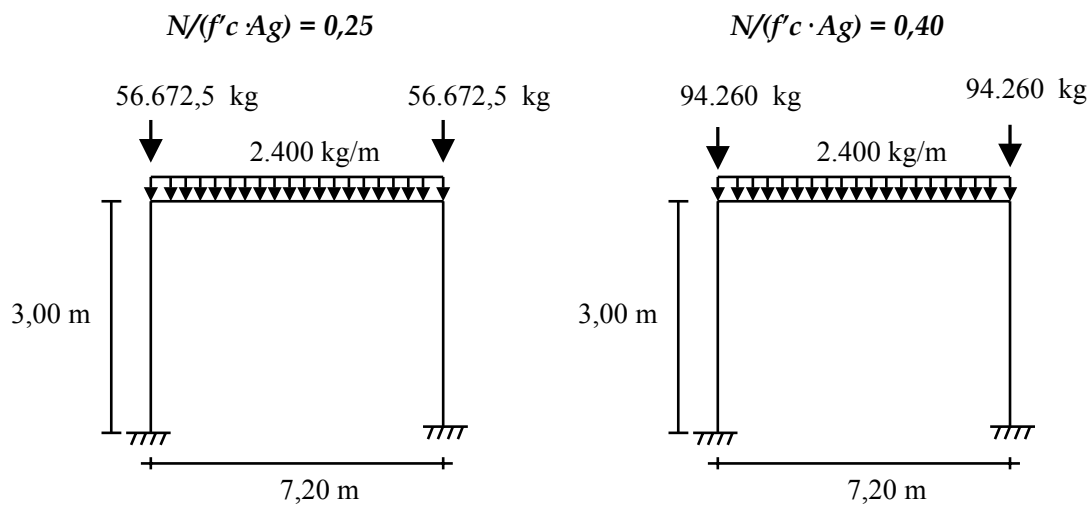


Figura II.16 Modelos utilizados para el estudio del efecto del nivel de carga axial.

La sección transversal y el armado de los elementos son las mismas del pórtico original (ver Figura II.1). Para cada caso estudiado se estableció las posibles secciones de falla a flexión y corte en todos los elementos, considerando en las secciones de falla a flexión de las columnas, específicamente, en las rotaciones plásticas, el efecto del nivel de carga axial actuante. En general, las rotaciones plásticas disminuyen a medida que se incrementa el nivel de carga axial. En la aplicación de la técnica estática no-lineal no se consideró el efecto P-Δ.

Propiedades no lineales de la sección de falla para los diferentes niveles de carga axial

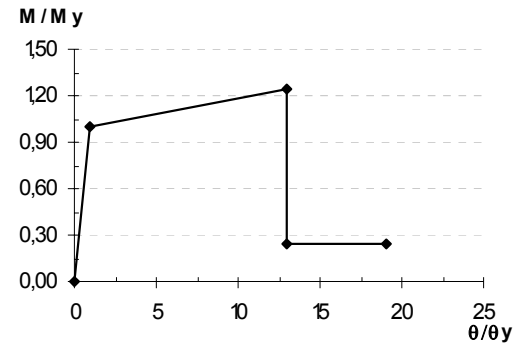
Debido a que la evaluación paramétrica consiste en indagar la influencia que tiene la carga axial en el desempeño no-lineal de la estructura (curva de capacidad) únicamente se realizará variaciones en las propiedades no lineales de las secciones de falla de las columnas, estas propiedades no lineales varían de acuerdo a la carga axial actuante. En las siguientes Figuras II.17 y II.18 se muestran las propiedades no-lineales de las secciones de falla de las columnas con un armado transversal “Tipo 1” y “Tipo 2” todo de conformidad a las propiedades que sugiere el ATC-40 y FEMA-356 para estos fines:

Con armado transversal “Tipo 1”

a) $N/(Ag \cdot f_c) = 0,03$

$$V/b_w \cdot d \cdot (f_c)^{1/2} < 3$$

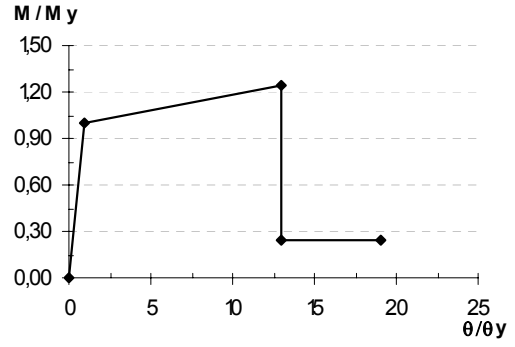
$a = 0,02 \quad b = 0,03 \quad c = 0,2$



b) $N/(Ag \cdot f_c) = 0,10$

$$V/b_w \cdot d \cdot (f_c)^{1/2} < 3$$

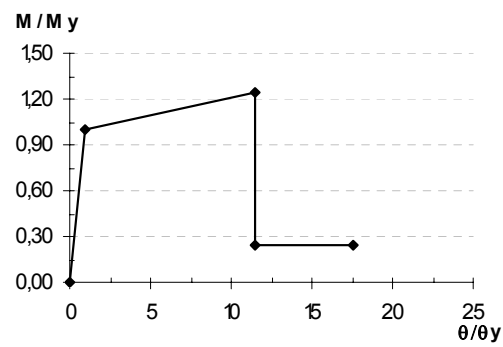
$a = 0,02 \quad b = 0,03 \quad c = 0,2$



c) $N/(Ag \cdot f_c) = 0,25$

$$V/b_w \cdot d \cdot (f_c)^{1/2} < 3$$

$a = 0,0175 \quad b = 0,0275 \quad c = 0,2$



d) $N/(Ag \cdot f_c) > 0,40$

$$V/b_w \cdot d \cdot (f_c)^{1/2} < 3$$

$a = 0,015 \quad b = 0,025 \quad c = 0,2$

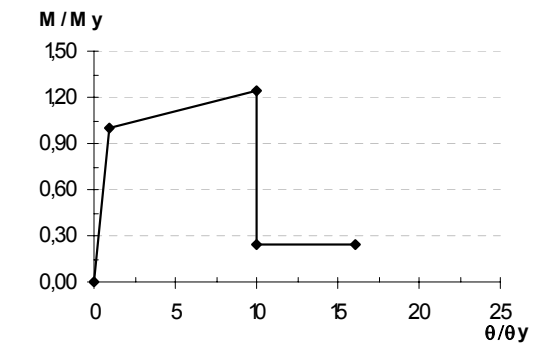


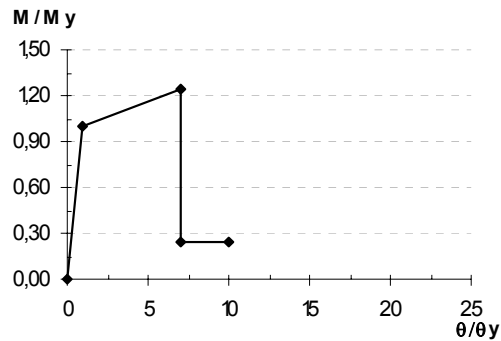
Figura II.17 Modelos del diagrama carga-deformación a flexión para el pórtico “Tipo 1” para los diferentes niveles de carga axial.

Con armado transversal “Tipo 2”

a) $P/(Ag \cdot f_c) = 0,03$

$$V/b_w \cdot d \cdot (f_c)^{1/2} < 3$$

$$a = 0,01 \quad b = 0,015 \quad c = 0,2$$

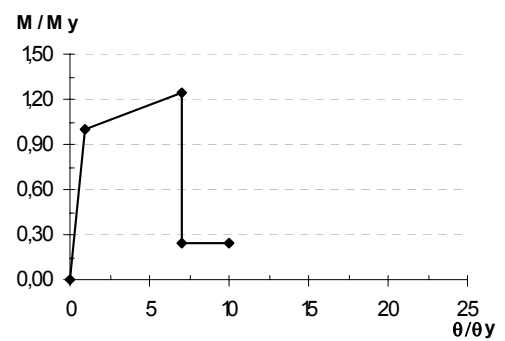


$$\theta_y = 1,662 \times 10^{-3}$$

b) $P/(Ag \cdot f_c) = 0,10$

$$V/b_w \cdot d \cdot (f_c)^{1/2} < 3$$

$$a = 0,01 \quad b = 0,015 \quad c = 0,2$$

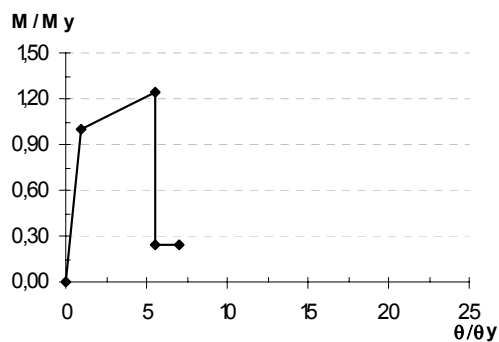


$$\theta_y = 1,662 \times 10^{-3}$$

c) $N/(Ag \cdot f_c) = 0,25$

$$V/b_w \cdot d \cdot (f_c)^{1/2} < 3$$

$$a = 0,0075 \quad b = 0,00998 \quad c = 0,2$$

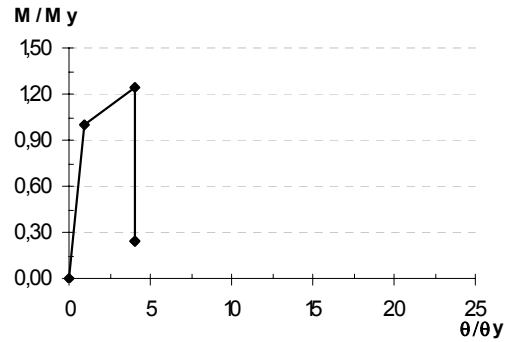


$$\theta_y = 1,662 \times 10^{-3}$$

d) $N/(Ag \cdot f_c) > 0,40$

$$V/b_w \cdot d \cdot (f_c)^{1/2} < 3$$

$$a = 0,005 \quad b = 0,005 \quad c = 0,2$$



$$\theta_y = 1,662 \times 10^{-3}$$

Figura II.18 Modelos del diagrama carga-deformación a flexión para el pórtico “Tipo 2” para los diferentes niveles de carga axial.

Resultados del efecto del nivel de carga axial

Los resultados del análisis estático no-lineal se muestran en la Figura II.19 y en la Tabla II.10 .

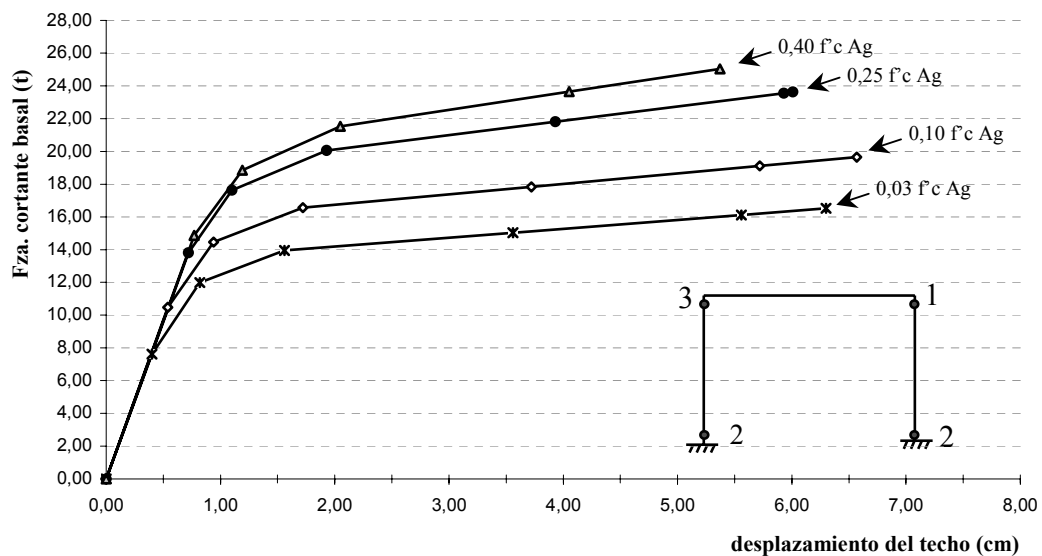


Figura II.19 Curvas de capacidad del pórtico para diferentes niveles de carga axial con armado transversal "Tipo 1" y secuencia de formación de fallas.

Tabla II.10 Comparación de la ductilidad entre niveles de carga axial con armado transversal "Tipo 1".

$N/f'c \cdot Ag$	V_u (t)	du (cm)	Modelo EPP			Modelo Bilineal		
			V_y (t)	dy (cm)	$D = du/dy$	V_y (t)	dy (cm)	$D = du/dy$
0,03	16,53	6,3	14,73	0,77	8,16	13,02	0,68	9,23
0,10	19,65	6,57	17,31	0,89	7,36	15,46	0,80	8,24
0,25	23,62	6,01	21,18	1,10	5,44	18,69	0,97	6,17
0,40	25,04	5,37	22,43	1,16	4,62	19,76	1,02	5,25

De la figura y tabla presentadas se realizan las siguientes observaciones:

a.- El colapso del pórtico se produce por la formación de un piso débil ya que los daños se concentran en los extremos de las columnas, estas fallas son sólo por flexión. Notamos que al aumentar el nivel de carga axial en las columnas se necesita una mayor fuerza lateral para generar la primera falla del pórtico.

b.- El colapso del pórtico para los diferentes niveles de carga axial se debe a la caída de resistencia que sufre la primera sección de falla.

c.- La rigidez inicial es la misma en los cuatro casos, sin embargo cuando se inicia el comportamiento inelástico por flexión las curvas se van diferenciando, este comportamiento se debe a que el diagrama $M-\theta$, en las columnas, es diferente para cada caso.

d.- De la gráfica podemos observar que a medida que aumentamos el nivel de carga axial en las columnas, aumenta la capacidad resistente del pórtico. El pórtico que alcanza la mayor capacidad resistente es el correspondiente al nivel de carga axial de $0,40 f'c \cdot A_g$, ya que este nivel coincide con la carga axial del punto balanceado del diagrama de interacción. El punto balanceado corresponde a la mayor capacidad resistente a flexión de la columna en consecuencia obtenemos el máximo corte basal de la estructura.

f.- A medida que aumentamos el nivel de carga axial en las columnas los desplazamientos últimos son menores, ya que al aumentar el nivel de carga axial las rotaciones plásticas en las secciones disminuyen.

g.- Al aplicar una baja carga axial sobre las columnas cercana al 10% de la resistencia a compresión del área gruesa la ductilidad es máxima, esto se debe a que el comportamiento a flexión de la columna se considera semejante a la de una viga.

A continuación se presentan los resultados obtenidos de AENL para los diferentes niveles de carga axial considerando en estos casos un pobre armado transversal

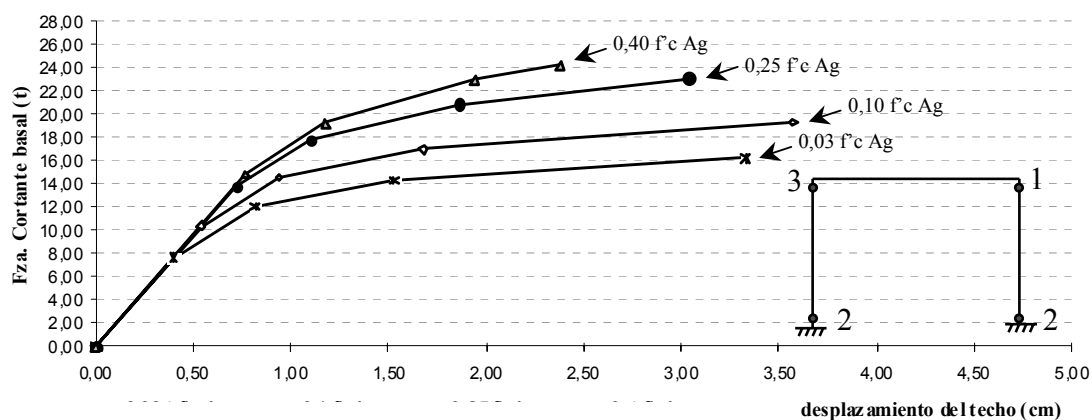


Figura II.20 Curvas de capacidad del pórtico con diferentes niveles de carga axial. con armado transversal “Tipo 2” y secuencia de formación de fallas.

Tabla II.11 Comparación de la ductilidad entre niveles de carga axial con armado transversal “Tipo 2”.

$N/f'c \cdot Ag$	V_u (t)	du (cm)	Modelo EPP			Modelo Bilineal		
			V_y (t)	dy (cm)	$D = du/dy$	V_y (t)	dy (cm)	$D = du/dy$
0,03	16,26	3,33	14,47	0,76	4,39	12,56	0,66	5,06
0,10	19,37	3,57	17,29	0,89	3,00	15,08	0,78	4,59
0,25	23,17	3,04	20,71	1,08	2,82	17,99	0,94	3,24
0,40	24,24	2,38	21,47	1,11	2,14	18,38	0,95	2,50

a.- De los resultados presentados, en la Figura II.20 y en la Tabla II.11, se pueden realizar observaciones semejantes a las realizadas para el pórtico con diferentes niveles de carga axial y armado transversal “Tipo 1”.

II.2.- Edificio de dos pisos

II.2.1.- Descripción de la edificación

El edificio que analizaremos en esta sección se basó en un tipo escuela muy difundida en nuestro país denominada Tipo Antiguo y su estructura es similar a la Escuela “Valentín Valiente” derrumbada por el terremoto de Cariaco del año 1997.

Este tipo de escuela construida posiblemente a finales de los años 50, es de dos pisos, constituida por dos módulos independientes de geometría regular y simétrica, estructuralmente compuesta por pórticos de concreto armados en una dirección. Los módulos cuya forma estructural es la misma están separados por una junta de construcción, la única diferencia entre ambos módulos es que la escalera descansa sobre uno de ellos (Figura II.21). El área de cada planta del módulo es de $275,4 \text{ m}^2$ conteniendo 3 aulas de clase por piso, las aulas están moduladas con dimensiones de 8,5 m en dirección longitudinal y luces de 8,45 m en dirección transversal. En este trabajo estudiaremos el Módulo II, módulo sin escalera (Figura II.22).

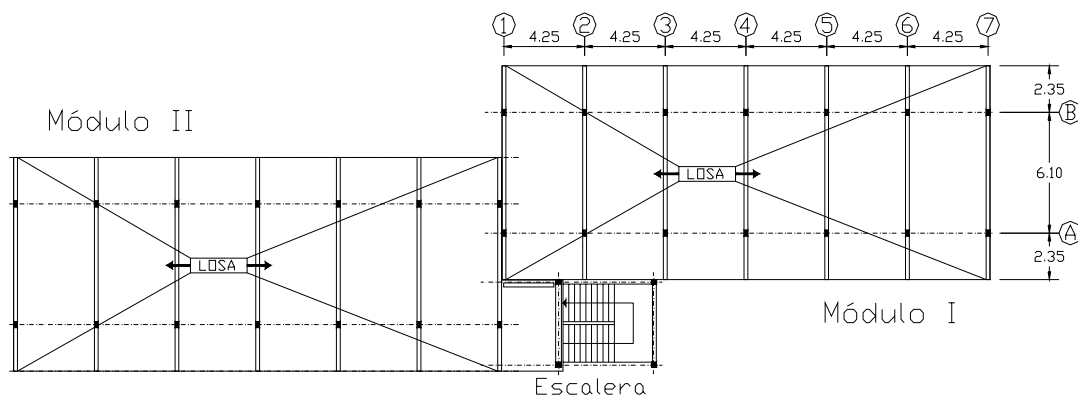


Figura II.21 Planta del nivel 1 de la Escuela tipo Antigua. Dimensiones en metros.

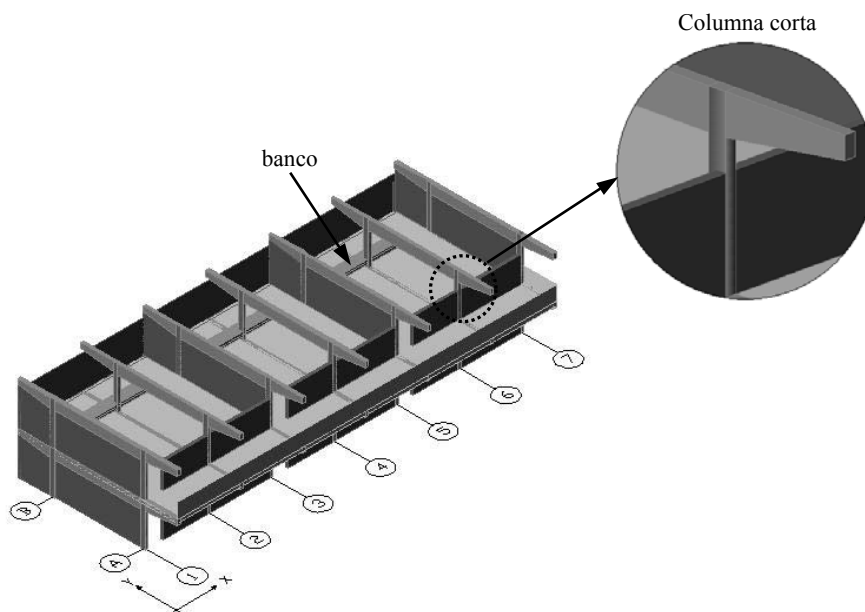


Figura II.22 Vista tridimensional de la escuela Tipo Antigua, se muestra disposición de los pórticos y las paredes.

En ambos módulos existen paredes de bloques de concreto de espesor 15 cm, algunos de estas paredes son a mediana altura y otras de altura completa. Las columnas que enmarcan a las paredes de mediana altura caen dentro de la categoría de “columnas cortas” o “cautivas”, por estar restringida su deformación lateral a lo largo de una longitud de 1,75 m, estas columnas se encuentran en la dirección longitudinal del edificio en el pórtico A.

En la dirección transversal existen paredes que restringen en toda su longitud a las columnas ubicadas en los pórticos 1, 3, 5, y 7 del módulo. El pórtico B contiene un banco de concreto armado, de sección L, localizado a una altura de 55 cm medidos desde el suelo hasta el tope del banco, el cual se encuentra unido rígidamente a las columnas. Las propiedades del edificio de dos pisos se describe encuentra con mayor detalle en el Apéndice A

II.2.2.- Análisis en dirección X

Este análisis el patrón de fuerzas se aplica en la dirección longitudinal de la estructura, denominada dirección X. En esta dirección se consideran diversos casos con la idea de facilitar el análisis, comenzando con un modelo sencillo formado por columnas, vigas y nervios. En los siguientes modelos se incorporarán elementos no estructurales que pueden intervenir de manera determinante en el comportamiento no-lineal de la estructura. A continuación se presentan los casos estudiados con las características más resaltantes de cada uno de ellos.

Caso 1

La estructura está formada por columnas y vigas en la dirección transversal y en la dirección longitudinal se considera la contribución de la losa nervada mediante los nervios. La sección transversal de los nervios en el modelo matemático tiene forma de “T” y conecta las columnas en esta dirección.

Caso 2

Este caso es semejante al anterior, pórticos formados por columnas, vigas y nervios, adicionalmente se considera el banco ubicado en el pórtico “B” a una altura de 0,55 m medido desde la losa. El banco tiene una sección transversal en forma de “L” con las mismas dimensiones que se muestra en la Figura A.2, este banco se encuentra unido rígidamente a las columnas que conecta.

Caso 3

Este caso se elimina el banco y consideramos el efecto de las paredes, en el modelo matemático mediante bielas equivalentes. Las medias paredes a modelar son las que efectivamente restringen la deformación lateral de las columnas y tienen 1,75 m de altura, ubicadas en el pórtico “A” en los dos entrepisos.

Caso 4

Este caso considera en el modelo el efecto que tienen las medias paredes ubicadas en el pórtico “A” y el banco ubicado en el pórtico “B”.

Los casos del 1 al 4 son análisis planos, es decir, la estructura únicamente puede trasladarse en dirección X, no se le permite traslación en dirección Y ni la rotación alrededor de los ejes X y Z. Los modelos no pueden presentar torsión en planta. La no linealidad de los elementos se incluyen en los extremos de las vigas y columnas tomando en cuenta que se podrían presentar fallas tanto por flexión como por corte.

Caso 5

El caso 5 es semejante al caso 4 pero con la particularidad que es un análisis tridimensional (3D) ya que se le permite la traslación en Y y la rotación alrededor de los ejes X y Z. A la estructura se le permite tener torsión en planta.

La Tabla II.12 presenta las características principales de los casos estudiados:

Tabla II.12. Principales características de los modelos analizados en la dirección X.

Caso	Tipo	Paredes	Banco	Efecto evaluado
1	2D	No	No	Caso patrón
2	2D	No	Si	Banco
3	2D	Si	No	Paredes
4	2D	Si	Si	Banco y paredes
5	3D	Si	Si	Torsión del edificio

Análisis de los resultados

En esta sección se analizarán los resultados del comportamiento ante cargas laterales de los casos anteriormente presentados, describiendo algunos casos en detalle y los demás casos se evaluarán el efecto que produce la incorporación de los elementos no estructurales.

Caso 1

Este modelo conformado por columnas y vigas en la dirección transversal y en la dirección longitudinal por columnas y nervios. En la Figura II.23 se muestra la curva de capacidad de la estructura obtenida del análisis.

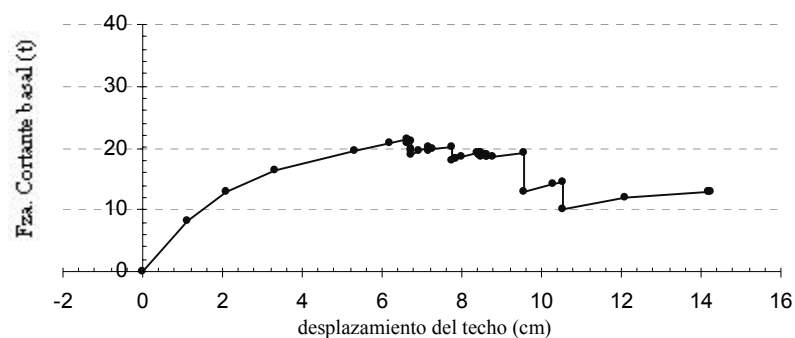


Figura II.23. Curva de capacidad para la estructura del caso 1. Falla por flexión en el nervio 1-2 del nivel 1.

A continuación se explica con detalle el comportamiento de la estructura en los principales puntos de la curva de capacidad:

Para un desplazamiento del centro de masa del último piso de 1,1 cm y un corte basal de 8,15 t, se produce la cedencia por flexión en el extremo izquierdo del nervio

1-2 del primer piso tanto en el pórtico “A” como el “B” (ver Figura II.24). La estructura presenta una rigidez inicial de 7,41 t/cm.

Pórtico “A” = “B”

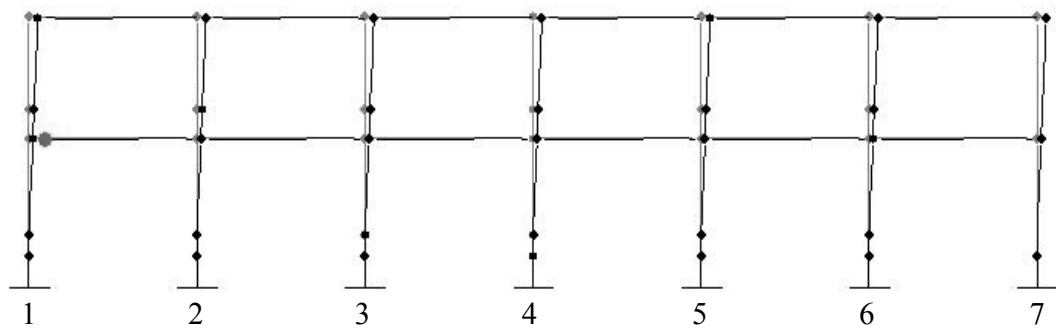


Figura II.24 Primera falla presentada en la estructura.

Con un desplazamiento lateral del tope de la estructura de 3,3 cm, los nervios de los dos pórticos han presentado fallas por flexión, ver Figura II.25.

Pórtico “A” = “B”

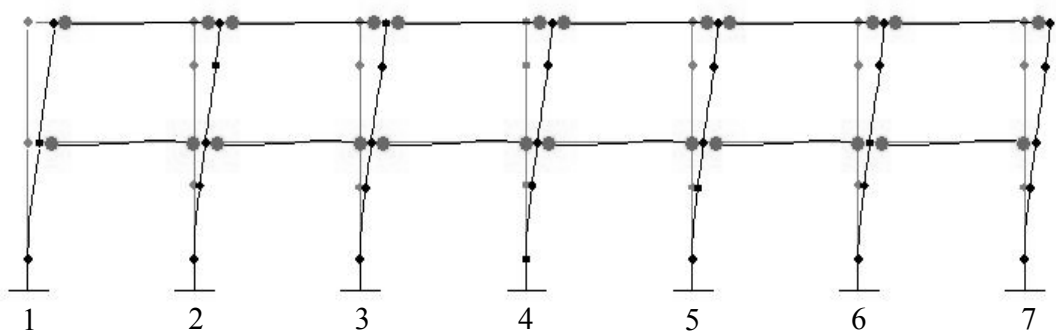


Figura II.25 Fallas presentadas en los nervios para un desplazamiento en tope de 3,3 cm.

Una vez alcanzados los 6,65 cm de empuje lateral, ver Figura II.26, se produce la cedencia por flexión en la base de todas las columnas del primer entrespacio y simultáneamente alcanzan la máxima capacidad a flexión las dos primeras secciones de falla a flexión formadas en los nervios 1-2. En este desplazamiento se alcanza la máxima capacidad resistente de la estructura con 21,31 t.

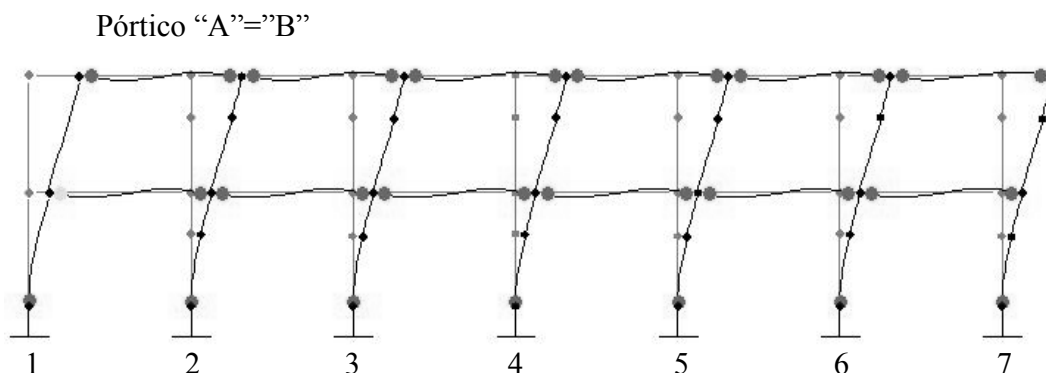


Figura II.26 Fallas presentadas en la estructura para un desplazamiento en tope de 6,65 cm.

En el siguiente estado, cae la capacidad resistente a flexión en el extremo izquierdo del nervio 1-2 tanto en el pórtico "A" como en el "B". Esta caída de resistencia es la primera pérdida de resistencia, una pérdida de 2%, que se evidencia en la curva de capacidad de la estructura. El desplazamiento del centro de masa del último piso es de 6,65 cm, lo que representa una deriva para el segundo entrepiso de 14% y para el primer entrepiso de 9%. A partir de 8,60 cm de empuje lateral, empieza el agotamiento de las secciones de falla en los extremos de los nervios del primer piso.

En el último estado ya se han agotado los extremos de los nervios por flexión y alcanza el agotamiento por flexión la base de la columna 7 del pórtico "A" alcanzando de esta manera la inestabilidad en la estructura, tal como se observa en la Figura II.27.

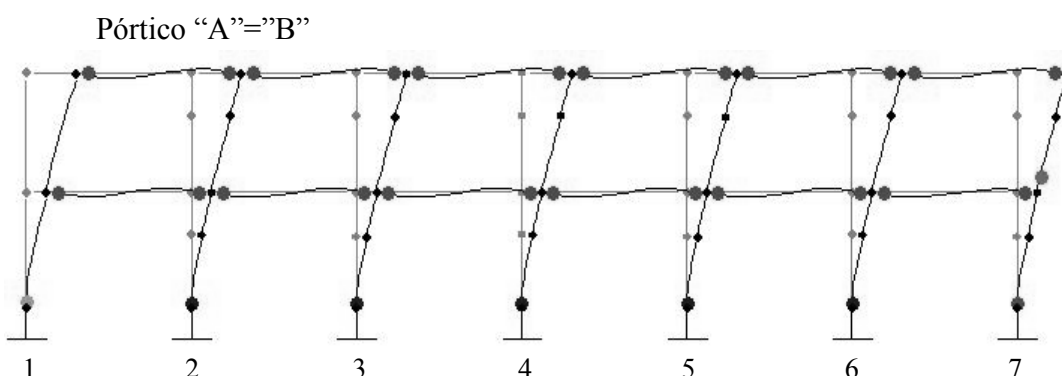


Figura II.27 Mecanismo de colapso de la estructura, fallas a flexión tanto en nervios como en columnas.

De este análisis podemos concluir que obtenemos un comportamiento dúctil de la estructura, presentándose únicamente fallas por flexión en los elementos. Las primeras cedencias se presentan en los nervios ya que estos elementos son los más débiles.

El mecanismo de inestabilidad de la estructura se debe al agotamiento a flexión en los extremos de los nervios y cedencia por flexión en la base de las columnas. Al ser los nervios tan poco rígidos las columnas se comportan como muros en cantiliver por lo que al fallar por flexión en su base, el modelo se convierte en un sistema inestable. La pequeña pendiente que se observa en el final de la curva de capacidad es la rigidez que aportan las columnas que se encuentran en cedencia y que aún no han alcanzado al agotamiento de la sección.

a) Efecto del banco en la estructura sin paredes

En esta sección se comparan los casos 1 y 2 se evalúa el efecto del banco en la estructura sin paredes (ver Figura II.28).

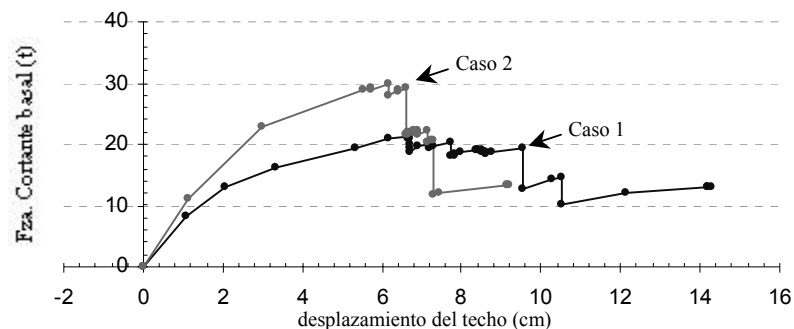


Figura II.28 Efecto del banco en la curva de capacidad de la estructura sin paredes.

La inestabilidad del modelo del caso 2 se alcanza al producirse un piso débil en el segundo entrepiso debido a la presencia del banco. Destacándose que por encima del banco del segundo nivel, la estructura presenta un mayor grado de daño en relación al primer nivel.

En la Figura II.28 comparamos el efecto del banco en la estructura sin paredes, observamos que la inclusión del banco en la estructura aumenta la rigidez inicial de la estructura un 35% y tiene una capacidad máxima de 29,80 t mientras que la estructura sin banco tiene una capacidad máxima de 21,31 t. El banco le confiere a la estructura un aumento en la resistencia de 40%. El desplazamiento desarrollado en el análisis de la estructura con el banco es de 9,20 cm mientras que sin el banco se desarrolla un desplazamiento de 14,27 cm, como consecuencia, obtenemos una reducción del desplazamiento de 36% al incluir el banco, reduciéndose así la ductilidad global de la estructura.

Para la estructura sin banco podemos observar que ocurre la caída significativa de resistencia de la estructura cuando el centro de masa del segundo piso se ha desplazado 9,54 cm, mientras que para la estructura con banco la caída significativa de resistencia ocurre con un desplazamiento de 6,62 cm, obteniéndose una reducción del desplazamiento de 30,6%. En general la inclusión del banco en el modelo origina un aumento en la rigidez y resistencia pero en cambio causa una reducción considerable en la ductilidad de la estructura.

Caso 3

En este modelo estudiamos el comportamiento no-lineal que tiene la estructura con paredes y sin banco en su dirección longitudinal. Para la dirección en estudio, las paredes que afectan el comportamiento de la estructura son paredes de mediana altura (1,75 m), las bielas utilizadas tienen una sección transversal 15 cm x 70 cm. Obteniéndose del análisis estático no-lineal la curva de capacidad mostrada en la Figura II.29.

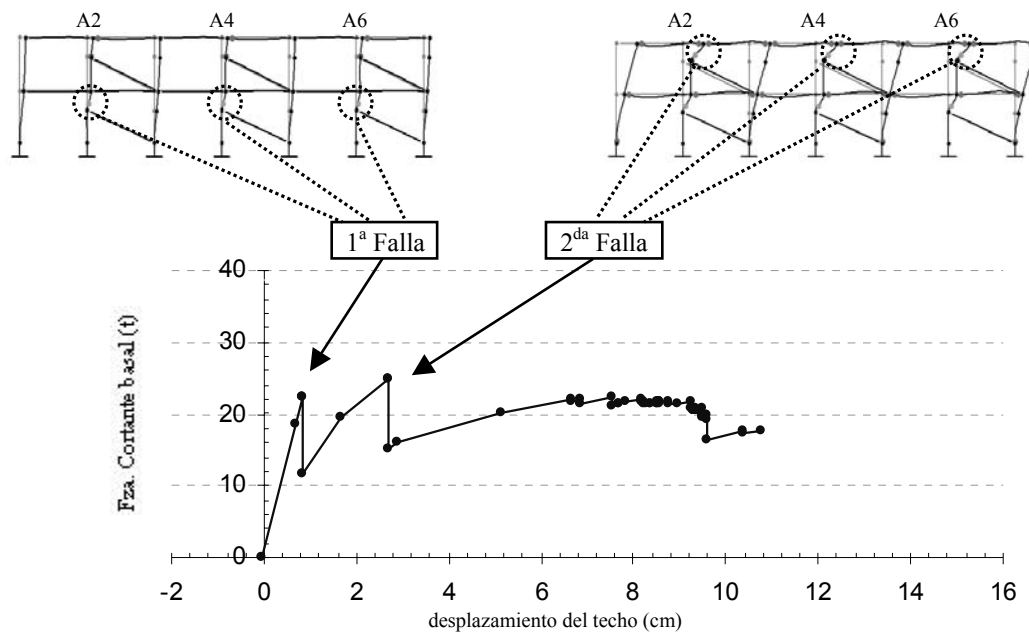


Figura II.29 Secuencia de falla de la estructura: 1ª falla: columnas cortas del 1^{er} entrepiso; 2ª falla: columnas cortas del 2^{do} entrepiso.

Los resultados señalan una primera falla por cortante en las columnas cortas A2, A4 y A6 del primer piso, para una fuerza cortante basal de 22,24 t y un desplazamiento de aproximadamente 0,85 cm, seguida de la falla por cortante de las mismas tres columnas en el segundo piso, para una fuerza cortante basal de 24,78 t. Después de estas fallas frágiles se desarrollan fallas por flexión en los nervios de la losa y en las columnas restantes que estaban libres para deformarse, hasta alcanzar un desplazamiento total en el tope de aproximadamente 10,40 cm, asociado a una fuerza cortante basal de aproximadamente 18 t, para el cual se produce la inestabilidad global de la estructura.

La última gran caída de resistencia que se observa en la curva de capacidad se debe al agotamiento de algunos nervios del segundo piso para ambos pórticos. La inestabilidad se alcanza al caer la resistencia a flexión en la base de la columna 4 a nivel de planta baja del pórtico “B” (Figura II.30).

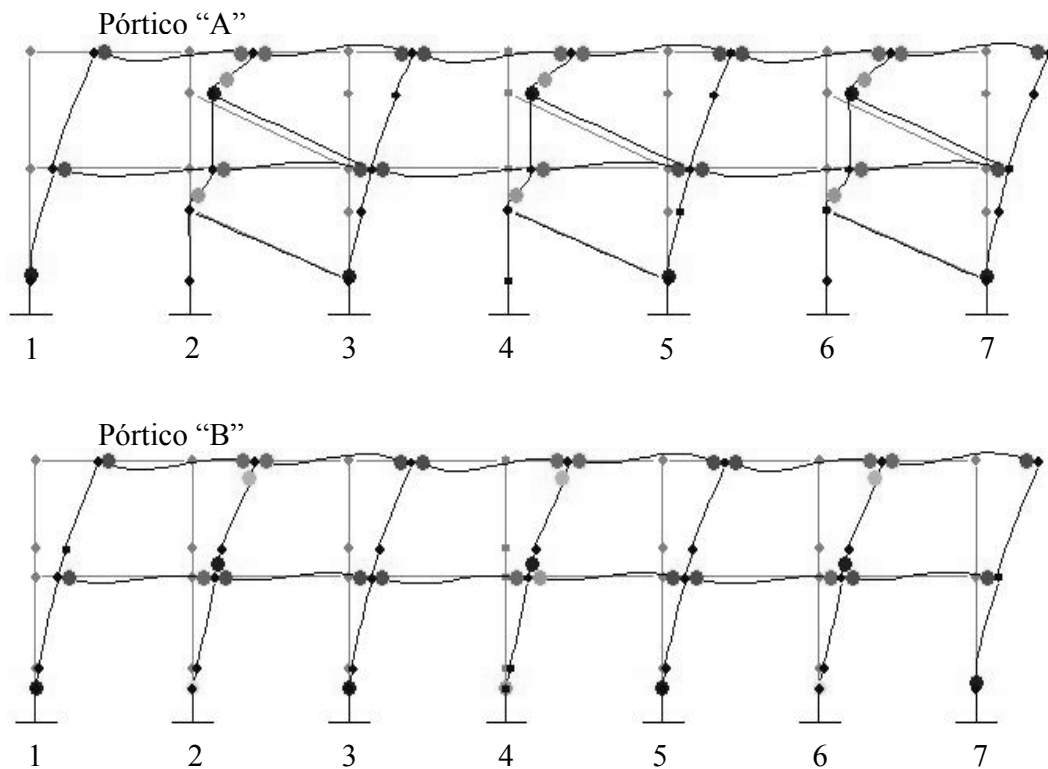


Figura II.30 Mecanismo de colapso de la estructura del caso 3.

El colapso de la estructura se debe a la falla frágil por corte de las columnas cortas y al agotamiento por flexión de los nervios en el pórtico “A” y para el pórtico “B” agotamiento por flexión en los nervios y falla por flexión en la base de las columnas.

La capacidad de la estructura viene dada principalmente por la capacidad a corte de las columnas. De la curva de capacidad se observa un comportamiento de la estructura casi elástica hasta presentarse la falla por corte de las columnas consideradas cortas, la falla que se produce es de tipo frágil ya que se presenta esa caída brusca de resistencia en la estructura.

Para este caso tenemos que se presentan fallas frágiles por corte en las columnas 2, 4 y 6 del pórtico “A” conduciendo a un comportamiento poco dúctil de la

estructura, observándose el efecto negativo y determinante que tienen las paredes al impedir que la estructura pueda tener una cierta capacidad de ductilidad.

b) Efecto del banco en la estructura con paredes

Al comparar los casos 3 y 4 evaluamos el efecto que tiene el banco en el comportamiento no-lineal de la estructura con paredes (Figura II.31).

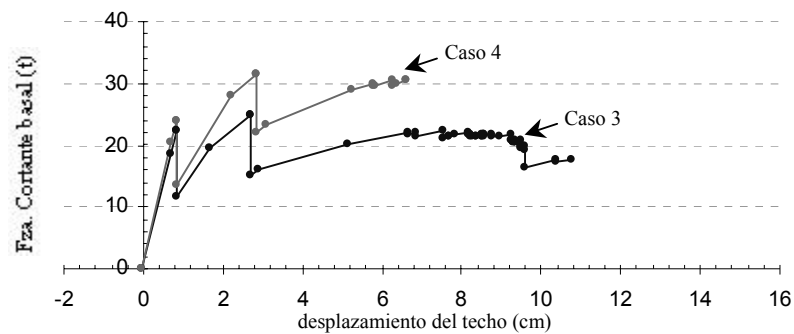


Figura II.31 Efecto del banco en la curva de capacidad de la estructura con paredes.

El mecanismo de falla en el modelo del caso 4 es muy semejante al caso 3, evidenciándose de manera notoria que se alcanza la inestabilidad de la estructura a un menor desplazamiento que en el desarrollado en el caso 3.

Al comparar ambos casos obtenemos que al incluir el banco le confiere a la estructura un pequeño incremento en la rigidez inicial de 9% y un aumento en la resistencia máxima de la estructura de un 27,6%. En la Figura II.31 se evidencia una reducción del desplazamiento último de la estructura al incluir el banco, la estructura sin banco alcanza un desplazamiento de 10,76 cm mientras que incluyendo el banco se desarrolla un desplazamiento máximo de 6,59 cm, resultando una reducción de desplazamiento de 38,7%.

c) Efecto de las paredes sin el banco

En la siguiente Figura II.32 comparamos el efecto de las paredes en la estructura sin el banco.

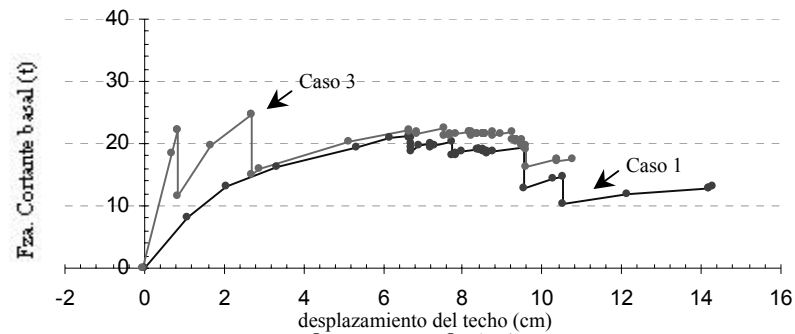


Figura II.32 Efecto de las paredes en la curva de capacidad de la estructura sin banco.

En el modelo con paredes se observa un incremento en la rigidez inicial de 3,68 veces la rigidez de la estructura constituida sólo por columnas, vigas y nervios. Adicionalmente se incrementa la resistencia máxima de la estructura desarrollando un corte basal máximo de 24,78 t en el modelo que incluye el efecto de las paredes y en el modelo del caso 1 obtenemos un cortante basal máximo de 21,31 t. Lo que quiere decir que las paredes aumentan la resistencia máxima de la estructura un 16,2%.

En el caso 3 se presentan fallas frágiles por el efecto de columna corta, a diferencia del caso 1 en el que se desarrollan únicamente fallas a flexión que son fallas dúctiles.

d) Efecto de las paredes con el banco

Al representar en un mismo gráfico, Figura II.33, las curvas de capacidad de los casos 2 y 4 observamos el efecto que tienen las paredes en la estructura con el banco.

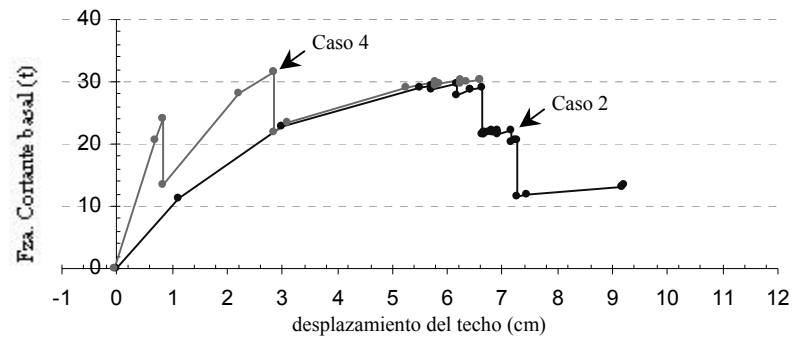


Figura II.33 Efecto de las paredes en la curva de capacidad de la estructura con el banco.

La rigidez inicial del caso 4 aumenta 2,97 veces la rigidez de la estructura del caso 2, manifestándose la importante contribución que tienen las paredes en la rigidez inicial de la estructura. El desplazamiento último que desarrolla la estructura con las paredes y banco es de 6,59 cm y el desplazamiento que desarrolla el modelo con banco sin paredes es de 9,20 cm, calculándose una reducción de desplazamiento de 28,3%.

e) Efecto 3D

Al comparar las curvas de capacidad de los casos 4 y 5, ver Figura II.34, prácticamente las dos curvas se superponen, ya que la torsión que se presenta en la estructura producto de la secuencia de falla es insignificante, por lo que los análisis realizados en el plano muy bien representan el comportamiento no-lineal de la estructura.

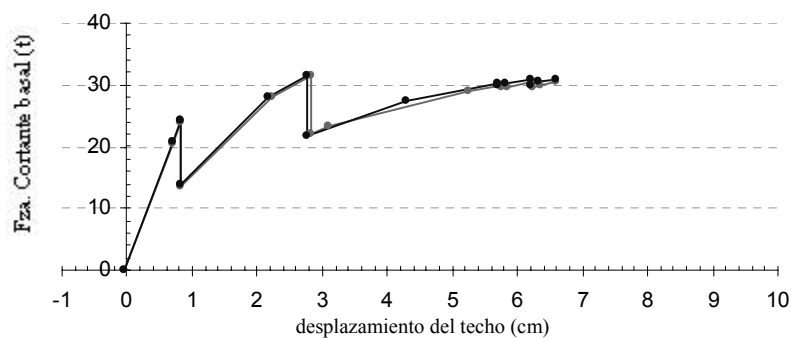


Figura II.34 Efecto de la torsión en la curva de capacidad de la estructura con paredes y con banco.

Comportamiento no-lineal en las medias paredes

Al considerar que la media pared tiene un comportamiento no-lineal frágil a compresión, se calculó la capacidad última a compresión de la biela equivalente con unas expresiones presentadas por los profesores Paulay y Priestley. Estas expresiones se derivan de ensayos experimentales a paredes que rellenan todo el pórtico y dependen de algunos parámetros como: la longitud de contacto entre la pared y la columna, módulos de elasticidad, resistencia a compresión de la mampostería, etc.

La resistencia última de la media pared, mostrada en la tabla A.4, es de 48,81 t y de los resultados del AENL realizado en la dirección longitudinal obtenemos que las bielas estuvieron sometidas a una fuerza de compresión máxima de 7,81 t por lo que las bielas nunca llegan a fallar, como consecuencia al incluir el comportamiento no-lineal en la paredes obtenemos las mismas curvas de capacidad de los casos 3, 4 y 5 mostradas anteriormente. La capacidad resistente a compresión de las bielas equivalente es seis veces mayor que la demanda actuante. Si consideramos que las expresiones utilizadas fueron deducidas para paredes que rellenan todo el pórtico, podemos intuir que para las medias paredes no tenemos el mismo efecto de confinamiento que una pared completa, por lo que pareciera correcto reducir la capacidad a compresión dadas por estas expresiones, pero aunque redujéramos la resistencia a compresión de la biela dada por estas expresiones un 50%, es decir 24 t, obtendríamos los mismos resultados ya que la demanda nunca excedería este valor.

II.2.3.- Análisis en dirección Y

En este análisis el patrón de fuerzas que se aplica en los centros de masa de ambos niveles son en dirección transversal de la estructura, denominado dirección Y. Para estos análisis la estructura tiene sus tres grados de libertad por losa, en esta dirección se evaluarán diversos casos con la idea de facilitar la interpretación, dichos casos se describen a continuación:

Caso 6

La estructura considerada está constituida por columnas y vigas en la dirección transversal y en la dirección longitudinal se considera la contribución de la losa nervada mediante unos nervios con sección transversal en forma de “T” conectando las columnas en esta dirección.

Caso 7

Este caso es semejante al caso anterior, pórticos formados por columnas, vigas y nervios, pero el patrón de cargas aplicado en esta dirección es -Y.

Caso 8

Considera el efecto de las paredes mediante las bielas equivalentes. Las paredes a modelar son completas, rellenan totalmente el pórtico; estas paredes se encuentran en los pórticos 1, 3, 5 y 7. Para este caso las bielas se consideran elásticas. El patrón de cargas es aplicado en dirección Y.

Caso 9

Este caso es similar al anterior pero con la diferencia de que el patrón de cargas es aplicado en dirección -Y.

Caso 10

Este modelo incorpora la no linealidad de las bielas equivalentes, calculando la resistencia última de las paredes con las expresiones sugeridas por los profesores Paulay y Priestley para paredes que rellenan los pórticos completamente.

Caso 11

Este caso es igual al anterior pero el patrón de cargas está aplicado en la dirección -Y.

En la Tabla II.13 se presenta las características principales de los modelos estudiados:

Tabla II.13. Principales características de los modelos analizados en la dirección Y.

Caso	Dirección	Paredes	Efecto
6	Y	No	Patrón
7	-Y	No	Dirección de la carga
8	Y	Si, elásticas	Paredes
9	-Y	Si, elásticas	Paredes y dirección de la carga
10	Y	Si, inelásticas	Comportamiento inelástico paredes
11	-Y	Si, inelásticas	Comport. inelástico pared y dirección de carga

Los resultados del análisis estático no-lineal en esta dirección se pueden apreciar con mayor detalle en el Apéndice B de este trabajo, a continuación se resume las observaciones más destacadas.

Los casos 6 y 7 el modelo presenta un comportamiento lineal elástico hasta que alcanza la falla frágil, la estructura no presenta ductilidad. La inestabilidad de la estructura ocurre al presentarse fallas por corte en ambos extremos de la viga del primer piso de los pórticos 3 y 5 y adicionalmente se desarrolla un piso débil del nivel superior en todos los pórticos. El modelo en el caso 6 alcanza un cortante basal máximo de 42 t mientras que en el caso 7 se alcanza un cortante basal de 64 t. En general, la estructura presenta una mayor rigidez y capacidad resistente en la dirección transversal, debido a la presencia de vigas altas en esta dirección y a que la capacidad a flexión de la columnas es un poco mayor que en la dirección longitudinal.

La estructura en los casos 8 y 9 presenta el mismo comportamiento elástico que en los casos anteriores pero las resistencias alcanzadas se encuentran entre 400 y 600t.

De manera general para los casos 10 y 11 se observa un comportamiento frágil de la estructura, ya que se manifiestan fallas frágiles por corte en las columnas del

primer entrepiso de la estructura después de presentarse la falla por compresión de las paredes. El cortante basal de la estructura se reduce cerca de 37% al producirse la falla frágil a compresión de las paredes, lo que representa una pérdida importante en la resistencia de la estructura. Podemos concluir que la capacidad de la estructura viene dada principalmente por la capacidad resistente de las bielas equivalentes, siendo mínimo el aporte por parte de la estructura. De la curva de capacidad se destaca el gran aporte que proporcionan las paredes de bloques de concreto en la rigidez inicial de la estructura ya que posterior a su falla, la rigidez del modelo queda muy disminuida.

Al comparar los casos 6 y 10 se aprecia el efecto que reconfiere las paredes en el comportamiento de la estructura, de acuerdo al análisis estático no-lineal, el caso 6, la estructura sin paredes apenas alcanza una resistencia de 42,93 t mientras que para el caso 10 la resistencia que le confieren las paredes a la estructura hace que ésta se eleve hasta alcanzar 260,77 t. Por lo tanto las paredes aumenta seis veces la resistencia y unos ocho la rigidez inicial.

Basados en los modelos estudiados en este capítulo, en general la técnica del análisis estático no-lineal representa de manera confiable el comportamiento no-lineal de las estructuras, lográndose obtener, de manera analítica, relaciones de corte basal-desplazamientos del techo, mecanismos de fallas y ductilidades acordes a resultados de ensayos a modelos reales.

CAPITULO III

MÉTODOS PARA ESTIMAR LA RESPUESTA SÍSMICA.

En este capítulo se describen y se presenta una evaluación conceptual de los métodos que han sido propuestos recientemente para estimar la demanda sísmica. Estos métodos utilizan la técnica de análisis estático no-lineal descrita en el capítulo anterior. Los métodos que se exponen son los presentados por los documentos ATC-40 [2], FEMA-356 [18] y el desarrollado por los profesores Anil K. Chopra y Rakesh K. Goel denominado análisis estático no-lineal modal o MPA [10,21].

III.1.- ATC-40

El ATC-40 presenta tres diferentes procedimientos denominados A, B y C para estimar la demanda sísmica, todos se basan en el mismo principio pero se diferencian en su implementación. Los procedimientos A y B son analíticos mientras que el procedimiento C es gráfico, este método es el más conveniente para realizar un análisis manual. Para los alcances de este trabajo evaluaremos sólo los procedimientos A y B.

El primer paso es determinar la capacidad de la estructura considerando las propiedades inelásticas de las secciones de cada elemento del modelo, el patrón de fuerzas a emplear, etc. La capacidad de la estructura es representada por una relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el techo.

La curva de capacidad es generalmente construida para representar la respuesta del primer modo basándose en la suposición de que éste es el que predomina en la respuesta de la estructura. Esto es generalmente válido para edificios con valores bajos del período fundamental de vibración. Para edificios más flexibles, se deben considerar los efectos de los modos superiores de vibración en el análisis.

Seguidamente se expone de manera abreviada los procedimientos A y B que se emplearon en esta evaluación.

III.1.1.- Procedimiento A

A continuación se presenta un resumen del procedimiento “A”, paso a paso:

- 1.- Desarrollar el espectro de respuesta apropiado para el sitio con 5 % de amortiguamiento.
- 2.- Transformar la curva de capacidad a un espectro de capacidad y se dibuja en una misma gráfica la curva de capacidad y el espectro de respuesta de 5 % de amortiguamiento.
- 3.- Seleccionar un punto de desempeño inicial a_{pi} , d_{pi} , asumiendo el desplazamiento y aceleración, del espectro de demanda elástico para un amortiguamiento de 5% determinado con el periodo T_n de la estructura.
- 4.- Desarrollar una representación bilineal de la curva de capacidad de la estructura usando el mismo procedimiento descrito en FEMA-356. Se define el punto de cedencia , a_y , d_y .
- 5.- Calcular el amortiguamiento efectivo como sigue:

$$\beta_{eff} = k\beta_o + 5 \quad (III.1)$$

donde, β_o está definido como:

$$\beta_o = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (III.2)$$

el factor k depende del comportamiento histerético del sistema, caracterizado por uno de tres tipos: tipo A representa un comportamiento histerético con lazos de histéresis estables y razonablemente llenos, mientras que el tipo C representa sistemas con lazos de histéresis estrangulados y/o degradados; el tipo B representa un comportamiento histerético intermedio entre el tipo A y C.

Desarrollar la demanda espectral correspondiente al amortiguamiento efectivo calculado y se dibuja sobre la misma gráfica donde se encuentra el espectro de capacidad de la estructura.

6.- Determinar si el espectro de demanda intercepta el espectro de capacidad en el punto a_{pi} , d_{pi} o si el desplazamiento en el cual el espectro de demanda intercepta al espectro de capacidad, d_i , se encuentra dentro de la tolerancia aceptable de d_{pi} establecida como $0,95 d_{pi} \leq d_i \leq 1,05 d_{pi}$.

7.- Si el espectro de demanda no intercepta al espectro de capacidad dentro de la tolerancia establecida, entonces seleccionamos un nuevo punto a_{pi} , d_{pi} y retornamos al paso 4.

8.- Si el espectro de demanda intercepta al espectro de capacidad dentro de la tolerancia, entonces el punto a_{pi} , d_{pi} es el punto de desempeño a_p , d_p y el desplazamiento d_p , representa el desplazamiento estructural máximo esperado para dicha demanda sísmica.

III.1.2.-Procedimiento B

El procedimiento B presentado a continuación es más sencillo que el A porque simplifica algunas hipótesis y con este procedimiento se obtiene un único valor. Los pasos son los siguientes:

1.- Desarrollar el espectro de respuesta apropiado para el sitio con 5 % de amortiguamiento.

2.- Dibujar el espectro de respuesta de 5% de amortiguamiento y una familia de espectros reducidos sobre el mismo gráfico. Es conveniente que los espectros graficados correspondan a valores de amortiguamiento efectivo (β_{eff}) de 5-10-15-... % hasta un valor admisible de amortiguamiento efectivo que depende del tipo de comportamiento estructural del edificio. El máximo β_{eff} para una estructura con un comportamiento tipo A es 40 %, para un comportamiento tipo B es 29 % y un comportamiento tipo C es 20 %.

3.- La curva de capacidad se transforma a un espectro de capacidad. Este espectro de capacidad se dibuja en el mismo gráfico que la familia de espectros de demanda.

4.- Desarrollar una representación bilineal, de acuerdo al procedimiento descrito en el FEMA-356, como se muestra en la Figura III.1.

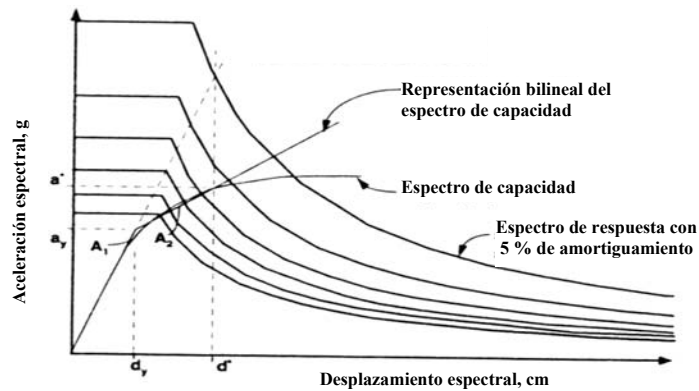


Figura III.1. Procedimiento "B" espectro de capacidad después del paso 4.

5.- Para varios desplazamientos cerca del punto a^* , d^* , se calcula el amortiguamiento efectivo como sigue:

$$\beta_{eff} = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}')}{a_{pi}' d_{pi}} + 5 \quad (III.3)$$

donde:

$$a_{pi}' = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{d^* - d_y} \quad (III.4)$$

6.- Para cada valor de d_{pi} considerado en el paso 5, se grafica el resultado de d_{pi} , B_{eff} sobre el mismo gráfico donde se encuentran la familia de espectros de demanda y el espectro de capacidad.

7.- Se crea una línea conectando los puntos creados en el paso 6. La intersección de esta línea con el espectro de capacidad define el punto de desempeño.

III.2.- FEMA-356

El FEMA-356 usa el método de los coeficientes para determinar la demanda sísmica. Este método está basado sobre la suposición básica de que en ciertos casos el desplazamiento inelástico es igual al desplazamiento elástico y las excepciones a esta regla básica son afectadas por una serie de coeficientes C_0 , C_1 , C_2 y C_3 .

Para obtener la curva de capacidad de la estructura, se considera la respuesta inelástica de los elementos y posteriormente la estructura se somete a un patrón de fuerza lateral monotónicamente creciente hasta alcanzar su inestabilidad o colapso. El modelo de análisis de la estructura debe considerar adecuadamente la respuesta inelástica de carga-deformación de cada sección a lo largo de los elementos.

Seguidamente se presenta el procedimiento paso a paso para calcular la demanda sísmica bajo este procedimiento.

1.- Generar la curva de capacidad de la estructura mediante un análisis estático no-lineal, considerando tres distribuciones de fuerzas aplicadas sobre la estructura. Esta curva relaciona la fuerza cortante en la base con el desplazamiento lateral en el techo de la estructura.

2.- Construir una representación bilineal como sigue:

La curva de capacidad en el cual se relaciona la fuerza cortante y el desplazamiento del techo será reemplazada por una relación idealizada para poder calcular la rigidez lateral efectiva, K_e , y la resistencia cedente efectiva, V_y , de la estructura.

Esta relación será bilineal con una pendiente inicial K_e , y una pendiente postcedente α . Esta curva idealizada se define con un procedimiento gráfico iterativo basado en un balance de áreas por encima y por debajo de la relación fuerza-desplazamiento real.

La rigidez lateral efectiva, K_e , se tomará como la rigidez secante calculada en una fuerza cortante basal igual a 60% de la resistencia cedente efectiva de la estructura. La pendiente postcedente, α , se determinará por un segmento de línea que pasa a través de la curva real en el desplazamiento último (Figura III.2). El valor de la resistencia cedente efectiva no será mayor que la máxima fuerza cortante en cualquier punto de la curva real.

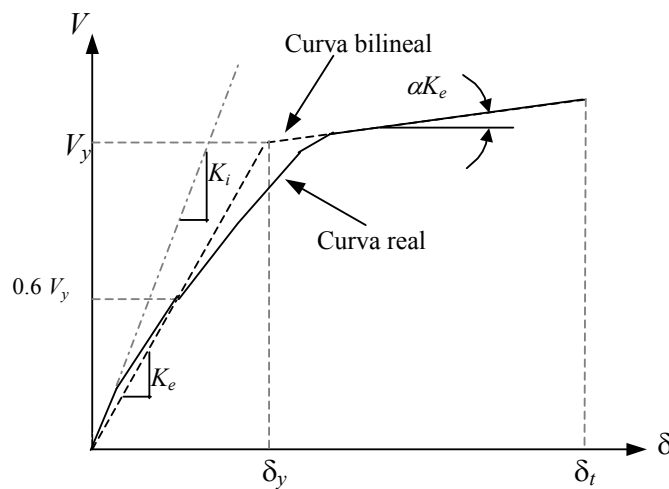


Figura III.2 Representación bilineal.

3.- Calcular el período fundamental efectivo (T_e)

El período fundamental efectivo T_e en la dirección considerada se basará en la curva idealizada bilineal definida anteriormente. El período fundamental efectivo se calculará de acuerdo con la ecuación III.5:

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (\text{III.5})$$

donde:

T_i : período fundamental elástico (en segundos) en la dirección considerada calculado por el análisis dinámico elástico.

K_i : rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.

K_e : rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección considerada.

4.- Calcular la demanda de desplazamiento, δ_t , el procedimiento para calcular la demanda de desplazamiento se basa en aplicar la ecuación III.6:

$$\delta_t = C_o C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (\text{III.6})$$

donde:

T_e = Período fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada, en segundos.

C_o = Factor modificador que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad equivalente y el desplazamiento del tope del sistema de varios grados de libertad del edificio.

C_1 = Factor modificador que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado por la respuesta lineal elástica. En ningún caso C_1 podrá ser menor que 1.

C_2 = Factor modificador que representa el efecto de la forma de la curva de histéresis (efecto de degradación de rigidez y deterioro de resistencia) en la respuesta del desplazamiento máximo. El valor de C_2 depende del sistema estructural para resistir cargas laterales y el desempeño estructural.

C_3 = Factor modificador que representa el incremento del desplazamiento debido al efecto P- Δ dinámico.

III.3.- MPA

Los profesores Anil K. Chopra y Rakesh K. Goel desarrollaron un procedimiento de análisis estático no-lineal, denominado análisis estático no-lineal modal (MPA), basado en la teoría de dinámica estructural, dicho procedimiento conserva la simplicidad conceptual pero es menos atractivo que el procedimiento usual con distribución de fuerzas invariables.

La respuesta máxima de la estructura debido a los “n” modos de vibración puede determinarse mediante el análisis estático no-lineal sujeta a una distribución de fuerzas laterales de acuerdo a $s^* = m \cdot \phi_n$, donde m es la matriz de masa y ϕ_n es el “n” modo. La relación fuerza cortante basal y desplazamiento es idealizada como bilineal y convertida a una relación de fuerza-deformación para el n-modo del sistema de 1 grado de libertad dinámico (GDLd) inelástico. La deformación máxima de este sistema de 1 GDLd es usada para determinar los desplazamientos de piso, el cual la respuesta sísmica, r_{no} es determinada del análisis estático no-lineal. La demanda total, r_o , es determinada por combinar el r_{no} ($n = 1, 2, \dots$) de acuerdo a una regla de combinación modal apropiada.

Las cargas de gravedad son incluidas en el análisis estático no-lineal de la estructura, el análisis estático de la estructura para cargas gravitatorias proporciona el estado inicial (fuerzas y deformaciones de la estructura), y la estructura es empujada usando la distribución de fuerzas $s^* = m \cdot \phi_n$ con $n = 1$. La descripción paso a paso del procedimiento MPA se presenta a continuación:

1.- Calcular la frecuencia natural, ω_n , y los modos de vibración, ϕ_n , para la vibración lineal-elástica de la estructura.

2.- Para los “n” modos, desarrollar la relación fuerza cortante basal y el desplazamiento en el techo ($V_{bn}-u_{rn}$) para la distribución de fuerzas s_n^* :

2.1.- Definir la distribución de fuerza s_n^* como:

$$s_n^* = m \phi_n \quad (\text{III.7})$$

2.2.- Aplicar la distribución de fuerzas del paso 2.1 incrementalmente y registrar el corte basal y su correspondiente desplazamiento del tope.

3.- Idealizar la relación fuerza cortante basal y desplazamiento como una curva bilineal usando el procedimiento FEMA-356.

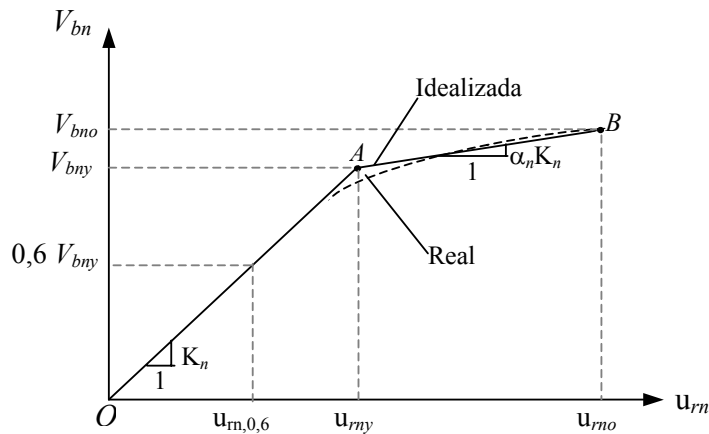


Figura III.3 Idealización de la relación fuerza cortante basal y desplazamiento de "n" modo

3.1.- Definir el punto de anclaje, B , de la curva bilineal en el desplazamiento último del tope. El desplazamiento del tope y corte basal en el punto de anclaje, B , se denominan u_{rno} y V_{bno} , respectivamente.

3.2.- Calcular el área bajo la curva pushover actual, A_{pn} , usando algún método de integración numérica, por ejemplo, la regla trapezoidal.

3.3.- Estimar el corte basal cedente, V_{bny}^i . Este valor, obtenido por juicio, será refinado por un procedimiento iterativo que busca igualar las áreas bajo la curva pushover y la curva bilineal idealizada.

3.4.- Calcular la pendiente inicial de la curva bilineal idealizada, k_n^i , conectando una línea recta entre el origen, 0 , y un punto sobre la relación fuerza cortante basal-desplazamiento actual con el corte basal igual a $0,6 \cdot V_{bny}^i$. En este paso se obtiene la rigidez secante en un corte basal igual a 60 % del corte basal cedente.

3.4.1.- De los datos de la relación fuerza cortante basal-desplazamiento, determinamos el desplazamiento de piso, $u_{rn,0.6}^i$, con un corte basal igual a $0,6 \times V_{bny}^i$.

3.4.2.- Calcular la rigidez,

$$k_n^i = \frac{(0.6 \times V_{bny}^i)}{u_{rn,0.6}^i} \quad (\text{III.8})$$

3.5.- Calcular el desplazamiento cedente, $u_{rny}^i = \frac{V_{bny}^i}{k_n^i}$, correspondiente al corte basal cedente estimado, V_{bny}^i . Dejando designado como A , el punto con corte basal = V_{bny}^i y desplazamiento de piso, u_{rny}^i .

3.6.- Graficar la curva OAB conectando los tres puntos O , A , y B con segmentos de líneas rectas para obtener la curva bilineal idealizada.

3.7.- Calcular la razón de endurecimiento por deformación post-cedente como:

$$\alpha_n^i = \frac{\left[\left(\frac{V_{bno}}{V_{bny}^i} \right) - 1 \right]}{\left[\left(\frac{u_{rno}}{u_{rny}^i} \right) - 1 \right]} \quad (\text{III.9})$$

3.8.- Calcular el área bajo la curva bilineal OAB , A_{bn}^i .

3.9.- Calcular el error $= 100 \times \frac{(A_{bn}^i - A_{pn})}{A_{pn}}$. Si el error excede alguna tolerancia preestablecida, es necesario realizar otra iteración.

3.9.1.- Calcular $V_{bny}^{i+1} = V_{bny}^i \times \left(\frac{A_{pn}}{A_{bn}^i} \right)$. Si desea, puede usarse otro método.

3.9.2.- Reemplazar $i+1$ con i y repetir los pasos 3.4 a 3.8.

4.- Desarrollar la relación $F_{sn}/L_n - D_n$. (Figura III.4).

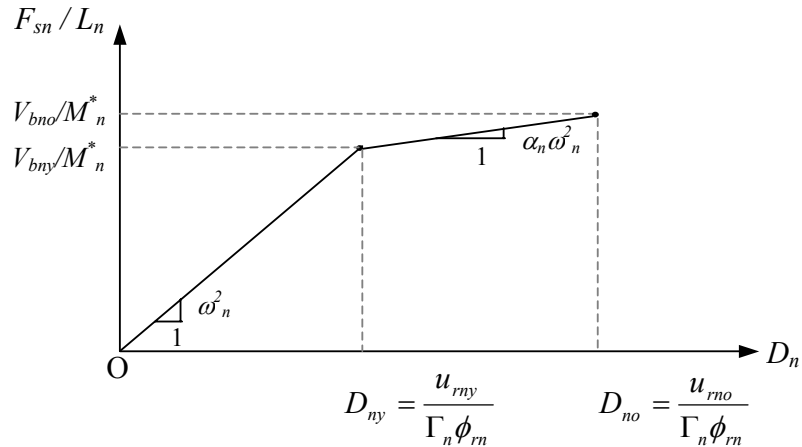


Figura III.4 Relación $F_{sn}/L_n - D_n$ propiedades del sistema de 1 GLd de "n" modo.

4.1.- Calcular el $L_n = \phi_n^T m \iota$, $\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n}$ y la masa modal efectiva de $M_n^* = L_n \Gamma_n$.

4.2.- Escalar el eje horizontal por $\Gamma_n \phi_{rn}$ para obtener $D_{no} = \frac{u_{rno}}{\Gamma_n \phi_{rn}}$ y $D_{ny} = \frac{u_{rny}}{\Gamma_n \phi_{rn}}$.

4.3.- Escalar el eje vertical con M_n^* para obtener $\frac{F_{sno}}{L_n} = \frac{V_{bno}}{M_n^*}$ y $\frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*}$.

5.- Calcular la deformación máxima, D_n , de los “n” modos del sistema de 1 GLd inelástico definido por la relación de fuerza deformación $F_{sn}/L_n - D_n$ y amortiguamiento ζ_n . El período de vibración del sistema es:

$$T_n = 2\pi \left(\frac{L_n D_{ny}}{F_{sny}} \right)^{1/2} \quad (\text{III.10})$$

Para un sistema conocidos T_n y ζ_n , D_n puede ser calculado usando el análisis dinámico no-lineal, espectro de diseño inelástico, etc.

6.- Calcular el máximo desplazamiento de piso u_{rn} asociado con el “n” modo del sistema inelástico de 1 GLd dada por la ecuación III.11:

$$u_{rn} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n \quad (\text{III.11})$$

7.- De la base de datos del AENL, se extrae los valores de las respuestas deseadas r_{n+g} debido a la combinación de los efectos de gravedad y la carga lateral en el desplazamiento del techo igual a $u_{rg} + u_{rn}$.

8.- Repetir los pasos 3 a 7 para tantos modos como se requiera para obtener una buena precisión.

9.- Calcular la respuesta dinámica debido al “n” modo: $r_n = r_{n+g} - r_g$, donde r_g es solo la contribución de la carga de gravedad.

10.- Determinar la respuesta total (demanda) mediante la combinación de la respuesta de la carga de gravedad y la respuesta “modal” máxima usando la regla de combinación modal SRSS.

$$r_n \approx \left[r_g \pm \left(\sum_n r_n^2 \right)^{1/2} \right] \quad (\text{III.12})$$

III.4.- Comparación y evaluación teórica de los métodos.

Los métodos de análisis estático no-lineal son aproximados en el sentido de que ellos suministran un estimado de la demanda sísmica sin recurrir al análisis dinámico del sistema inelástico. En todos los métodos para determinar la demanda de deformación inelástica global sobre la estructura se basan en la respuesta de un sistema de 1GLd.

El FEMA-356 y ATC-40 son similares en cuanto al desarrollo de la curva de capacidad, pero se desvían significativamente en el método usado para determinar el punto de desempeño.

Los procedimientos del ATC-40 se basan en el concepto de que la deformación de un sistema inelástico puede ser estimado por un método iterativo, requiriendo el análisis de una secuencia de sistemas lineales equivalentes. En los métodos lineales equivalentes la máxima deformación de un sistema inelástico es aproximadamente igual a la deformación máxima de un sistema elástico con una rigidez lateral menor que aquella de la rigidez inicial del sistema inelástico y con una razón de amortiguamiento mayor que del sistema inelástico.

El FEMA-356 usa el método de los coeficientes para determinar la demanda sísmica. El método se basa en la hipótesis que en ciertos casos el desplazamiento inelástico es igual al desplazamiento elástico y las excepciones a esta regla básica están afectadas por unos coeficientes.

Varios investigadores e ingenieros practicantes han encontrado recientemente que en algunos casos, diferentes métodos de análisis inelástico proporcionan diferencias sustanciales para estimar la demanda de desplazamiento para el mismo movimiento sísmico y el mismo sistema de 1GLd o edificio [3,8,9,25].

Existen varios trabajos que evalúan los métodos estáticos no lineales, dentro de las cuales tenemos el realizado por los profesores Chopra y Goel [8], en el que estudian los procedimientos estáticos propuestos por el ATC-40 para estimar la demanda sísmica de varios sistemas inelásticos de 1GLd, encontrándose varias deficiencias. Este trabajo demuestra que para varios sistemas analizados el procedimiento “A” no converge y en muchos casos cuando converge no es a la deformación exacta obtenida del ADNL. Al aplicar el procedimiento “B” siempre obtenemos un único valor muy semejante al procedimiento “A” cuando converge. Se encontró que la deformación máxima de los sistemas inelástico determinados por los procedimientos del ATC-40 cuando fueron comparados con los resultados del ADNL para varios movimientos sísmicos, demostraron ser inexactos, los procedimientos subestiman significativamente la deformación para un gran rango de períodos, alcanzando errores de hasta un 50%, lo que implica que la deformación estimada puede llegar a ser la mitad del valor exacto.

Sin embargo este trabajo no proporciona las razones para la no convergencia de procedimiento “A” del ATC-40. En unos estudios más recientes [3], explican la causa de la no-convergencia en el procedimiento. Adicionalmente destaca que el procedimiento iterativo “B” es de lenta convergencia, lo que significa que los ingenieros usando este método pueden requerir muchas iteraciones antes de alcanzar

la convergencia. La convergencia, para ambos procedimientos, puede ser engañosa porque esta provee un sentido falso de exactitud. Adicionalmente afirma que al usar los métodos lineales equivalentes, como los procedimientos del ATC-40, se pueden obtener soluciones múltiples lo que puede terminar en confusiones importantes para los usuarios.

En la evaluación realizada en el documento ATC-55 [3] de los procedimientos del ATC-40, se encontró una subestimación de la demanda sísmica de 30 % a 50% para sistemas con períodos mayores de 0.7 seg, en estructuras de 1 GLd con comportamiento histerético tipo A. Para estructuras con comportamiento histerético tipo B y períodos mayores a 0.6 seg se obtuvieron sobrestimaciones de 5% a 55%.

El ATC-40 asume que la demanda de deformación inelástica en estructuras con comportamiento tipo B será mayor que aquellas estructuras con comportamiento tipo A, mientras resultados del ADNL muestran que las deformaciones máximas para los modelos elastoplástico-perfecto son aproximadamente el mismo o levemente mayores a los modelos con degradación de rigidez.

Las estructuras con comportamiento histerético tipo C conlleva a sobreestimar las deformaciones inelásticas máximas para sistemas con período mayores que 0.5 seg. El rango de sobrestimaciones es de aproximadamente 20% a 90%.

Al evaluar el método del FEMA-356, método de los coeficientes, concluye que el tope impuesto sobre el coeficiente C_1 conlleva a subestimaciones significativas de la demanda de deformación inelástica máxima en el rango de períodos cortos.

El ATC-55 enfatiza que no existe una clara diferencia de los propósitos de los coeficientes C_2 y C_3 . En particular C_2 está supuesto para considerar los cambios producidos en el comportamiento histerético de un modelo elastoplástico perfecto debido al desplazamiento lateral; estos cambios pueden ser estrangulamiento,

degradación de rigidez y degradación de resistencia. Sin embargo los efectos P- Δ que son tomados en cuenta por C_3 también producen cambios en el comportamiento histerético. En particular, los efectos P- Δ producirán una disminución en la rigidez lateral que puede también ser descrita como degradación de rigidez y resistencia.

En FEMA-356 el desempeño estructural de prácticamente todos los elementos estructurales está en función de la deformación lateral de la estructura. Por lo tanto, la demanda de deformación es necesaria para estimar el desempeño estructural. Para este método se requiere el nivel de desempeño estructural al calcular el coeficiente C_2 , lo que implica que el desempeño estructural es necesario para estimar la deformación lateral. Ciertamente esto conlleva a una confusión en el uso e interpretación de los métodos estáticos no-lineal en FEMA-356.

Para estructuras aporticadas y niveles de desempeño estructural seguridad de vida y prevención de colapso, el coeficiente C_2 pueden tomar valores mayores que uno. Por lo tanto el factor de modificación C_2 no va a ser necesariamente 1 cuando la estructura se comporte elásticamente y la demanda sísmica estimada puede ser mayor que la demanda elástica, aún cuando la estructura sea suficientemente fuerte para permanecer elástica lo que obviamente no tiene sentido.

Mientras los resultados del ADNL sugieren que la degradación de rigidez prácticamente no afectará o producirán hasta pequeñas reducciones en la deformación lateral, el coeficiente C_2 en el método del FEMA-356 incrementa las deformaciones laterales.

Para períodos mayores de 0.5 seg, el coeficiente C_2 conlleva a sobreestimar las deformaciones inelásticas máximas. Mientras que para períodos cortos este coeficiente puede llevar a sobreestimaciones o subestimaciones de la deformación inelástica máxima.

Estas evaluaciones han conducido al surgimiento del procedimiento de Chopra y Goel denominado análisis estático no-lineal modal o MPA [10]. Los profesores al presentar este procedimiento MPA, realizaron una evaluación inicial comparando la demanda sísmica de edificios de acero de 9 pisos con el riguroso ADNL demostrando que el procedimiento aproximado proporciona una buena estimación de los desplazamientos y derivas de piso. El error en el procedimiento MPA se muestra ligeramente dependiente de la intensidad del movimiento sísmico. Entonces el procedimiento MPA es suficientemente exacto para la aplicación práctica en la evaluación de edificios y al comparar la demanda inducida para el edificio determinado por el análisis estático no-lineal usando tres distribuciones de fuerzas sugeridas en FEMA-356, MPA y ADNL demuestran que las distribuciones de fuerzas del FEMA subestiman considerablemente las demandas de deriva. El procedimiento MPA es más exacto que todas las distribuciones de fuerza del FEMA en estimar el desplazamiento de piso, derivas, etc [10,22].

En evaluaciones más recientes de este método, aplicado siempre con edificios de acero, se obtuvo que al incluir un mayor número de modos en el procedimiento MPA se obtienen respuestas similares a las obtenidas con el ADNL, señalando que el procedimiento MPA es capaz de captar la contribución de los modos superiores en la respuesta [7,12]. Al comparar la demanda sísmica calculada por MPA, FEMA-356 y ADNL deja las siguientes conclusiones: la distribución de fuerza lateral del FEMA-356 deja una gran subestimación, 75% comparado con el valor de ADNL, de derivas de piso y subestima significativamente las rotaciones plásticas en los pisos superiores comparado a los valores del ADNL.

Se concluye que para tales casos donde los modos superiores contribuyen significativamente en la demanda sísmica, los procedimientos estáticos no-lineales usando las distribuciones de fuerzas del FEMA-356 pueden ser insuficientes para estimar la demanda.

La distribución de fuerza uniforme propuesta en FEMA parece innecesaria porque sobreestima fuertemente, un 75% comparado con el ADNL, las derivas y rotaciones plásticas en los pisos inferiores y subestima fuertemente, 75% comparado con el ADNL, en los pisos superiores. Los resultados estimados de la demanda aplicando el procedimiento MPA fueron mucho mejores que el de las obtenidas por las distribuciones de fuerzas del FEMA. Estudios más recientes comprueban la contribución de los modos superiores a la demanda sísmica y evalúan los procedimientos aproximados, FEMA y MPA, para un amplio rango de períodos y movimientos sísmicos. Al incluir un número suficiente, 2 o 3, las derivas de piso determinadas por MPA son generalmente similares a los resultados “exactos” del ADNL. Al considerar únicamente el primer modo de vibración, fundamento de los procedimientos estáticos usados comúnmente en la práctica ingenieril, no se obtiene una adecuada estimación de la demanda sísmica. El MPA casi siempre es más exacto en estimar derivas en todos los pisos de todos los modelos que todas las distribuciones de fuerzas laterales propuestas por FEMA.

En un reciente estudio de Kalkan y Kunnath (2004) [26], realizan una crítica al procedimiento MPA, en primer lugar que este procedimiento es una adaptación del ADNL al análisis estático no-lineal, involucrando un considerable esfuerzo a menos que se considere muy pocos modos en el análisis. En su origen, el MPA no es un método estático ya que requiere varios análisis dinámico no-lineal de un sistema de 1GLd, para un movimiento sísmico dado, para obtener el desplazamiento máximo en cada modo. Además este estudio, como tantos otros, indica que los métodos estáticos utilizando distribuciones de fuerzas laterales basados en un modo, el modo fundamental, no son capaces de predecir con cierta exactitud la demanda sísmica.

CAPITULO IV

EVALUACIÓN NUMÉRICA DE LOS MÉTODOS

La evaluación numérica consiste en comparar la demanda sísmica obtenida con los métodos aproximados descritos en el capítulo anterior, con la demanda “real” o “exacta” que se obtiene de la respuesta dinámica no-lineal para pórticos planos de concreto armado.

Se aplicarán los métodos FEMA-356, ATC-40 y MPA para estimar la demanda sísmica a varios modelos, pórticos planos de concreto armado, de 1, 2 y 7 pisos y se compararán con la demanda exacta obtenida del análisis dinámico no-lineal o ADNL.

IV.1.- Sismos utilizados

Para la realización de la evaluación se utilizarán seis registros acelerográficos. Las propiedades más relevantes de los seis acelerogramas seleccionados para esta evaluación se presentan en la Tabla IV.1.

Tabla IV.1 Características de los sismos utilizados en la evaluación.

<i>Sismo</i>	<i>Componente</i>	<i>Fecha</i>	<i>Magnitud</i>	<i>acel. máx (g)</i>	<i>Duración (seg)</i>	<i>Fuente</i>	<i>Condición local</i>
El Centro, Imperial Valley;	NS	18/05/1940	7,0	0,3188	31,16	Cercana	Suelo
Imperial Valley,	S50W	15/10/1979	6,5	0,4369	39,10	Cercana	Suelo
Taft, Kern County, California;	S69E	21/07/1952	7,4	0,1793	54,38	Lejana	Roca
Rinaldi, Northridge	228°	17/01/1994	6,7	0,8376	14,95	Cercana	Suelo
Sylmar County Hospital Parking Lot, Northridge	Chan-3, 360°	17/01/1994	6,7	0,8419	59,98	Cercana	Suelo
Corralitos, Loma Prieta.	Chan-1, 90°	17/10/1989	6,9	0,4780	39,98	Cercana	Roca

En la Figura IV.1 se presentan los seis acelerogramas que se utilizaron para este estudio.

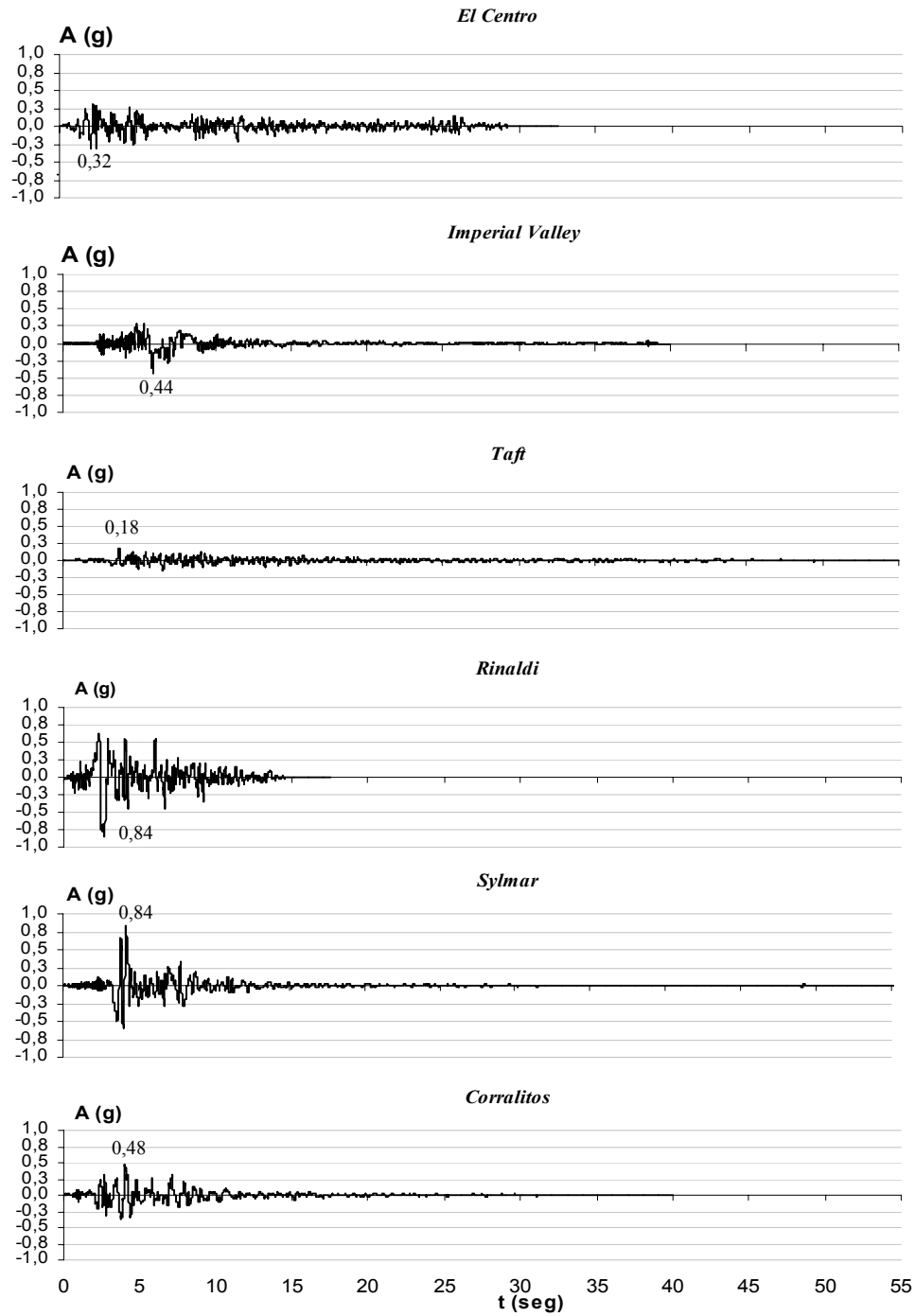


Figura IV.1 Acelerogramas de los sismos utilizados para el análisis.

IV.2.- Sistemas estructurales

La evaluación se realiza a cinco pórticos planos de concreto, de un vano, en los que se varía el espaciamiento en el refuerzo transversal de los elementos, con la finalidad de evaluar la influencia del armado transversal en la respuesta sísmica determinada tanto por los métodos aproximados como por el método exacto. Los sistemas estructurales son los siguientes:

- a) Pórtico de un piso
 - a.1) Buen armado transversal o Tipo 1
 - a.2) Pobre armado transversal o Tipo 2
- b) Pórtico de dos pisos
 - b.1) Buen armado transversal o Tipo 1
 - b.2) Pobre armado transversal o Tipo 2
- c) Pórtico de siete pisos
 - c.1) Buen armado transversal o Tipo 1

a.1) Pórtico de un piso, Tipo 1

La evaluación de las técnicas de análisis estático no-lineal para determinar la demanda sísmica se efectuará sobre varios modelos el primero de ellos es el pórtico de un piso y un vano, con buen armado transversal. Este modelo se encuentra descrito con mayor detalle en el segundo capítulo (Figura II.1), corresponde a un sistema de un grado de libertad dinámico (1 GDLd) con un período fundamental de 0,19 seg y peso de 17,28 t.

En la Figura IV.2 se muestra la curva de capacidad del pórtico obtenida del análisis estático no-lineal con su respectiva secuencia de falla. El mecanismo de colapso de la estructura es la formación de un piso débil, presentándose únicamente fallas por flexión en los extremos de las columnas. La primera cedencia del pórtico ocurre en el extremo superior de la columna de la derecha para un cortante basal de 7,63 t con un desplazamiento del techo de 0,40 cm, la segunda y tercera cedencia

ocurren, casi simultáneamente, en la base de ambas columnas para un cortante de 11,99 t y su última cedencia ocurre, para un cortante de 13,95 t, en el extremo superior de la columna de la izquierda, la inestabilidad del pórtico se consigue para una cortante basal de 16,53 t y un desplazamiento del techo de 6,30 cm, cuando ocurre la caída de resistencia por flexión en la primera sección de falla.

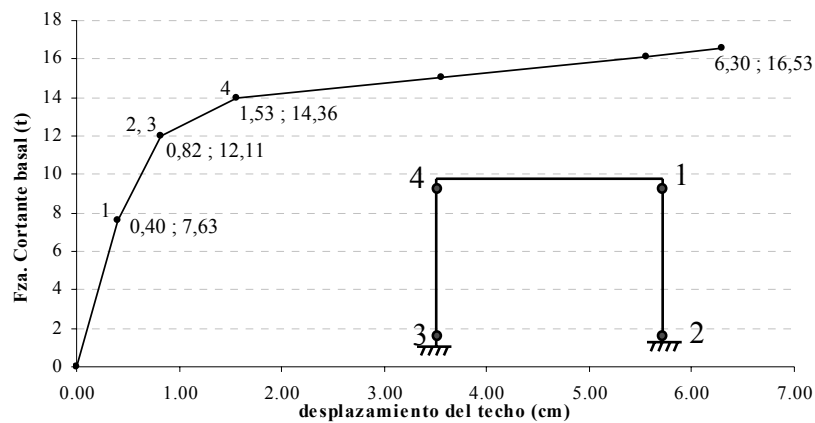


Figura IV.2 Curva de capacidad del pórtico de un piso Tipo 1.

a.2) Pórtico de un piso, Tipo 2

Este pórtico es similar al anterior con la diferencia que posee un pobre refuerzo transversal en los elementos, corresponde a un sistema de 1 GDLd con un período de 0,19 seg y peso de 17,28 t.

En la Figura IV.3 se muestra la curva de capacidad del pórtico de un piso, Tipo 2, obtenida del análisis estático no-lineal con su respectiva secuencia de falla. Las fallas presentadas son únicamente por flexión en las columnas, el mecanismo de falla que presenta el pórtico es un piso débil. La primera cedencia del pórtico ocurre en el extremo superior de la columna de la derecha para un cortante basal de 7,63 t a un desplazamiento de 0,40 cm, la segunda y tercera cedencia ocurren simultáneamente en la base de ambas columnas para un cortante de 12,11 t y su última cedencia ocurre para un cortante de 14,36 t en el extremo superior de la columna de la izquierda, la

inestabilidad del pórtico se consigue para una cortante basal de 16,26 t y un desplazamiento del techo de 3,33 cm.

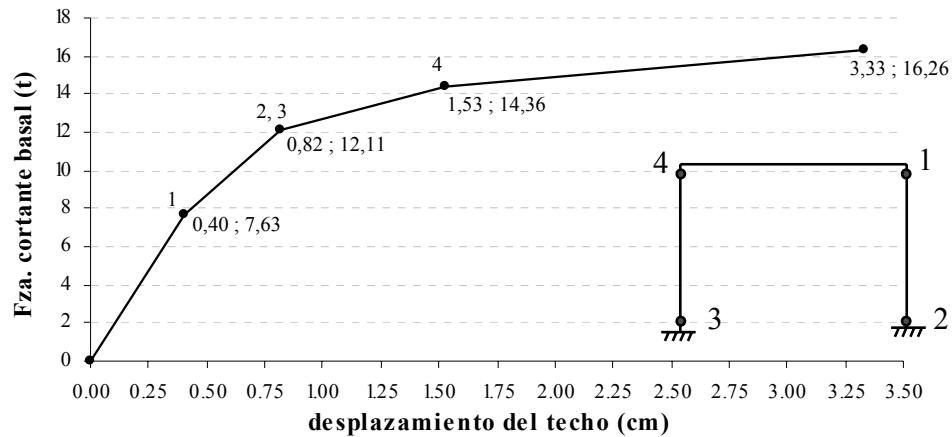


Figura IV.3 Curva de capacidad del pórtico de un piso Tipo 2.

b.1) Pórtico de dos pisos, Tipo 1

En este pórtico de dos pisos y un vano, los elementos tienen las mismas propiedades geométricas y resistentes que el modelo de un piso (Figura IV.4). El peso sísmico en cada nivel es de 17,28 t obteniéndose un período fundamental de 0,34 seg.

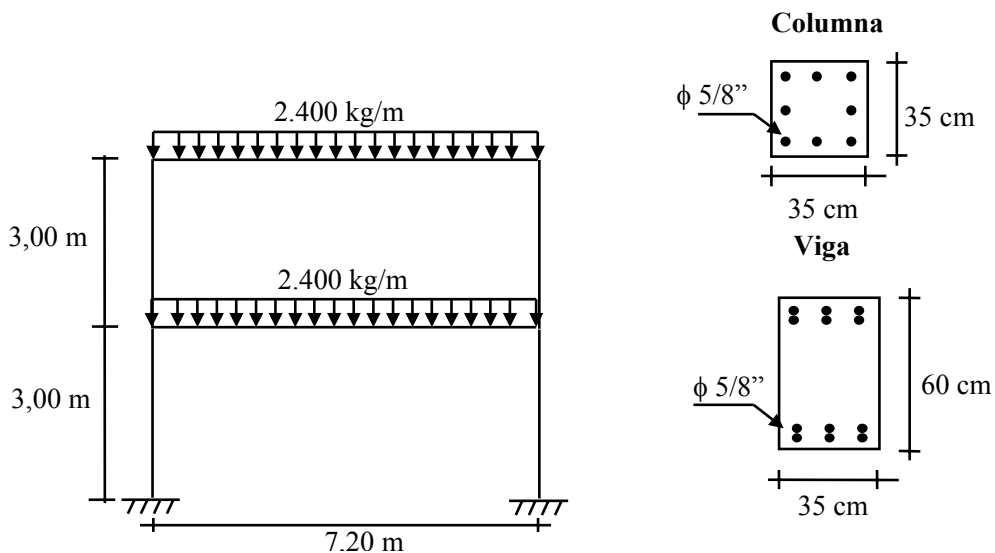


Figura IV.4 Características geométricas del pórtico de dos pisos.

En la Figura IV.5 se muestra la curva de capacidad del pórtico obtenida del análisis estático no-lineal sometida a un patrón de carga triangular. En este modelo se obtiene un corte basal máximo de 17,86 t a los 7,42 cm de desplazamiento del techo. El mecanismo de colapso que presenta la estructura para un patrón de carga triangular es de piso débil en el primer entrepiso, presentándose fallas por flexión en los extremos de las columnas.

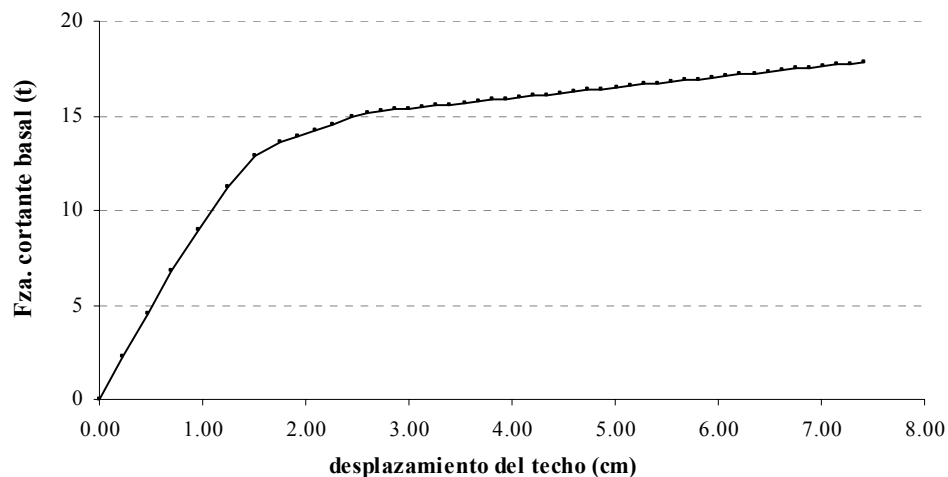


Figura IV.5 Curva de capacidad del pórtico de dos pisos Tipo 1, utilizando un patrón de carga triangular.

b.2) Pórtico de dos pisos, Tipo 2

Este modelo es similar al anterior, con la diferencia que tiene un pobre armado transversal, evidenciándose en la considerable disminución del desplazamiento último, su respectiva curva de capacidad se muestra en la Figura IV.6. Este modelo tiene las mismas propiedades resistentes, tanto en vigas como en columnas, que el modelo de un piso. El peso para cada piso es de 17,28 t y su período fundamental es de 0,34 seg. Obteniéndose como cortante máximo 18,05 t y un desplazamiento del techo de 5,14 cm. El mecanismo de colapso es de piso débil en el primer entrepiso.

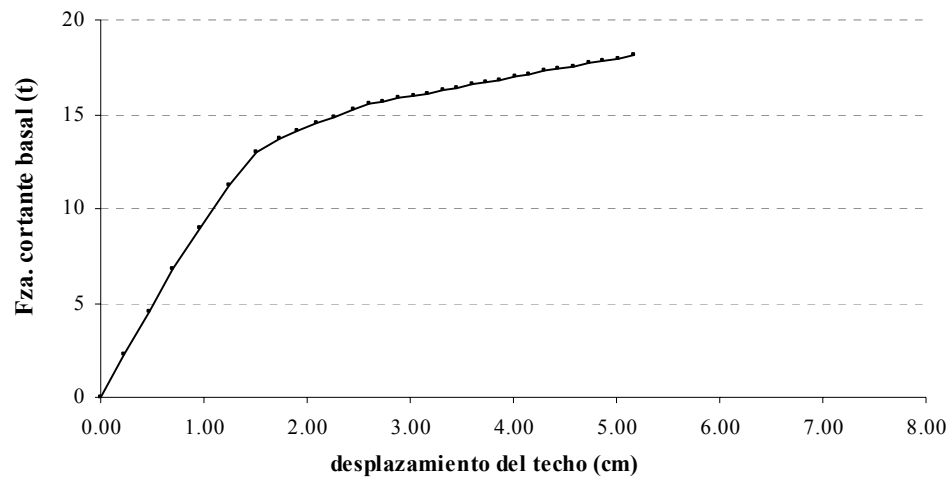


Figura IV.6 Curva de capacidad del pórtico de dos pisos Tipo 2, utilizando un patrón de carga triangular.

c.1) Pórtico de siete pisos, Tipo 1

El tercer modelo utilizado para la evaluación de las técnicas de análisis estático es un pórtico de siete pisos y un vano, armado con buen refuerzo transversal. Este pórtico forma parte de un edificio real, proyectado siguiendo las actuales normas de diseño estructural y sismorresistente, ver Figura IV.7.

Las propiedades utilizadas en el pórtico son las siguientes, la calidad del concreto 250 kg/cm^2 y su módulo de elasticidad se calculó en 238.752 kg/cm^2 , a partir de la expresión $E_c = 15.100 \cdot (f'_c)^{1/2}$, según la norma Covenin 1753-88. La resistencia cedente del acero se consideró como $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ para el acero longitudinal y transversal. El módulo de elasticidad del acero es $E_s = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$.

El peso de los pisos del 1 al seis es de 18,73 t, mientras que el último piso es de 18,20 t. El período correspondiente al modo fundamental de vibración es de 0,81 seg, la distribución de daño que se produce en la estructura es fallas por flexión en los extremos de las vigas y cadencia a flexión en la base de las columnas.

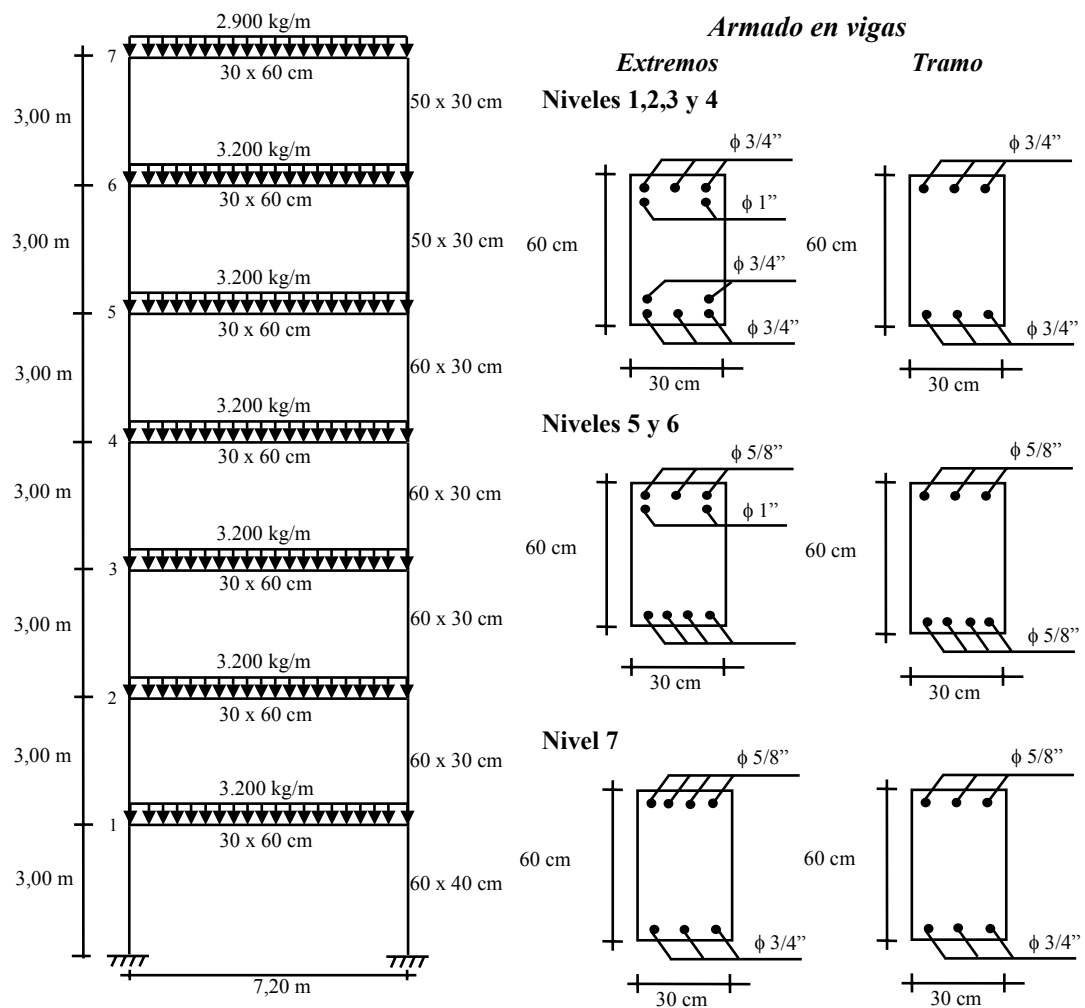


Figura IV.7 Características geométricas del pórtico de siete pisos.

La curva de capacidad del pórtico obtenida del análisis estático no-lineal sometida a un patrón de carga triangular se muestra en la Figura IV.8. Obteniéndose como cortante máximo 45,32 t y un desplazamiento del techo de 48,31 cm.

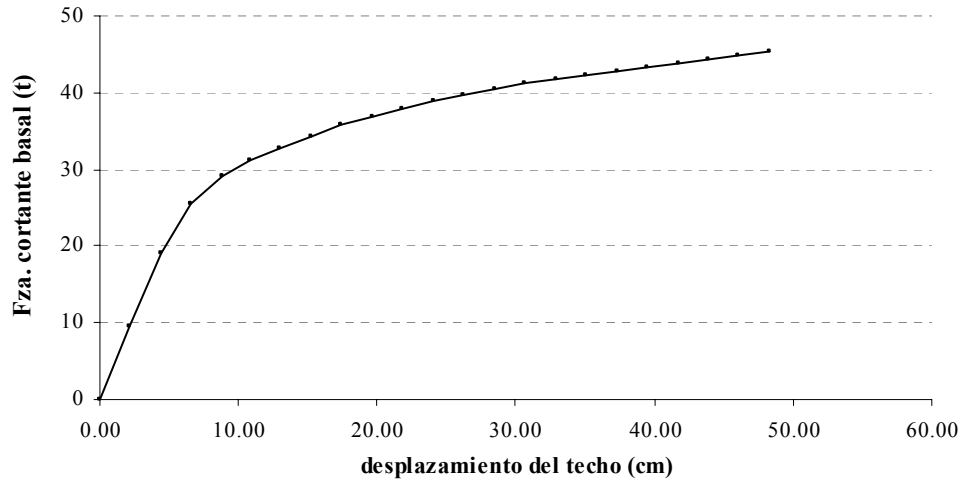


Figura IV.8 Curva de capacidad del pórtico de siete pisos Tipo 1, utilizando un patrón de carga triangular

IV.3.- Procedimiento de evaluación

La evaluación de los métodos se basará en comparar la demanda sísmica exacta con la estimada por los métodos aproximados para todos los sistemas estructurales presentados. El desplazamiento máximo del valor absoluto del desplazamiento. El desplazamiento calculado con el ADNL se denomina desplazamiento máximo “exacto”, $\Delta_{exac.}$, mientras que el obtenido por los métodos aproximados se denomina desplazamiento máximo “aproximado”, $\Delta_{aprox.}$.

Al aplicar los métodos “A” y “B” del ATC-40, FEMA-356 y MPA, a los sistemas estructurales para estimar el desplazamiento máximo “aproximado” inducido por los sismos considerados y comparándolo con el desplazamiento máximo “exacto” obtenido del análisis dinámico no-lineal, evaluamos la precisión de dichos métodos. El error se calculó de la siguiente manera:

$$E = \left(\frac{\Delta_{aprox.} - \Delta_{exac.}}{\Delta_{exac.}} \right) \cdot 100 \quad (IV.1)$$

Los valores de E positivos indican que el método aproximado sobreestima la demanda sísmica de la estructura y los valores negativos indican subestimación.

IV.4.- Pórtico de un piso, Tipo 1.

a) Análisis dinámico no-lineal del pórtico de un piso, Tipo 1

Con la finalidad de evaluar los métodos aproximados para determinar la demanda sísmica se necesita conocer previamente cual es la demanda máxima exacta para el modelo utilizado. Se realizó un análisis dinámico no-lineal al pórtico de un piso, con buen armado transversal, utilizando el programa RAM Perform 2D [40].

Para el pórtico se obtuvieron las historias de los desplazamientos del techo y el cortante basal cuando está sujeto a los 6 sismos considerados. Las historias del desplazamiento del techo y del cortante basal, así como la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo para cada uno de los sismos considerados, se muestran en las siguientes Figuras IV.9, IV.10 y IV.11.

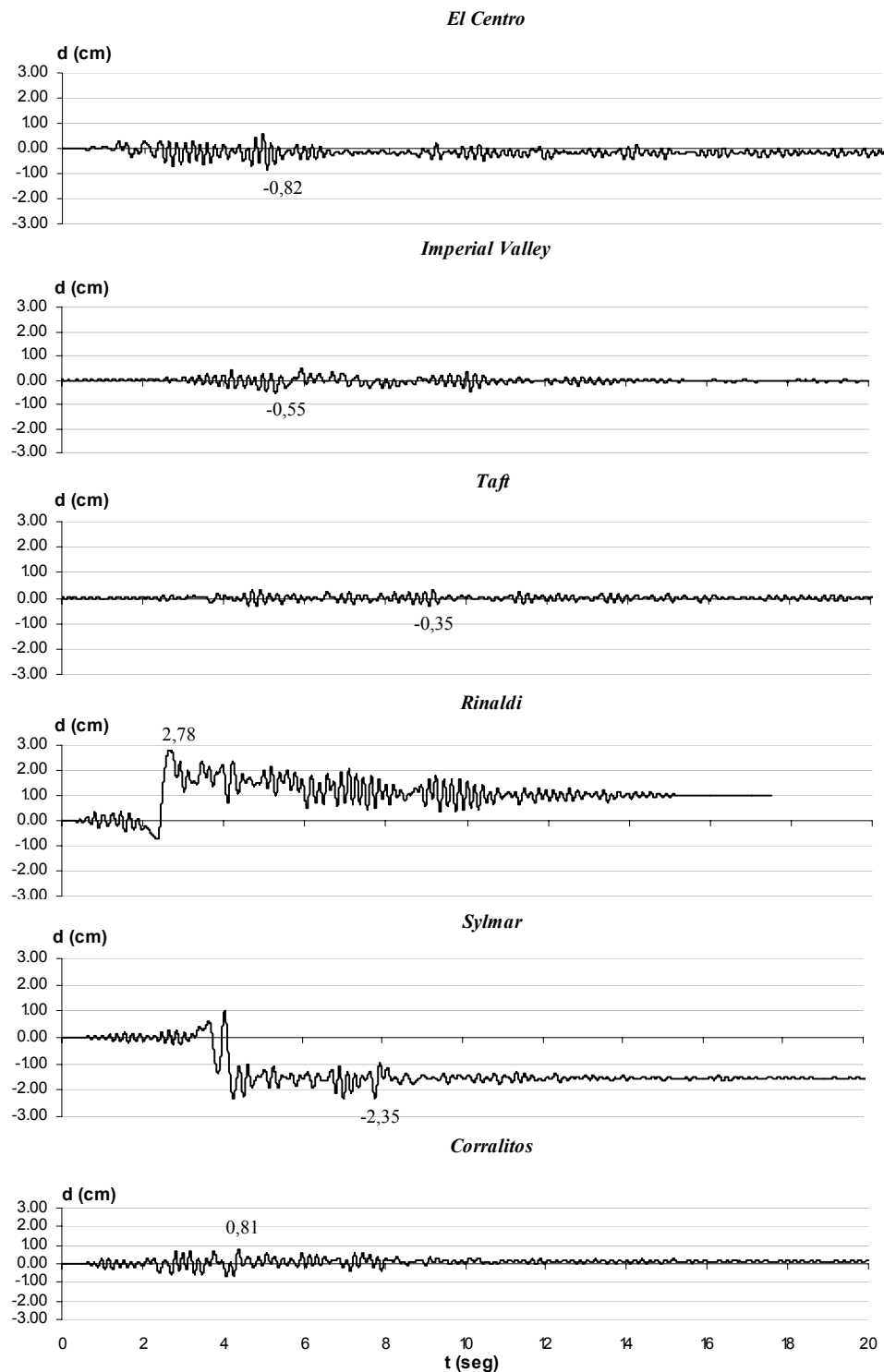


Figura IV.9 Historia de los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de un piso, Tipo 1.

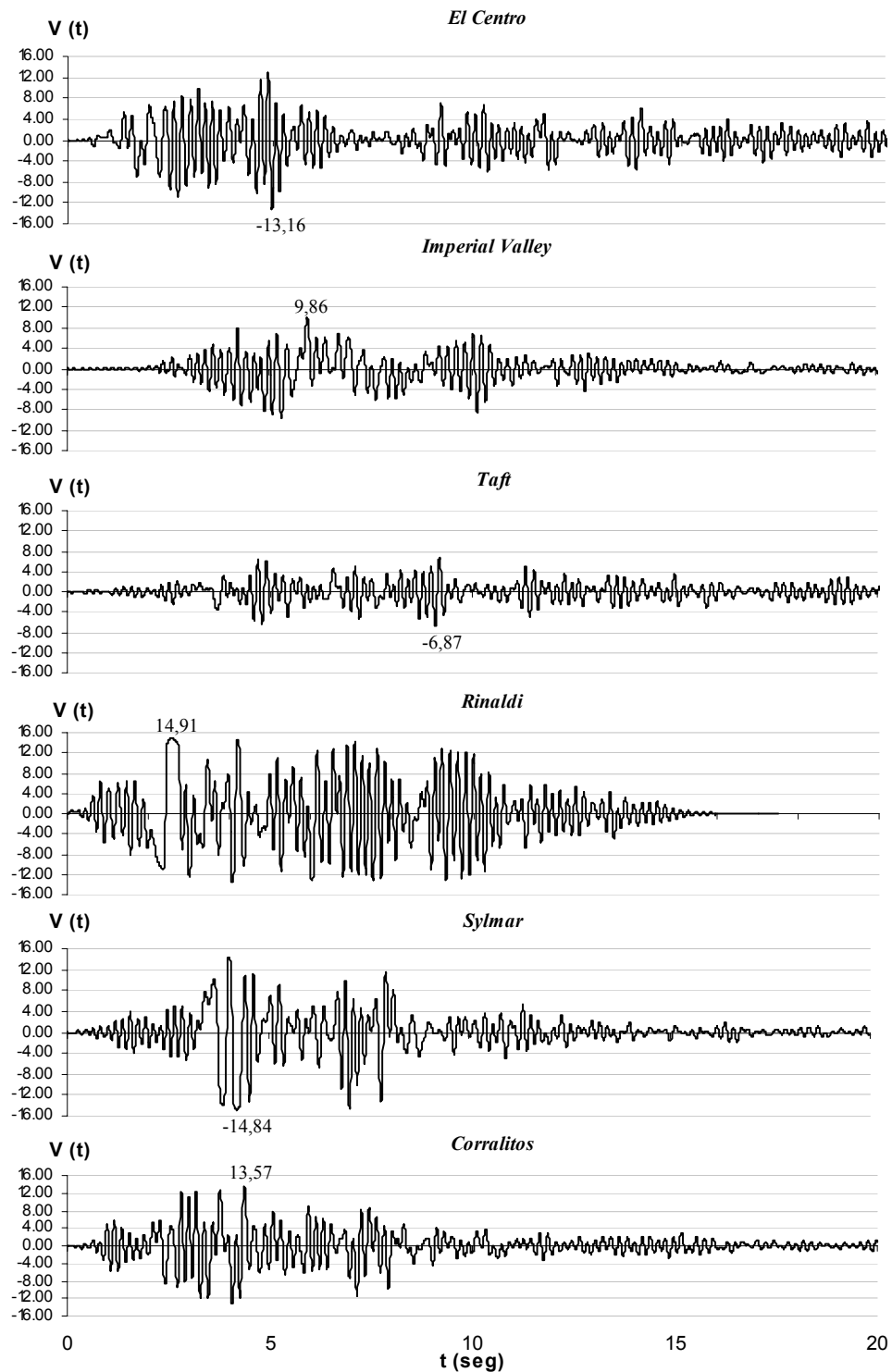


Figura IV.10 Historia de los cortantes obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de un piso, Tipo 1.

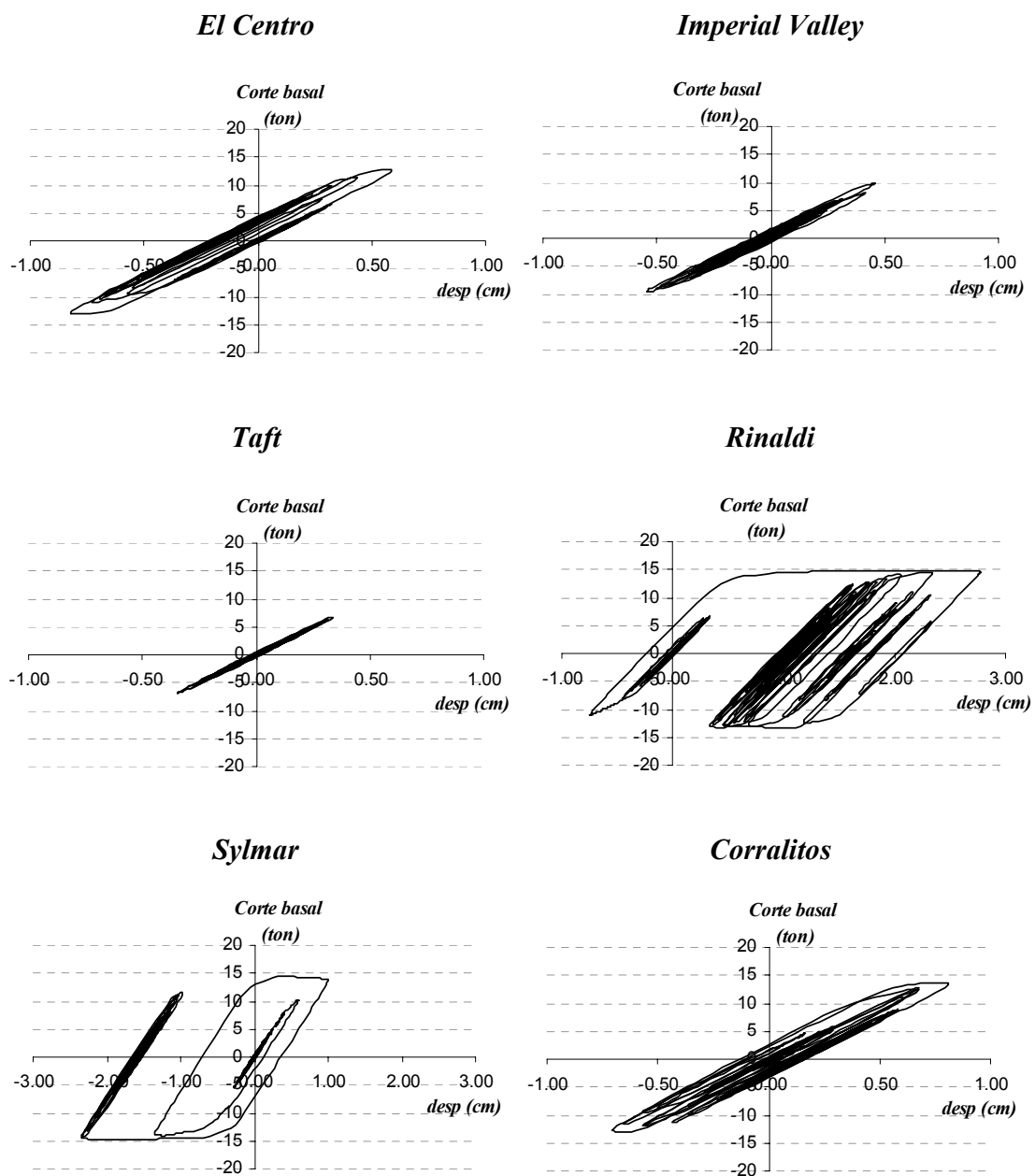


Figura IV.11 Relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo del pórtico de un piso, Tipo 1.

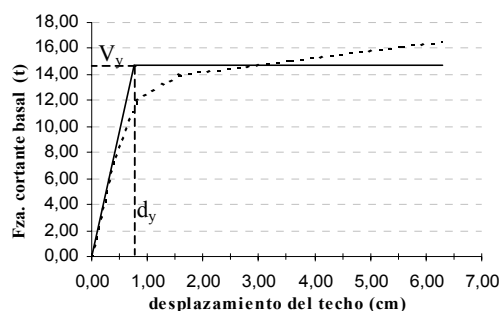
Los máximos cortes y desplazamientos para cada sismo se resumen en la Tabla IV.2.

Tabla IV.2 Máximos cortes y desplazamientos del pórtico de un piso, Tipo 1, para los seis sismos.

Parámetro	El Centro	Imperial Valley	Taft	Rinaldi	Sylmar	Corralitos
Desplazamiento máximo (cm)	0,82	0,55	0,35	2,78	2,35	0,81
Corte máximo (t)	13,16	9,86	6,87	14,91	14,84	13,57

Para definir un desplazamiento cedente global de la estructura y calcular una demanda de ductilidad a partir de la curva de capacidad del modelo, se determinaron dos sistemas equivalentes, elastoplástico perfecto (EPP) y bilineal, estos los podemos observar en la Figura IV.12.

a) Modelo EPP.



b) Modelo Bilineal.

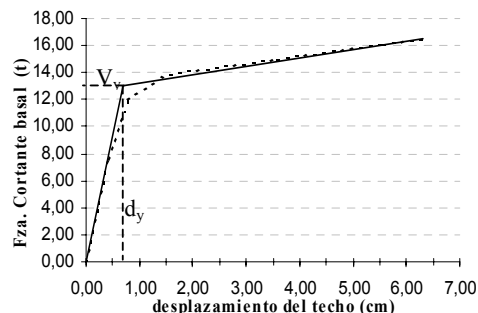


Figura IV.12 Sistemas equivalentes del pórtico de un piso, Tipo 1.

Al idealizar la curva de capacidad del pórtico como un sistema equivalente EPP la fuerza cortante cedente es de 14,73 t y el desplazamiento cedente de 0,77 cm, mientras que al idealizar la curva de capacidad como un sistema equivalente bilineal obtenemos como cortante y desplazamiento cedentes los valores de 13,02 t y 0,68 cm, respectivamente.

Al definir el punto cedente del pórtico se calculan las demandas de ductilidad de la estructura para los sismos considerados tal como se muestra en la Tabla IV.3.

Tabla IV.3 Demanda de ductilidad del pórtico de un piso, Tipo1.

	Ductilidad (du/dy)					
Modelo	El Centro	Imperial Valley	Taft	Rinaldi	Sylmar	Corralitos
EPP	1,07	0,71	0,45	3,59	3,04	1,05
Bilineal	1,21	0,80	0,51	4,07	3,44	1,19

Las observaciones más importantes son las siguientes:

a.- De los resultados presentados en la Tabla IV.3 y las Figuras IV.9, IV.10 y IV.11 anteriores se observa una demanda de ductilidad mayor en los sismos Rinaldi y Sylmar, alcanzando valores mayores a 3.

b.- De la Tabla IV.3 se deduce que la estructura responde elásticamente para los sismos Imperial Valley y Taft; al analizar la historia de los desplazamientos observamos que efectivamente para el sismo Taft la estructura responde elásticamente. Sin embargo, para el Sismo Imperial Valley se observa un pequeño desplazamiento plástico, lo que quiere decir, que la estructura incurrió en el rango inelástico. Al observar la historia de la fuerza cortante del pórtico sometido al sismo Imperial Valley se determinó que el valor máximo es de 9,86 t, dicho valor es mayor al correspondiente cortante en que ocurre la primera cedencia de la estructura, basados en los resultados de la curva de capacidad, ratificando que la estructura efectivamente incurrió en el rango inelástico. Esta discrepancia observada, entre las historias de las demandas de desplazamientos y las ductilidades calculadas anteriormente, radica en la definición del punto cedente de la estructura.

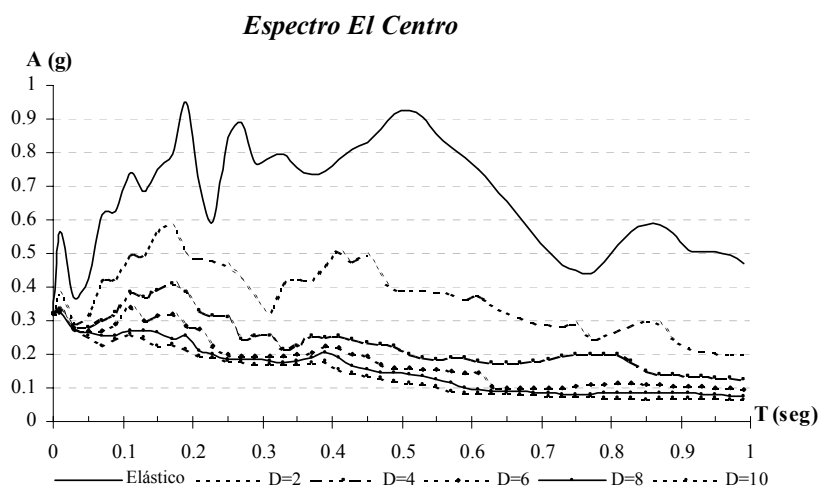
c.- La demanda de ductilidad del pórtico cuando está sujeto a los sismos El Centro y Corralitos es levemente mayor a uno lo que significa que la estructura apenas incurrió en el rango no-lineal, esto se puede observar de igual manera en la demanda de desplazamiento.

d.- Notamos que al definir el punto cedente de la estructura como un sistema equivalente bilineal obtenemos ductilidades mayores que con el sistema elastoplástico perfecto, 13% mayor, la misma diferencia que existe entre los desplazamientos cedentes del sistema equivalente bilineal y el elastoplástico perfecto.

b) Uso de los espectros inelásticos para estimar el desplazamiento máximo.

Como el pórtico en estudio es un sistema de un grado de libertad dinámico las demandas de ductilidad obtenidas del análisis dinámico no-lineal se pueden comparar con las demandas de ductilidad estimadas directamente de los espectros de respuesta inelástica de los sismos. Los casos que vamos a estudiar con mayor detalle en esta sección es cuando el pórtico está sometido a los siguientes sismos: El Centro, Rinaldi y Sylmar. Al definir un sistema equivalente elastoplástico perfecto obtenemos como desplazamiento cedente $d_y = 0,77$ cm y corte cedente de $V_y = 14,73$ t basados en la curva de capacidad del pórtico (Figura IV.12).

Para los sismos El Centro, Rinaldi y Sylmar se determinaron los espectros elásticos utilizando el programa Seismosignal [44]. y espectros inelásticos para cinco ductilidades de desplazamientos $D = 2, 4, 6, 8$ y 10 , para sistemas de un grado de libertad dinámico con períodos comprendidos entre 0 y 1 seg. Los espectros con 5% de amortiguamiento se presentan en la Figura IV.13.



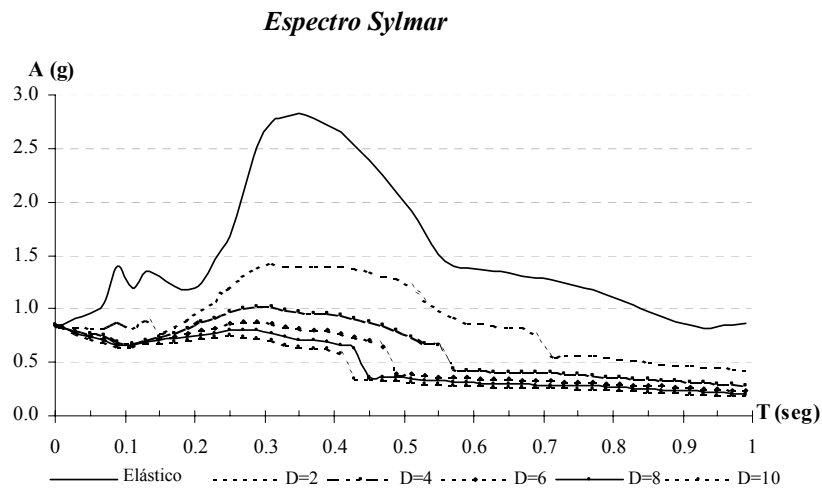
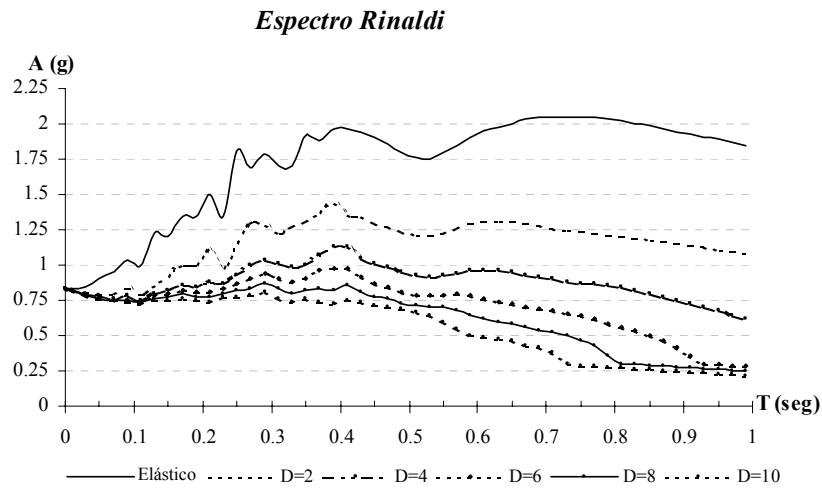
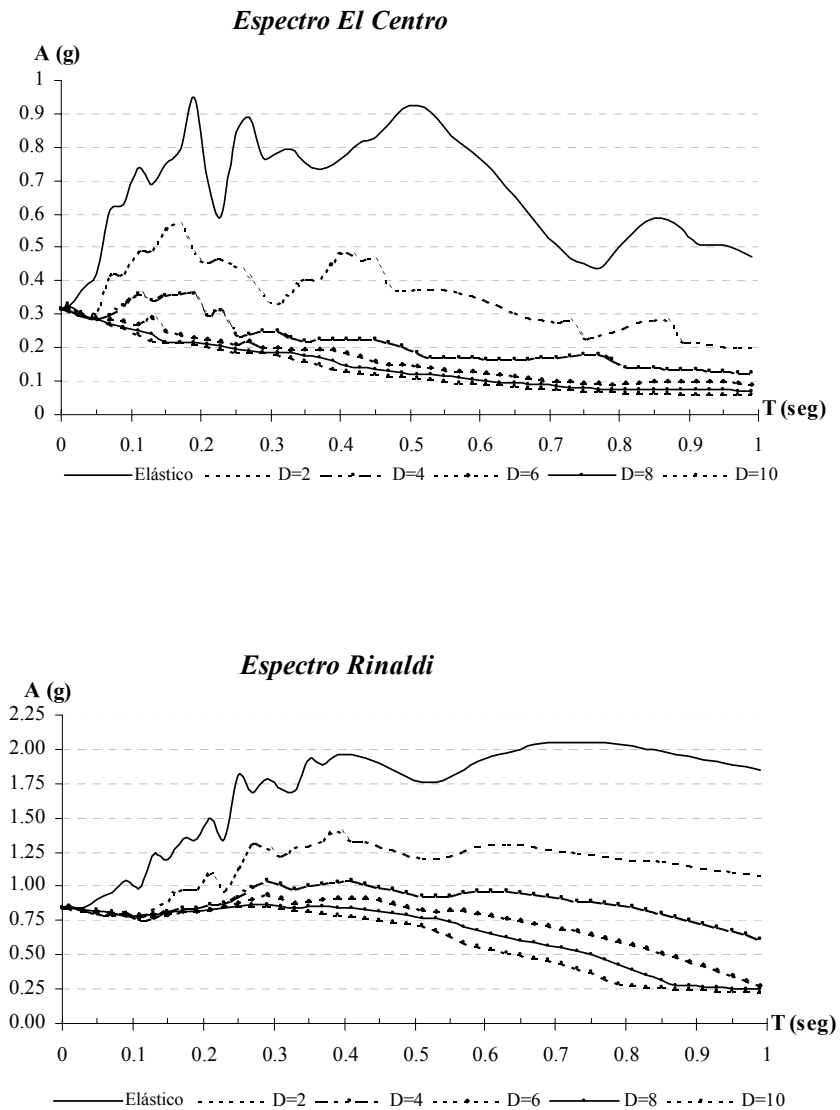


Figura IV.13 Espectros de un modelo EPP para los sismos El Centro, Rinaldi y Sylmar.

Para estimar la demanda de ductilidad del pórtico para estos sismos, utilizando los espectros inelástico, debemos entrar en las gráficas con el correspondiente coeficiente sísmico $V_y/W = 0,85$ y período $T = 0,19$ seg de la estructura y obtenemos para el sismo El Centro la demanda de ductilidad de 1,21, con el sismo Rinaldi de 4,0, y para el sismo Sylmar de 3,4. Por lo que la demanda de ductilidad en el pórtico es mucho mayor para los sismos Sylmar y Rinaldi que para el sismo El Centro.

Al analizar el pórtico como un sistema equivalente bilineal (Figura IV.12) obtuvimos como desplazamiento y corte cedente los siguientes valores $d_y = 0,68$ cm

y $V_y = 13,02$ t. Los espectros presentados en la Figura IV.14, están calculados a partir de sistemas bilineales de un grado de libertad dinámico con una pendiente postcedente de $\alpha = 0,03$ correspondiente a la misma pendiente del sistema bilineal equivalente del pórtico.



Espectro Sylmar

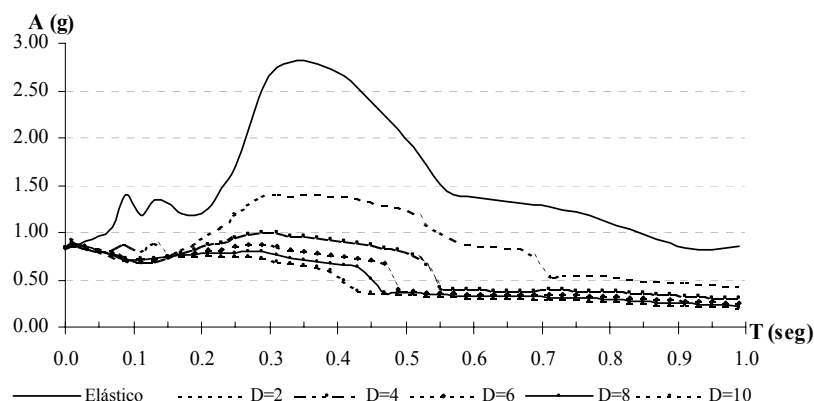


Figura IV.14 Espectros, calculados a partir de un modelo bilineal para los sismos El Centro, Rinaldi y Sylmar.

La demanda de ductilidad global para el pórtico cuyo coeficiente sísmico es de $V_y/W = 0,75$ y $T = 0,19$ segundos es de 1,42 para el sismo El Centro y para los sismos Rinaldi y Sylmar no se puede determinar de las figuras ya que para valores cercanos a 0,20 segundos las curvas de ductilidad confluyen. Una comparación de las demandas de ductilidad calculadas a partir del ADNL y aquellas estimadas de los espectros inelásticos se muestran en la Tabla IV.4.

Tabla IV.4 Comparación de las ductilidades con el análisis dinámico no-lineal y el método espectral

<i>Sismo</i>	<i>Demanda de ductilidad de desplazamiento</i>			
	<i>ADNL</i>		<i>Estimada del espectro inelástico</i>	
	<i>Modelo EPP</i>	<i>Modelo Bilineal</i>	<i>Modelo EPP</i>	<i>Modelo Bilineal</i>
<i>El Centro</i>	1,07	1,21	1,21	1,42
<i>Rinaldi</i>	3,59	4,07	4,00	(1)
<i>Sylmar</i>	3,04	3,44	3,40	(1)

(1) No se pueden determinar de las figuras .

De la Tabla IV.4 podemos notar que las ductilidades obtenidas por los dos métodos para el sismo El Centro son muy semejantes, sin embargo para los sismos Rinaldi y Sylmar la diferencia es un poco mayor, pero en general los valores se consideran aceptables. La diferencia reside en que el ADNL trabaja con el

comportamiento real de la estructura mientras que para el análisis espectral se introduce un error al suponer el comportamiento de la estructura como un sistema EPP o bilineal.

c) Resultados de los métodos aproximados para determinar la demanda sísmica del pórtico de un piso, Tipo 1.

Se estima que el pórtico al poseer un buen refuerzo transversal, pueda mantener la resistencia y la rigidez sin presentar una degradación importante por lo que equivale a que el pórtico pueda tener una muy buena capacidad de disipar energía. Al aplicar la metodología propuesta por el ATC-40 se considera que la estructura tendrá un comportamiento histerético tipo A. Mientras que considerando los lineamientos del FEMA-356 el nivel de desempeño de la estructura ante un movimiento sísmico es de ocupación inmediata, siendo así congruentes en ambos métodos. Aplicando los métodos “aproximados” para calcular el desplazamiento máximo y comparándolos con el método “exacto” obtenemos los valores mostrados en la Tabla IV.5, los métodos aplicados son los dos procedimientos “A” y “B” del ATC-40, el FEMA-356 y el procedimiento MPA.

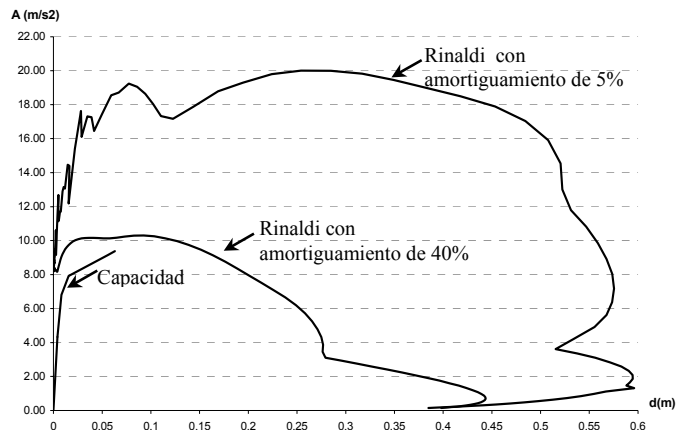
Tabla IV.5 Comparación de la demanda sísmica obtenida aplicando varios métodos para el pórtico de un piso, Tipo 1.

Método	El Centro		Imperial Valley		Taft		Rinaldi		Sylmar		Corralitos	
	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error
ATC-40 “A”	0,55	-33,68	0,57	4,11	0,35	0,00	(1)	-	3,99	69,02	0,73	-10,62
ATC-40 “B”	0,55	-33,11	0,57	3,90	0,35	0,00	(1)	-	3,99	70,08	0,73	-10,43
FEMA-356	1,14	38,59	0,53	-2,82	0,35	0,00	1,75	-37,09	1,46	-37,86	1,26	55,25
MPA	0,75	-8,45	0,54	-1,80	0,35	0,00	2,69	-3,27	2,11	-10,15	0,89	10,13
ADNL	0,82	-	0,55	-	0,35	-	2,78	-	2,35	-	0,81	-

(1) No se obtiene resultado debido a que la curva de capacidad no intercepta la curva de demanda.

Las observaciones más importantes son las siguientes:

- a.- De los resultados presentados observamos que los métodos aproximados tanto “A” como “B” sugeridos por el ATC-40 no arrojan resultados aceptables obteniéndose subestimaciones de 34% en el desplazamiento máximo aproximado para el sismo El Centro y sobrestimaciones de 70% del desplazamiento máximo aproximado inducido por el sismo Sylmar.
- b.- Este pórtico Tipo 1 responde elásticamente ante el movimiento sísmico de Taft por este motivo todos los procedimientos coinciden con el desplazamiento máximo “exacto”.
- c.- Al observar las demandas obtenidas aplicando los procedimientos del ATC-40, tanto “A” como “B”, notamos que los resultados son muy similares entre si, hallándose una diferencia despreciable, menor a 1%, entre los desplazamientos.
- d.- Para el sismo de Rinaldi los procedimientos “A” y “B” planteados por el ATC-40 no son capaces de estimar la demanda sísmica, debido a que el sismo sobrepasa con creces la capacidad de la estructura. Para el ATC-40 el nivel de amortiguamiento depende del comportamiento histerético de la estructura, al asumir un comportamiento histerético tipo A limita el amortiguamiento efectivo en 40%. Al desarrollar la demanda espectral correspondiente al máximo amortiguamiento efectivo y graficarlo junto al espectro de capacidad (Figura IV.15), la demanda no intercepta la curva de capacidad, impidiéndose continuar con los procedimientos establecidos por este documento. Por lo que se infiere, de acuerdo con el ATC-40, que la estructura sometida a este nivel de demanda sísmica presentaría daños estructurales severos y su posible colapso.



**Figura IV.15 Espectro de capacidad y espectro de demanda, para el sismo Rinaldi.
Pórtico de un piso, Tipo 1.**

e.- El error en la estimación de la demanda sísmica con el sismo Imperial Valley, en todos los métodos, no excede un 5%. Obteniéndose una buena confiabilidad en los métodos aproximados para este sismo.

f.- En general al comparar los resultados los desplazamientos máximos “aproximados” obtenidos por los procedimientos de análisis estático no-lineal con los derivados del análisis dinámico no-lineal encontramos que con el procedimiento MPA obtenemos una buena estimación de la demanda sísmica, consiguiéndose un error máximo de 10,15% correspondiente a la demanda obtenida para el sismo Sylmar. El procedimiento MPA suministra una buena estimación aún para el sismo Rinaldi donde los métodos no funcionan. Este procedimiento MPA para un sistema de un grado de libertad dinámico corresponde exactamente al método espectral utilizado en la sección IV.4 b para un sistema bilineal, pero con la ventaja que su aplicación es directa ya que se realiza el análisis dinámico no-lineal a un solo sistema bilineal, mientras que utilizando los espectros inelásticos debemos desarrollar un conjunto de espectros de ductilidad lo que implica invertir un mayor tiempo en el análisis.

IV.5.- Pórtico de un piso, Tipo 2.

a) Análisis dinámico no-lineal del pórtico de un piso, Tipo 2.

En las Figuras IV.16, IV.17 y IV.18 se muestran las historias del desplazamiento del techo y del cortante basal, así como la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo del pórtico de un piso, Tipo 2, para cada uno de los sismos.

Para el análisis dinámico lineal se consideró la degradación de rigidez en el comportamiento histerético de la estructura.

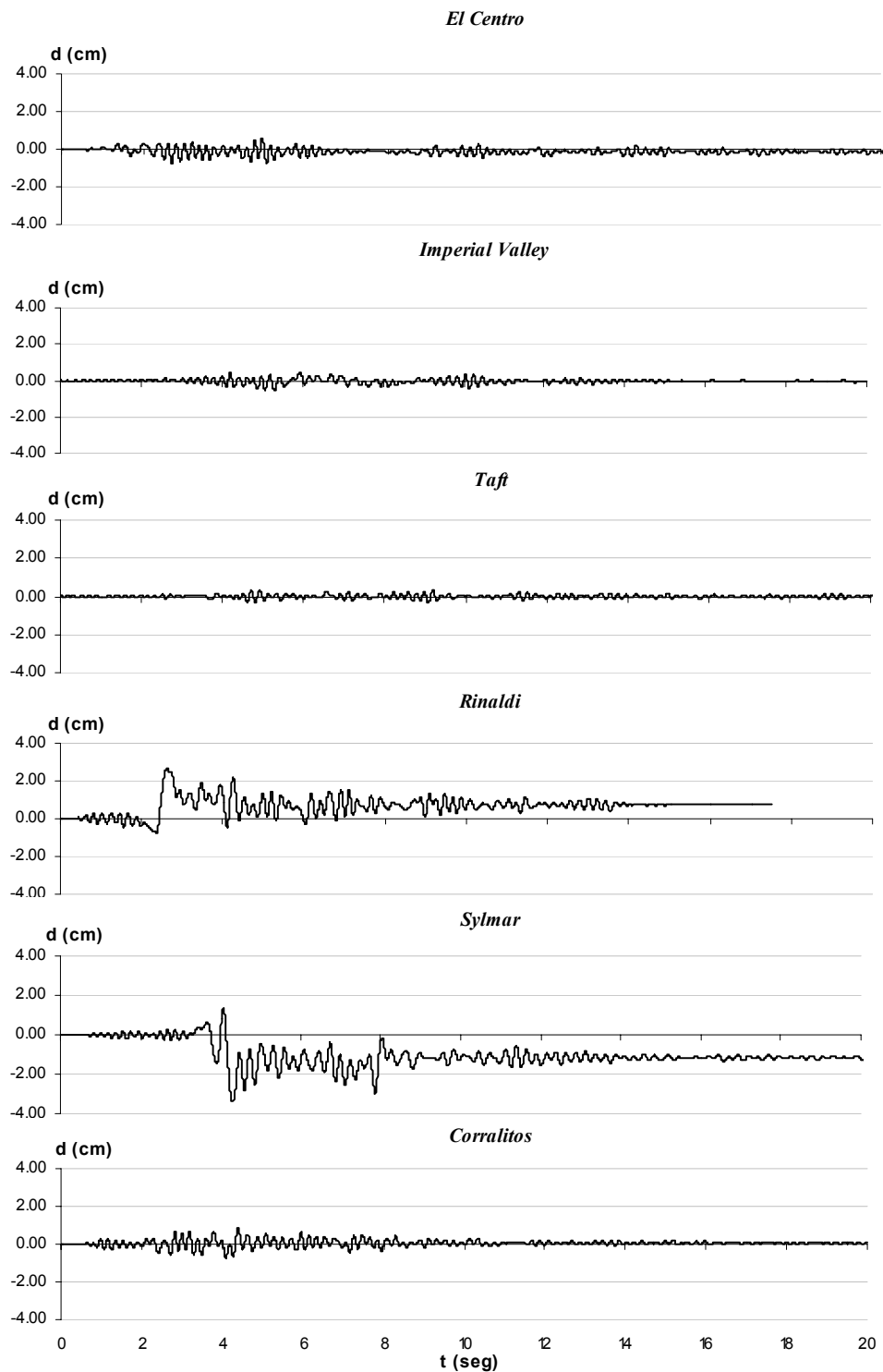


Figura IV.16 Historia de los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de un piso, Tipo 2.

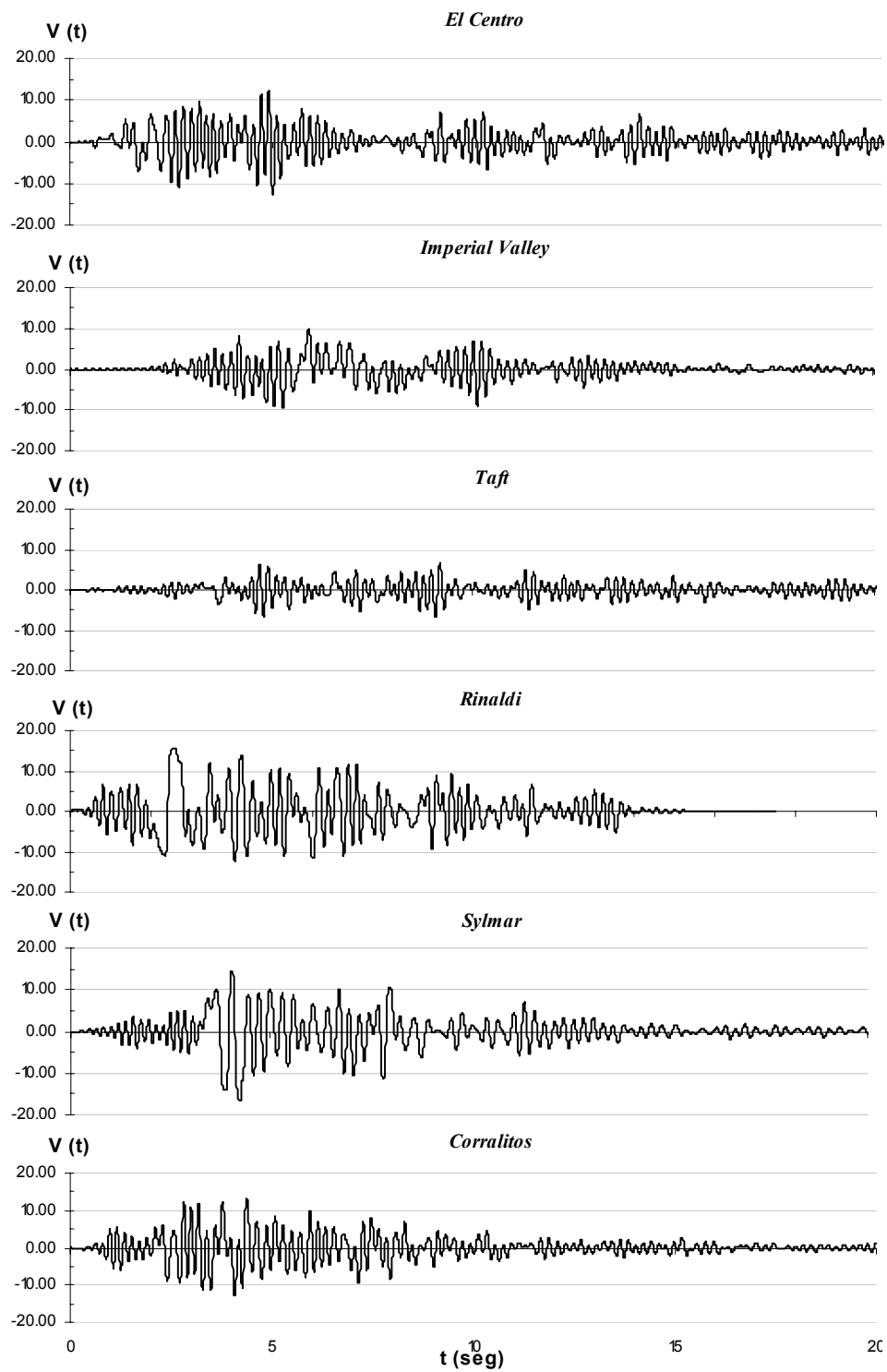


Figura IV.17 Historia de los cortantes obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de un piso, Tipo 2.

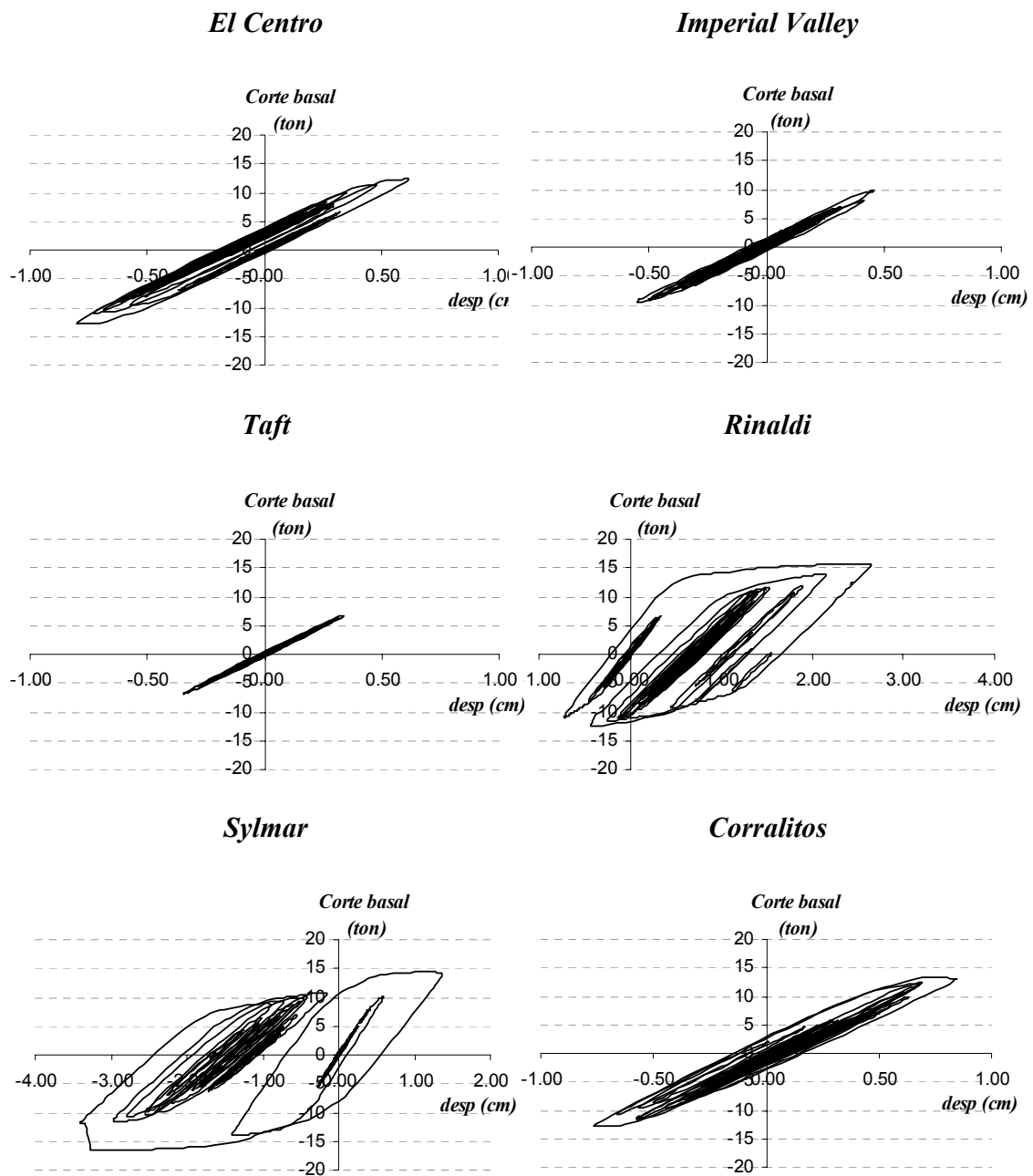


Figura IV.18 Relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo del pórtico de un piso, Tipo 2.

En la Tabla IV.6 se resume, para cada sismo, los máximos desplazamientos y cortes del pórtico de un piso, Tipo 2.

Tabla IV.6 Máximos cortes y desplazamientos del pórtico de un piso, Tipo 2.

<i>Parámetro</i>	<i>El Centro</i>	<i>Imperial Valley</i>	<i>Taft</i>	<i>Rinaldi</i>	<i>Sylmar</i>	<i>Corralitos</i>
Desplazamiento máximo (cm)	0,82	0,54	0,35	2,48	3,40	0,81
Corte máximo (t)	12,85	9,82	6,87	15,71	16,63	13,26

Al idealizar la curva de capacidad del pórtico como un sistema EPP obtenemos como cortante cedente el valor de 14,47 t y el desplazamiento cedente de 0,76 cm. Mientras que al idealizar la curva de capacidad como un sistema bilineal obtenemos como cortante y desplazamiento cedentes los valores de 12,56 t y 0,66 cm, respectivamente. Las demandas de ductilidad se muestran en la Tabla IV.7.

Tabla IV.7 Demanda de ductilidad el pórtico de un piso, Tipo 2.

<i>Modelo</i>	<i>Ductilidad</i>					
	<i>El Centro</i>	<i>Imperial Valley</i>	<i>Taft</i>	<i>Rinaldi</i>	<i>Sylmar</i>	<i>Corralitos</i>
EPP	1,08	0,72	0,45	3,27	2,89	1,07
Bilineal	1,24	0,83	0,52	3,77	3,33	1,24

b) Resultados de los métodos aproximados para determinar la demanda sísmica del pórtico de un piso, Tipo 2.

Debido a que el pórtico posee un pobre refuerzo transversal, se estima que la estructura no pueda mantener su resistencia y sufra una degradación de rigidez, es decir, que el pórtico posee una baja capacidad de disipar energía. Por lo que bajo los lineamientos del ATC-40 se presume que la estructura tendrá un comportamiento histerético tipo C. Mientras que aplicando el método del FEMA-356 el nivel de desempeño considerado para la estructura es prevención de colapso, se estima que la estructura presente severos daños estructurales ante un sismo de considerable

magnitud. Los desplazamientos máximos “exactos” obtenidos suponen en el modelo una degradación de rigidez al incursionar en el rango inelástico.

Aplicando los métodos “aproximados” para estimar el desplazamiento máximo y comparándolos con el método “exacto” obtenemos los valores mostrados en la Tabla IV.8, se aplicaron los dos procedimientos “A” y “B” del ATC-40 y se presentan dos valores aplicando el MPA, el MPA sin degradación en el cual se aplica el método tal como está propuesto originalmente y MPA con degradación considerando un modelo histerético con degradación de rigidez. Introduciendo esta variante en el procedimiento MPA creemos que el desplazamiento máximo estimado estará más ajustado al desplazamiento máximo exacto.

Tabla IV.8 Comparación de la demanda sísmica obtenida aplicando varios métodos para el pórtico de un piso, Tipo 2.

Método	El Centro		Imperial Valley		Taft		Rinaldi		Sylmar		Corralitos	
	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error
ATC-40 “A”	0,66	-17,74	0,67	20,65	0,35	0,00	(1)	-	(1)	-	No converge	
ATC-40 “B”	0,68	-15,12	0,65	17,75	0,35	0,00	(1)	-	(1)	-	1,35	60.20
FEMA-356	1,70	111,73	0,78	42,06	0,49	41,05	2,56	-3,53	2,08	-38,86	1,84	117,89
MPA s/ degradación	0,74	-8,06	0,54	-2,93	0,35	0,00	2,51	-5,27	2,18	-35,80	0,89	5,28
MPA c/degradación	0,74	-7,74	0,54	-2,92	0,35	0,00	2,43	-8,37	2,08	-38,75	0,85	0,68
ADNL	0,80	-	0,55	-	0,35	-	2,65	-	3,40	-	0,84	-

(1) No se obtiene resultado debido a que la curva de capacidad no intercepta la curva de demanda.

De los resultados obtenidos se realizan las siguientes observaciones:

a.- Para los sismos Rinaldi y Sylmar, los procedimientos “A” y “B” planteados por el ATC-40 no son capaces de estimar la demanda sísmica, debido a que los sismos sobrepasan con creces la capacidad de la estructura. Para el ATC-40 el nivel de

amortiguamiento depende del comportamiento histerético de la estructura, al asumir un comportamiento histerético tipo C limita el amortiguamiento efectivo máx. en 20%, para lo cual la demanda no intercepta la curva de capacidad, impidiéndose el continuar con los procedimientos establecidos por el ATC-40. Por lo que para este método, la estructura colapsa ante estos movimientos sísmicos.

b.- Para el sismo Corralitos no se obtiene ninguna solución al aplicar el procedimiento “A” ya que este procedimiento no converge, mientras que con el procedimiento “B” obtenemos una sobreestimación del 60%, para esta demanda los métodos propuestos por el ATC-40 resultan ineficaces para estimar el desplazamiento máximo.

c.- Para la mayoría de los sismos, aplicando el método propuesto por FEMA-356 obtenemos errores excesivos en la demanda sísmica, valores superior al 38%, exceptuando para el sismo de Rinaldi que obtenemos un error de 3,53%.

d.- A pesar de que la estructura responde elásticamente ante el sismo Taft, el método FEMA-356 sobreestima el desplazamiento máximo, causado por el nivel de desempeño supuesto para la estructura, es decir, al coeficiente C_2 .

e.- Los errores obtenidos con el procedimiento MPA, tanto sin degradación como con degradación, oscilan entre 2 y 8% a excepción del sismo de Sylmar que subestima la demanda sísmica en 38%.

f.- Al comparar el procedimiento MPA con degradación y sin degradación, observamos que no se obtiene una mejora considerable en la estimación de la demanda sísmica a excepción en el sismo Corralitos que el error de 5,28% baja a 0,68% por considerar en el modelo la degradación de los lazos histeréticos.

IV.6.- Pórtico de dos pisos, Tipo 1.

a) Análisis dinámico no-lineal del pórtico de dos pisos, Tipo 1.

Se realizó el ADNL al pórtico de dos pisos con buen armado transversal. Para el comportamiento histerético no se consideró degradación de resistencia ni rigidez. Se obtuvieron las historias del desplazamiento del techo y del cortante basal, así como la relación entre el cortante en la base para el modelo cuando está sujeto a los 6 sismos considerados, conociéndose así el $\Delta_{\text{exac.}}$ del pórtico. En la Figura IV.19 se muestran las historias de desplazamientos obtenidas del ADNL para cada sismo.

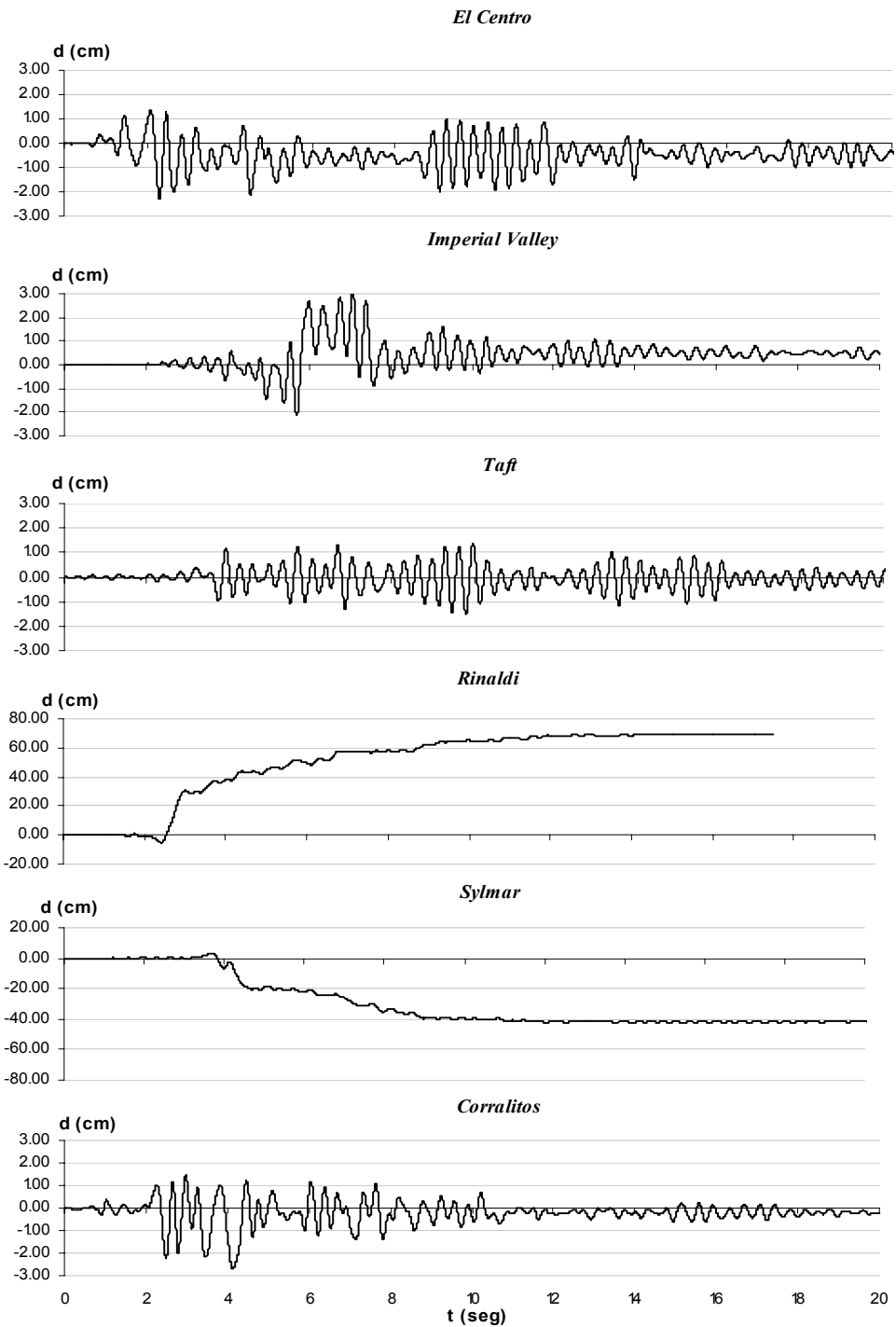


Figura IV.19 Historia de los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de dos pisos, Tipo 1.

La Figura IV.20 muestra las historias del cortante en la base.

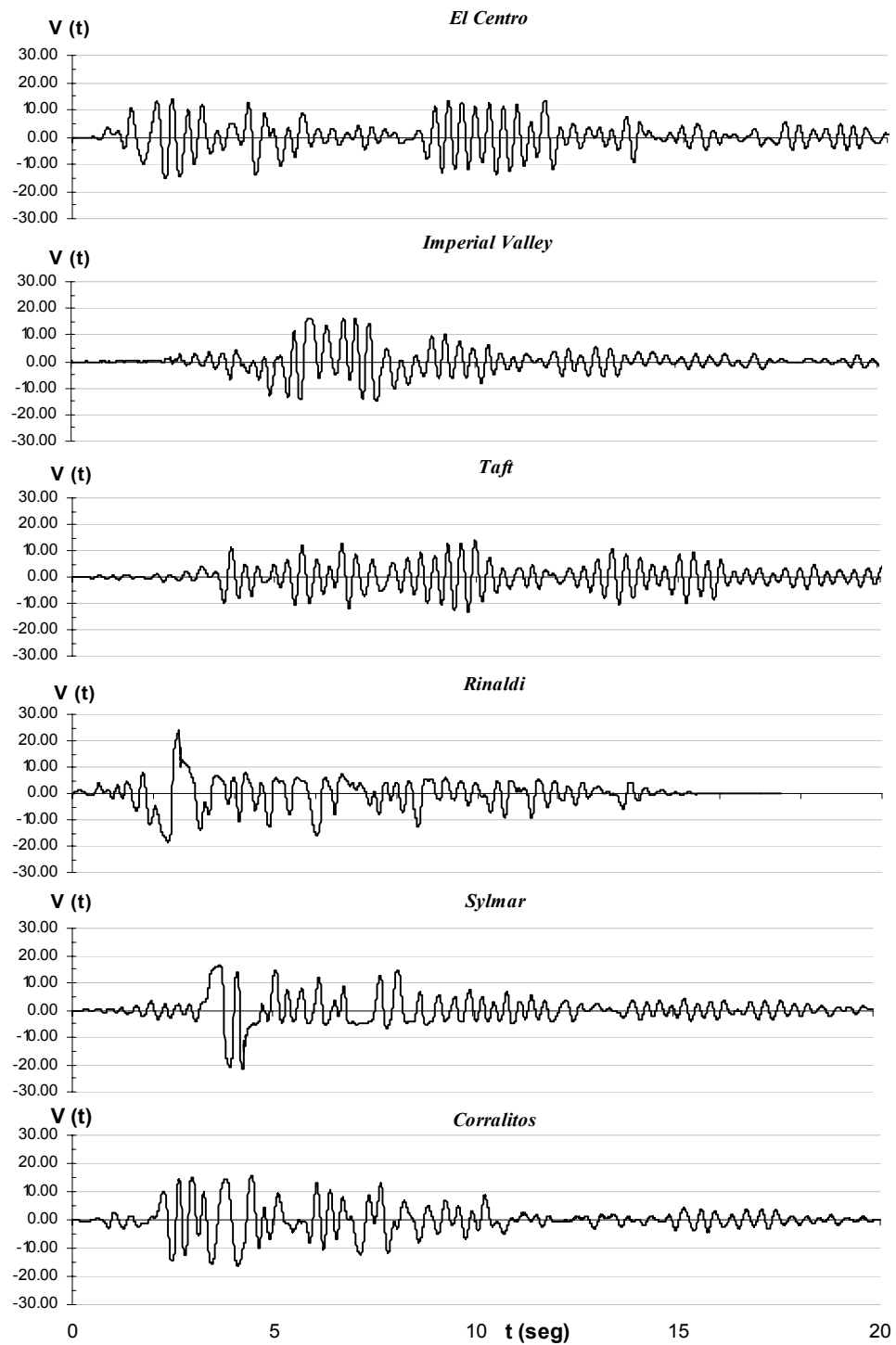


Figura IV.20 Historia de los cortantes obtenidos del análisis dinámico no-lineal del pórtico de dos pisos, Tipo 1.

La Figura IV.21 presenta la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo de la estructura para los sismos analizados.

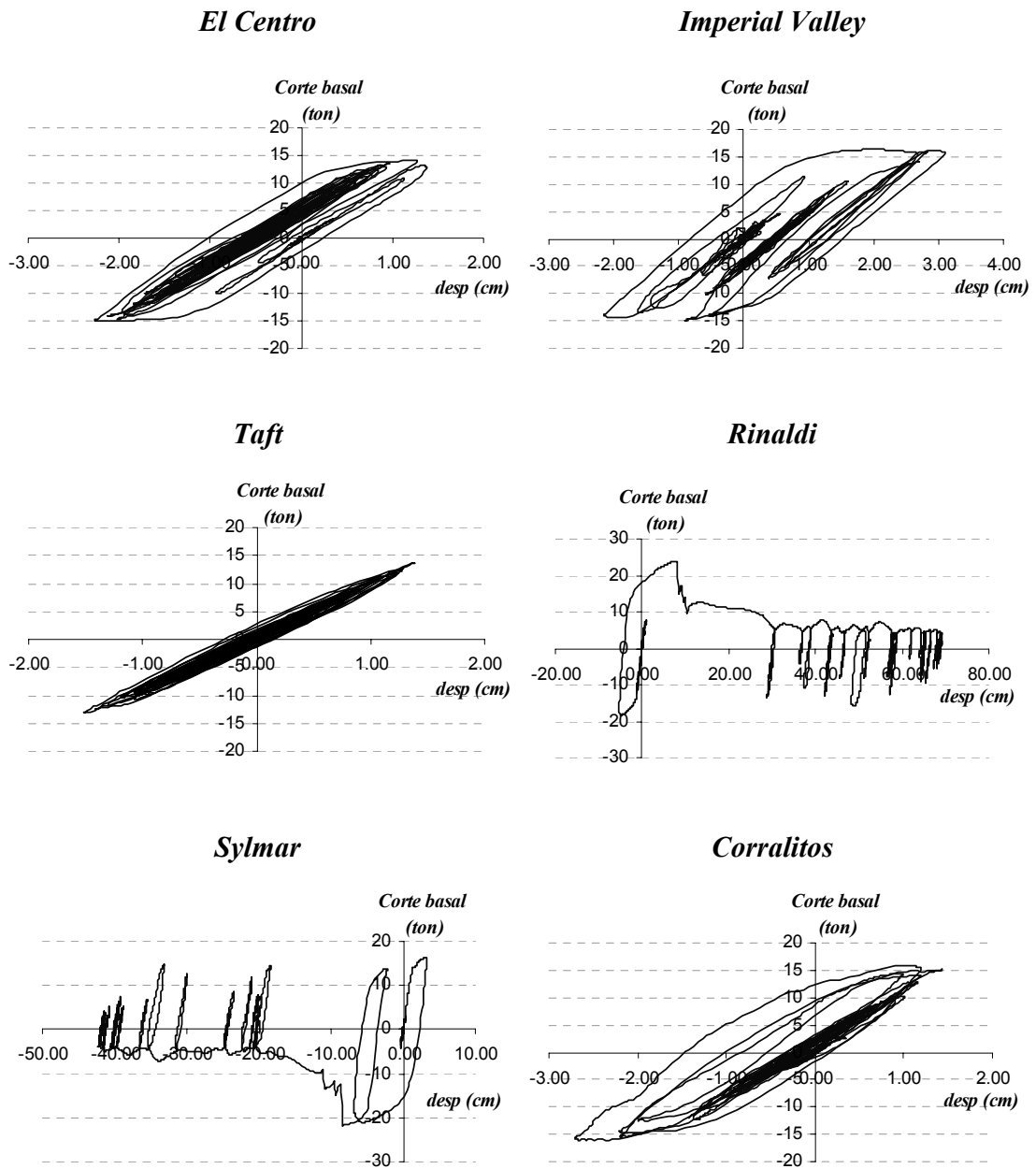


Figura IV.21 Relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo del pórtico de dos pisos, Tipo 1.

Los máximos cortes y desplazamientos inducidos por cada sismo se presentan en la Tabla IV.9.

Tabla IV.9 Máximos cortes y desplazamientos del pórtico de dos pisos, Tipo 1.

<i>Parámetro</i>	<i>El Centro</i>	<i>Imperial Valley</i>	<i>Taft</i>	<i>Rinaldi</i>	<i>Sylmar</i>	<i>Corralitos</i>
Desplazamiento máximo (cm)	-2,26	3,10	-1,55	69,20	-42,25	-2,72
Corte máximo (t)	-15,08	16,39	-13,68	23,88	-21,90	16,10

Al idealizar la curva de capacidad del pórtico, obtenida aplicando un patrón de carga uniforme, como un sistema equivalente bilineal se define como desplazamiento cedente el valor de 1,35 cm. Mientras que al idealizar la curva de capacidad, obtenida con un patrón de carga triangular, como un sistema equivalente bilineal se define el desplazamiento cedente como 1,47 cm. La demanda de ductilidad de la estructura para los sismos considerados se muestra en la Tabla IV.10.

Tabla IV.10 Demanda de ductilidad del pórtico de dos pisos, Tipo 1.

<i>Patrón</i>	Ductilidad					
	<i>El Centro</i>	<i>Imperial Valley</i>	<i>Taft</i>	<i>Rinaldi</i>	<i>Sylmar</i>	<i>Corralitos</i>
Uniforme	1,68	2,30	1,15	51,29	31,31	2,01
Triangular	1,54	2,11	1,06	47,11	28,76	1,85

Se repite el mismo comportamiento observado en el pórtico de un piso, obteniéndose una mayor demanda de ductilidad en los sismos Rinaldi y Sylmar, desplazamientos máximos que van de 28 a 51 veces el desplazamiento cedente de la estructura. Mientras que para el resto de los sismos se obtienen demandas de ductilidad entre 1 y 2,30.

b) Resultados de los métodos aproximados para determinar la demanda sísmica del pórtico de dos pisos, Tipo 1.

Al aplicar los métodos aproximados se obtienen los resultados presentados en la Tabla IV.11. El método propuesto por FEMA-356 exige que se analice el pórtico por lo menos con dos patrones de carga lateral, por lo que se realizó el análisis estático no-lineal con un patrón de carga uniforme y un patrón de carga triangular.

Tabla IV.11 Comparación de la demanda sísmica obtenidas aplicando varios métodos para el pórtico de dos pisos, Tipo 1.

Método	El Centro		Imperial Valley		Taft		Rinaldi		Sylmar		Corralitos	
	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error
ATC-40 "A"	2,30	1,16	No converge		No converge		(1)	-	(1)	-	(1)	-
ATC-40 "B"	2,20	-3,06	3,28	5,83	1,22	-21,62	(1)	-	(1)	-	4,47	64,75
FEMA-356 Uniforme	3,07	35,67	3,64	17,26	1,68	8,40	8,12	-88,26	10,69	-74,69	3,38	24,47
FEMA-356 Triangular	3,21	41,55	3,79	22,36	1,77	13,74	8,47	-87,75	11,16	-73,59	3,53	29,88
MPA	2,42	6,73	3,44	10,99	1,29	-16,76	21,95	-68,28	13,54	-67,95	2,39	-11,87
ADNL	-2,26	-	3,10	-	-1,55	-	69,20	-	-42,25	-	-2,72	-

(1) No se obtiene resultado debido a que la curva de capacidad no intercepta la curva de demanda.

De los resultados obtenidos se realizan las siguientes observaciones:

a.- De acuerdo a los resultados los sismos Rinaldi y Sylmar son sismos muy fuertes ya que todos los métodos arrojan errores excesivos. Estos sismos no se considerarán en la interpretación de los resultados.

b.- El método "A" del ATC-40 no converge para los sismos Imperial Valley y Taft y para el sismo Corralitos no se obtiene resultado. Considerándose este método muy limitado para estimar la demanda sísmica en esta estructura.

c.- El método “B” del ATC-40 presenta buenas estimaciones para los sismos El Centro e Imperial Valley pero no así para los sismos de Taft y Corralitos.

d.- El método del FEMA-356, para ambos patrones de carga, en todos los sismos considerados en esta interpretación sobreestima el desplazamiento máximo, con errores que van desde 8,40% hasta 41,55%.

e.- El procedimiento MPA es el único método en el que se obtienen errores aceptables siendo el máximo de 16,76%.

IV.7.- Pórtico de dos pisos, Tipo 2

a) Análisis dinámico no-lineal del pórtico de dos pisos, Tipo 2.

Al aplicar el análisis dinámico no-lineal al modelo se utilizó un comportamiento histerético con degradación de rigidez, obteniéndose las historias del desplazamiento del techo y del cortante basal, así como la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo de desplazamiento en el techo, presentadas en las Figuras IV.22, IV.23 y IV.24.

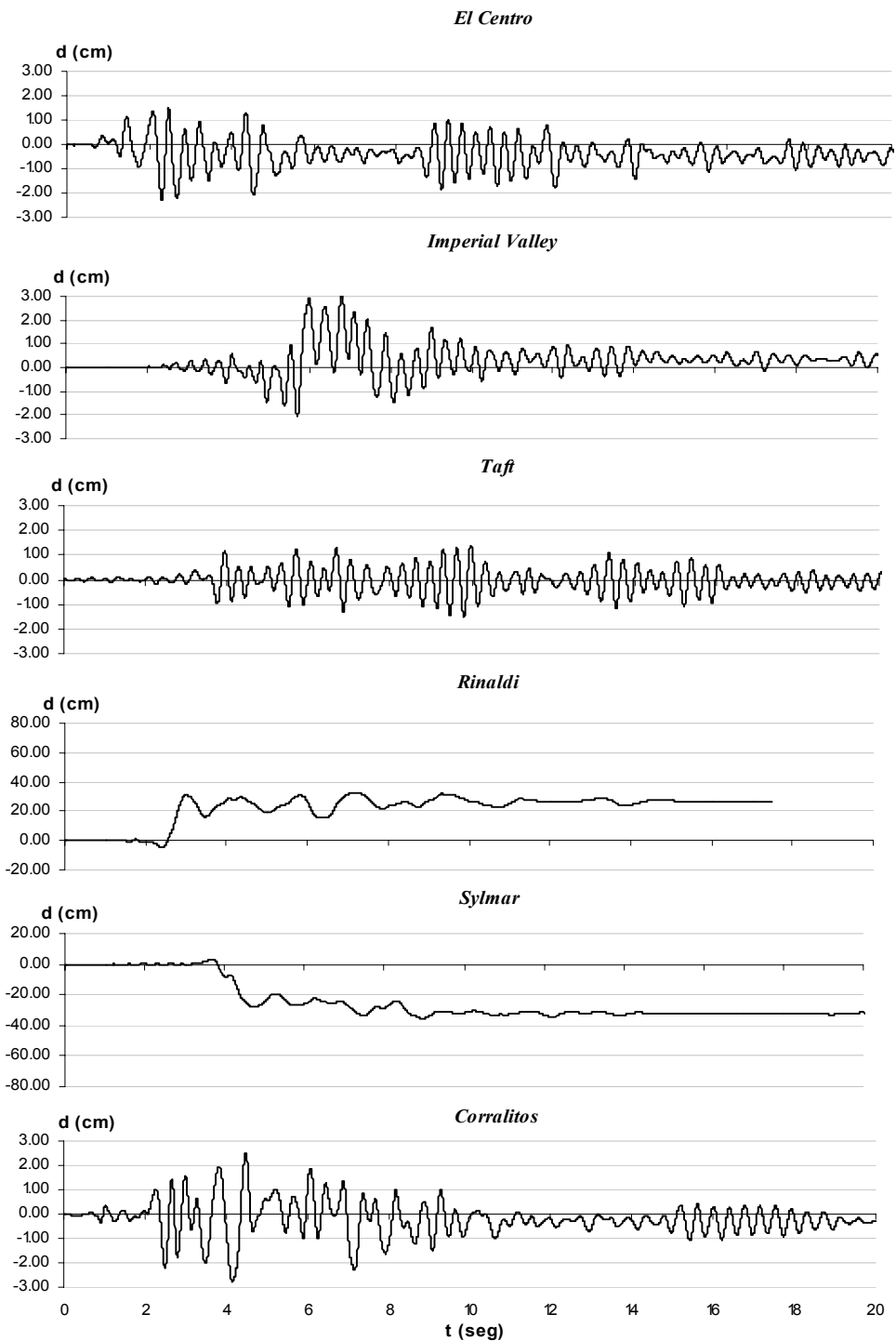


Figura IV.22 Historia de los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de dos pisos, Tipo 2.

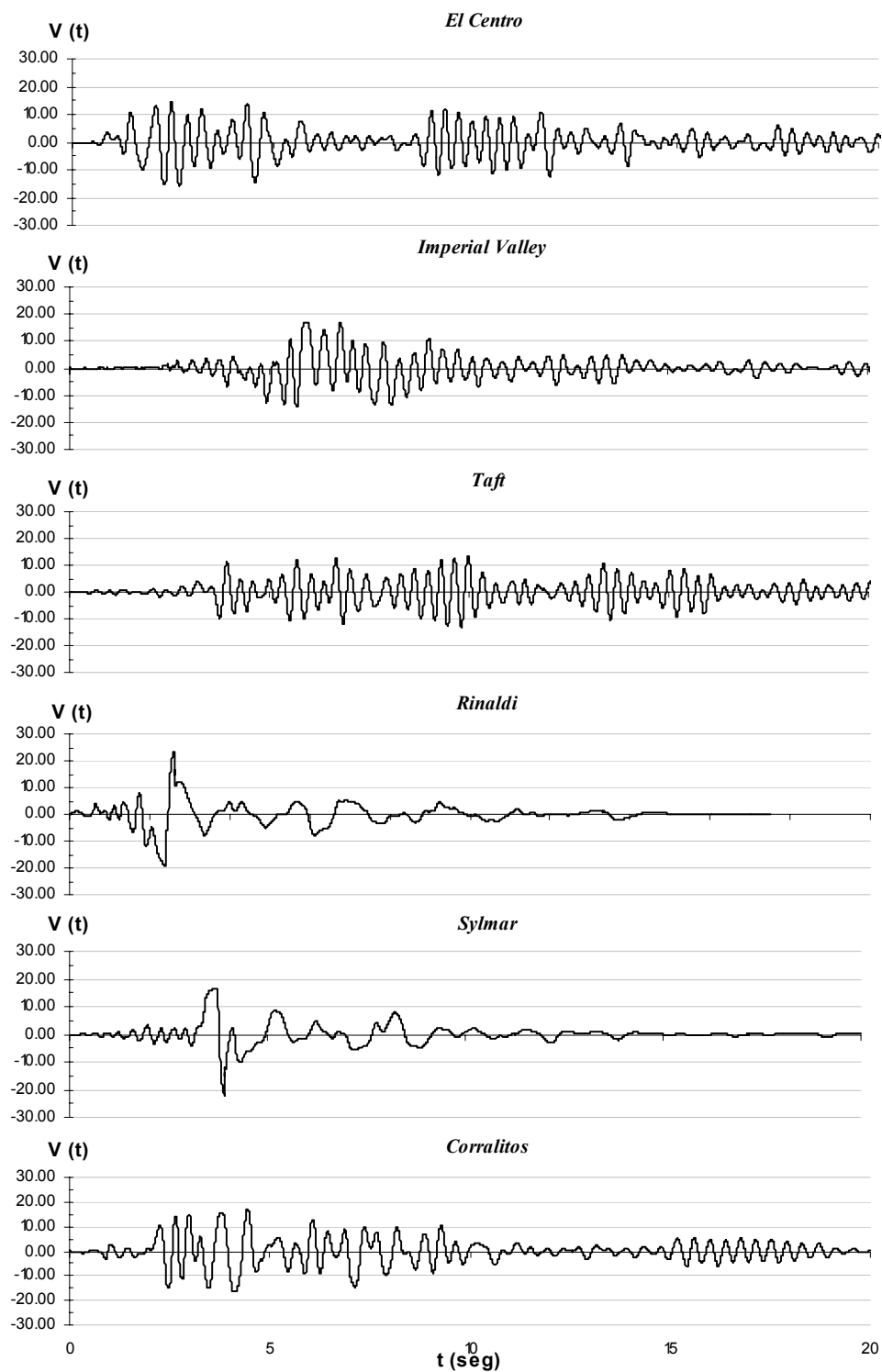


Figura IV.23 Historia de los cortantes obtenidos del análisis dinámico no-lineal del pórtico de dos pisos, Tipo 2.

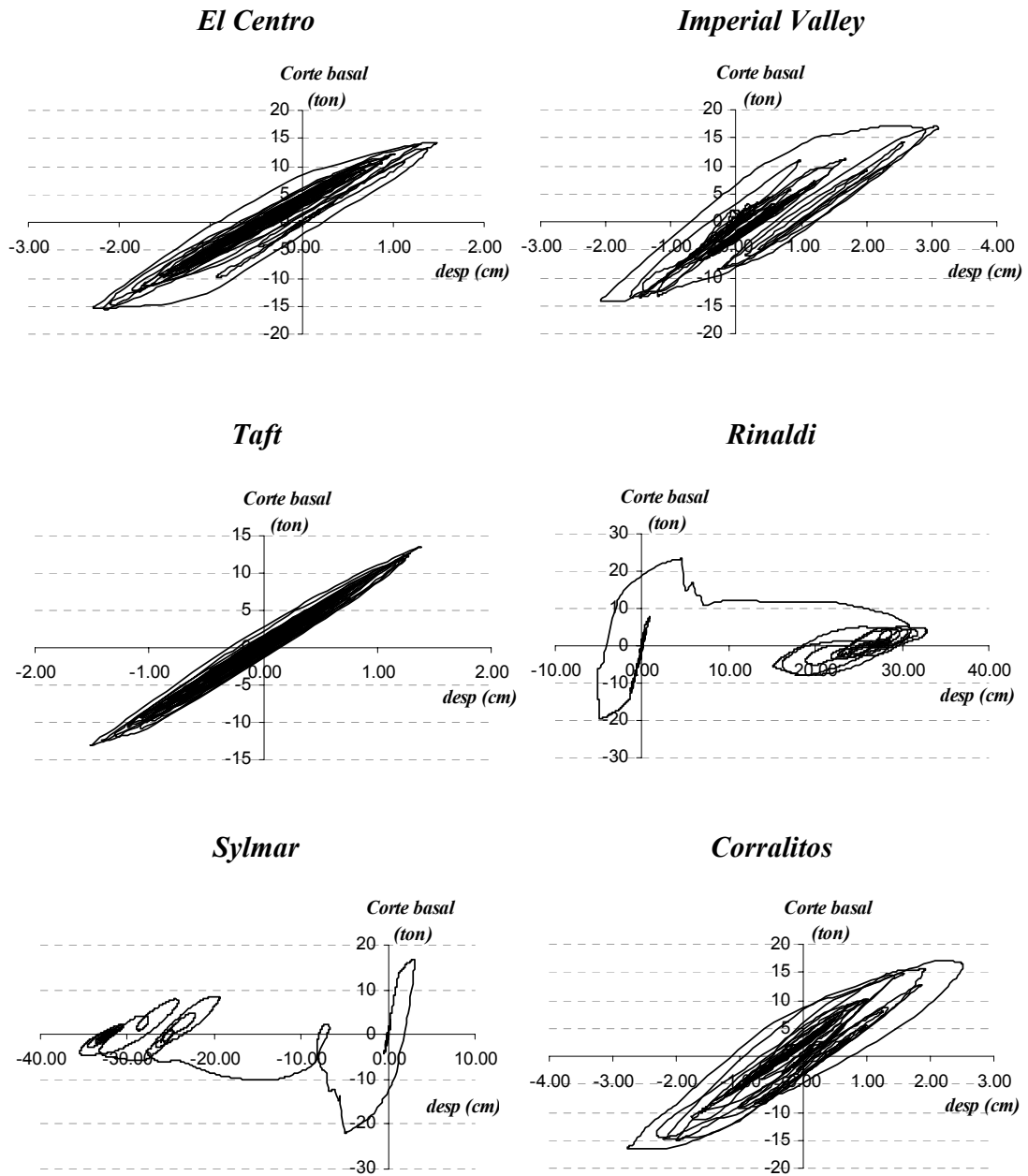


Figura IV.24 Relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo del pórtico de dos pisos, Tipo 2.

Los máximos cortes y desplazamientos inducidos por los sismos se resumen en la Tabla IV.12.

Tabla IV.12 Máximos cortes y desplazamientos del pórtico de dos pisos, Tipo 2.

<i>Parámetro</i>	<i>El Centro</i>	<i>Imperial Valley</i>	<i>Taft</i>	<i>Rinaldi</i>	<i>Sylmar</i>	<i>Corralitos</i>
<i>Desplazamiento máximo (cm)</i>	-2,28	3,11	-1,52	32,86	-35,47	-2,77
<i>Corte máximo (t)</i>	-15,53	17,03	-13,58	23,30	-22,08	17,13

Si idealizamos las curvas de capacidad como un sistema bilineal obtenemos que para la curva de capacidad del pórtico calculada con un patrón de carga uniforme el desplazamiento cedente es de 1,35 cm, mientras que al idealizar la curva de capacidad desarrollada con un patrón de carga triangular obtenemos un desplazamiento cedente de 1,47 cm. La demanda de ductilidad de la estructura para los sismos considerados se presenta en la Tabla IV.13.

Tabla IV.13 Comparación de la demanda de ductilidad del pórtico de dos pisos, Tipo2.

	<i>Ductilidad</i>					
<i>Patrón</i>	<i>El Centro</i>	<i>Imperial Valley</i>	<i>Taft</i>	<i>Rinaldi</i>	<i>Sylmar</i>	<i>Corralitos</i>
<i>Uniforme</i>	1,66	2,26	1,10	23,92	25,82	2,01
<i>Triangular</i>	1,53	2,08	1,02	22,01	23,75	1,85

El análisis es similar al modelo anterior, al definir el desplazamiento cedente a partir de una curva de capacidad obtenida aplicando un patrón de carga uniforme obtenemos una demanda de ductilidad mayor que el modelo aplicando un patrón de carga triangular. Para el sismo Taft el modelo responde prácticamente de manera elástica. Mientras el modelo para los sismos Rinaldi y Sylmar tiene una considerable incursión en el rango no-lineal de las deformaciones.

b) Resultados de los métodos aproximados para determinar la demanda sísmica para el pórtico de dos pisos, Tipo 2

Al aplicar los métodos obtenemos los resultados presentados en la Tabla IV.14.

Tabla IV.14 Comparación de la demanda sísmica obtenida aplicando varios métodos para el pórtico de dos pisos Tipo 2

<i>Método</i>	<i>El Centro</i>		<i>Imperial Valley</i>		<i>Taft</i>		<i>Rinaldi</i>		<i>Sylmar</i>		<i>Corralitos</i>	
	<i>d (cm)</i>	<i>% Error</i>	<i>d (cm)</i>	<i>% Error</i>	<i>d (cm)</i>	<i>% Error</i>	<i>d (cm)</i>	<i>% Error</i>	<i>d (cm)</i>	<i>% Error</i>	<i>d (cm)</i>	<i>% Error</i>
<i>ATC-40 "A"</i>	4,80	109,92	3,93	26,35	1,36	-10,38	(1)	-	(1)	-	(1)	-
<i>ATC-40 "B"</i>	4,71	106,26	3,91	25,96	1,48	-2,52	(1)	-	(1)	-	(1)	-
<i>FEMA-356 Uniforme</i>	4,08	78,63	5,25	69,05	2,19	44,44	11,41	-65,27	13,91	-60,79	4,68	69,10
<i>FEMA-356 Triangular</i>	4,26	86,42	5,48	76,40	2,31	52,08	11,91	-63,76	14,51	-59,08	4,88	76,44
<i>MPA s/degradación</i>	2,39	4,67	3,34	7,54	1,30	-14,15	18,72	-43,02	10,35	-70,83	2,37	-14,33
<i>MPA c/degradación</i>	2,34	2,32	3,09	-0,46	1,31	-13,50	18,22	-44,56	10,12	-71,45	2,35	-15,15
<i>ADNL</i>	-2,28	-	3,11	-	-1,52	-	32,86	-	-35,47	-	-2,77	-

(1) No se obtiene resultado debido a que la curva de capacidad no intersepta la curva de demanda.

Descartando los sismos Rinaldi y Sylmar por considerarse muy severos, realizamos el siguiente análisis:

a.- Al aplicar el método ATC-40 observamos que para el sismo El Centro el desplazamiento máximo aproximado duplica al desplazamiento máximo exacto. Para el sismo de Corralitos no se obtiene estimación de la demanda sísmica ya que la demanda excede a la capacidad.

b.- El error calculado aplicando el método FEMA-356 es inaceptable, obteniéndose sobreestimaciones que van desde 44% al 86%.

c.- Aplicando el procedimiento MPA se obtiene un error máximo de 15,15% en la estimación de la demanda sísmica, correspondiendo este valor al sismo de Corralitos.

d.- Al considerar la degradación de rigidez del comportamiento histerético en el procedimiento MPA no se logra una mejora notable en la estimación del desplazamiento máximo aproximado.

IV.8.- Pórtico de siete pisos, Tipo 1

a) Análisis dinámico no-lineal del pórtico de siete pisos, Tipo1.

En el análisis dinámico no-lineal no se aplicó la degradación en el comportamiento histerético. Las historias del desplazamiento en el techo de la estructura inducido por las seis excitaciones sísmicas, se muestran en la Figura IV.25.

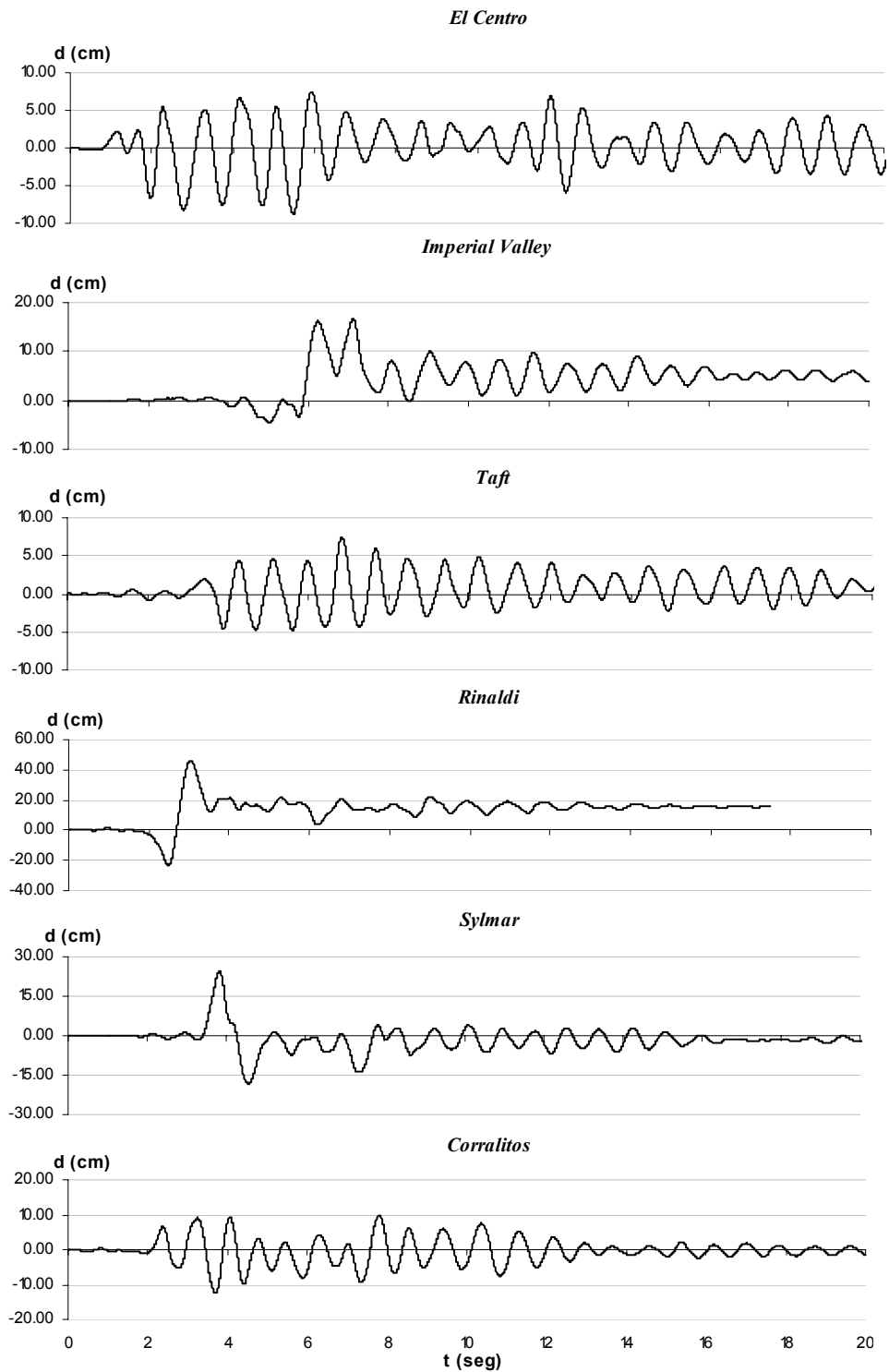


Figura IV.25 Historia de los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico no-lineal para el pórtico de siete pisos, Tipo 1.

En la Figura IV.26 se muestran las historias del corte basal del pórtico cuando está sujeto a las seis excitaciones sísmicas.

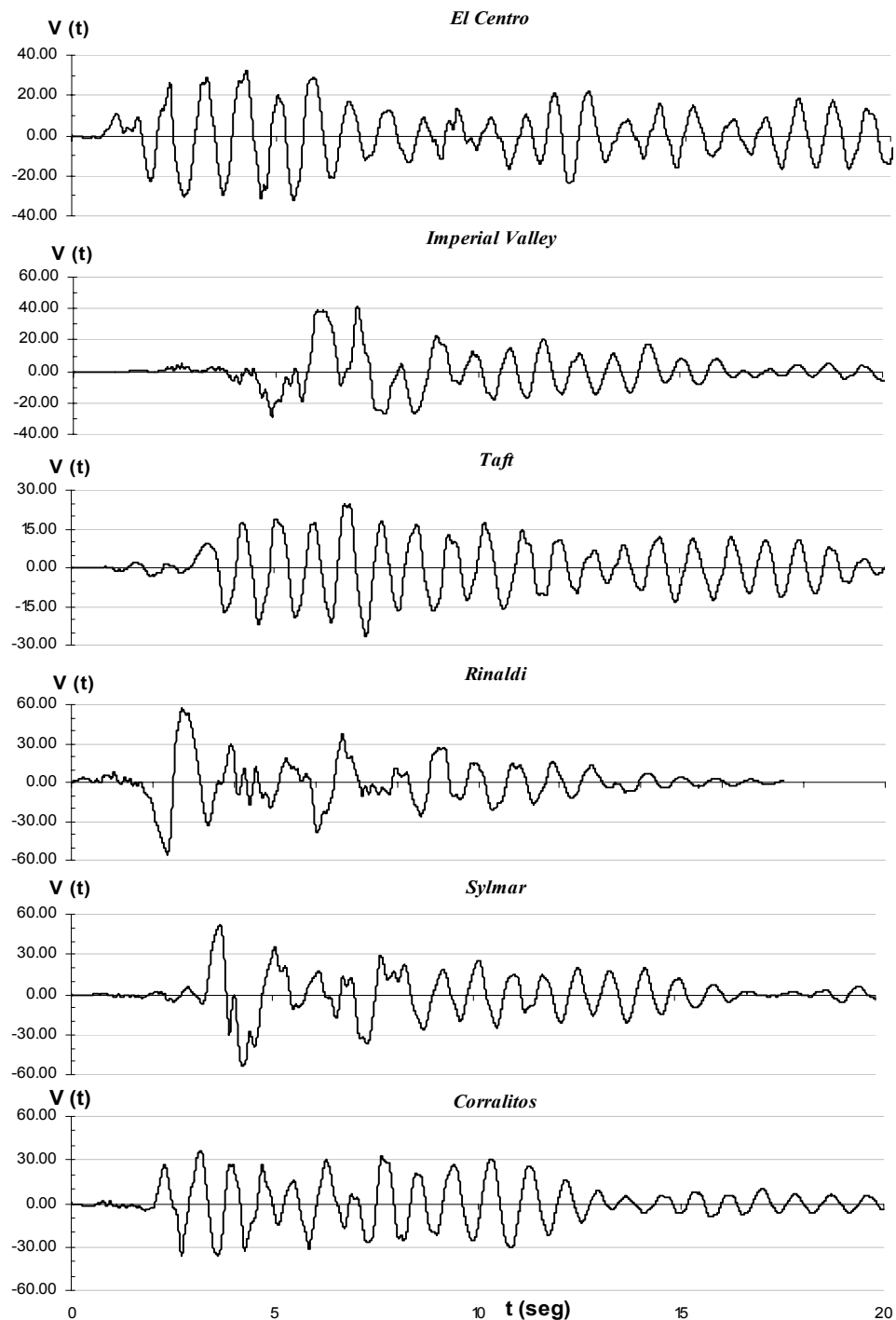


Figura IV.26 Historia de los cortantes obtenidos del análisis dinámico no-lineal del pórtico de siete pisos, Tipo 1.

La relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo de la estructura para cada uno de los sismos se muestran en la Figura IV.27.

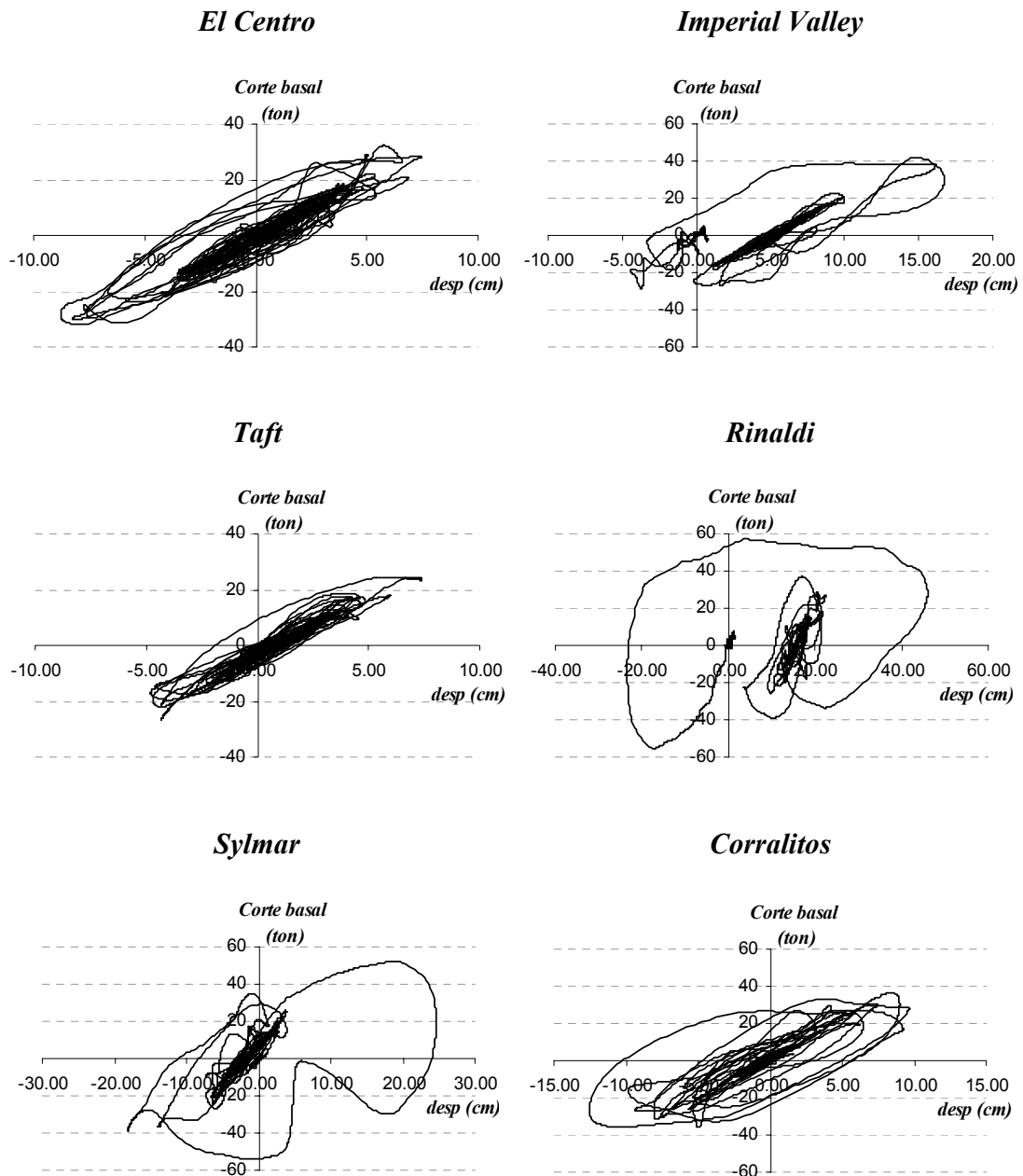


Figura IV.27 Relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo del pórtico de siete pisos, Tipo 1.

La Tabla IV.15 resume los máximos cortes y desplazamientos inducidos por los sismos.

Tabla IV.15 Máximos cortes y desplazamientos del pórtico de siete pisos, Tipo 1.

<i>Parámetro</i>	<i>Centro</i>	<i>Imperial Valley</i>	<i>Taft</i>	<i>Rinaldi</i>	<i>Sylmar</i>	<i>Corralitos</i>
<i>Desplazamiento máximo (cm)</i>	-8,80	16,76	7,41	46,00	24,66	12,51
<i>Corte máximo (t)</i>	32,25	41,52	26,88	57,24	53,98	36,48

Al idealizar la curva de capacidad del pórtico, obtenida al aplicar un patrón de carga uniforme como un sistema bilineal obtenemos como desplazamiento cedente el valor de 7,07 cm , mientras que al idealizar la curva de capacidad, obtenida al aplicar un patrón de carga triangular, como un sistema bilineal obtenemos como desplazamiento cedente el valor de 7,49 cm. Establecidos estos valores es muy sencillo calcular la demanda de ductilidad de la estructura para los sismos considerados, las demandas de ductilidad se muestran en la Tabla IV.16.

Tabla IV.16 Demanda de ductilidad del pórtico de siete pisos, Tipo 1.

	<i>Ductilidad</i>					
<i>Patrón</i>	<i>Centro</i>	<i>Imperial Valley</i>	<i>Taft</i>	<i>Rinaldi</i>	<i>Sylmar</i>	<i>Corralitos</i>
<i>Uniforme</i>	1,24	2,37	1,05	6,51	3,49	1,77
<i>Triangular</i>	1,17	2,24	0,99	6,14	3,29	1,67

b) Resultados de los métodos aproximados para determinar la demanda sísmica para el pórtico de siete pisos, Tipo 1.

Tabla IV.17 Comparación de la demanda sísmica obtenidas aplicando varios métodos para el pórtico de siete pisos, Tipo 1.

Método	Centro		Imperial Valley		Taft		Rinaldi		Sylmar		Corralitos	
	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error	d (cm)	% Error
ATC-40 "A"	7,64	-13,13	14,28	-14,80	6,11	-17,62	41,21	-10,42	33,05	34,00	10,46	-16,43
ATC-40 "B"	7,46	-15,26	14,14	-15,61	6,12	-17,44	41,02	-10,83	33,09	34,16	10,46	-16,43
FEMA-356 Uniforme	7,70	-12,45	14,70	-12,30	2,94	-60,27	40,27	-12,45	9,34	-62,15	21,13	68,85
FEMA-356 Triangular	8,34	-5,15	15,92	-4,99	3,19	-56,96	43,63	-5,16	10,11	-58,99	22,69	81,28
MPA	8,20	-6,83	17,43	4,01	7,23	-2,41	50,25	9,23	26,20	6,23	13,86	10,73
ADNL	-8,80	-	16,76	-	7,41	-	46,00	-	24,66	-	-12,51	-

(1) No se obtiene resultado debido a que la curva de capacidad no intercepta la curva de demanda.

De los resultados obtenidos se realizan las siguientes observaciones:

- a.- Aplicando el método "A" del ATC-40 obtenemos una estimación de la demanda sísmica para todos los sismos.
- b.- Para este modelo al aplicar los métodos del ATC-40, tanto "A" como "B", obtenemos subestimaciones que oscilan entre 10,42% y 17,62%, exceptuando los resultados para el sismo Sylmar.
- c.- Al aplicar el método del FEMA-356 obtenemos estimaciones aceptables de la demanda sísmica para los sismos El Centro, Imperial Valley y Rinaldi, con errores comprendidos entre 5% y 12,45%, mientras que para los sismos restantes el error oscila entre el 57% al 81%.

d.- Para el procedimiento MPA el error se mantiene dentro de un rango aceptable, no sobrepasando un 20%, haciéndolo un método confiable y que siempre se obtiene un valor de demanda sísmica.

Sobre la base de los casos analizados, pórticos planos de un vano de concreto armado, se concluye que los métodos del ATC-40 y el FEMA-356 basado en coeficientes que modifican el desplazamiento elástico, no son los procedimientos más apropiados para estimar la demanda sísmica.

En general no se obtuvieron mejoras considerables en las estimaciones de las demandas sísmicas obtenidas del procedimiento MPA considerando la degradación de los lazos histeréticos del sistema equivalente de 1 GLd.

Finalmente, comparando los desplazamientos máximos de los pórticos determinados por el procedimiento análisis estático no-lineal modal o MPA con el análisis dinámico no-lineal o ADNL, se demuestra que el procedimiento aproximado suministra una mejor estimación de la demanda sísmica, siendo un procedimiento estable, hallándose siempre una solución y con el que se obtienen errores aceptables en la demanda sísmica.

CAPITULO V

APLICACIÓN AL CASO DE ESCUELAS EXISTENTES

En este capítulo, se realiza una evaluación de la vulnerabilidad de la escuela Tipo Antiguo, se estudia su riesgo sísmico y se proponen dos alternativas de refuerzo utilizándose como herramientas para la evaluación de estas alternativas el análisis dinámico lineal, el análisis estático no-lineal y el análisis estático no-lineal modal (MPA). Las características estructurales de la escuela Tipo Antiguo se describe con mayor detalle en la sección II.2 del Capítulo II de este trabajo.

V.1.- Escuela Tipo Antiguo

V.1.1- Modelo matemático

a) Masas y centros de masa

Para el cálculo del peso sísmico y la ubicación del centro de masa de la estructura, se consideró la distribución de los pesos propios, de las cargas permanentes y el 50% de las cargas variables. Las cargas variables consideradas para las aulas y pasillo son de 300 y 400 kg/m², respectivamente mientras que para la losa del último nivel no se considera la carga variable en el cálculo del peso sísmico. En la Tabla C.1 presenta un resumen del peso sísmico, la masa translacional, la masa rotacional y las coordenadas del centro de masa por nivel de la escuela.

b) Rigideces y amortiguamiento

Para definir la longitud de los elementos estructurales fue considerado un 50% de la dimensión del nodo como brazo rígido para las vigas y las columnas. El módulo de elasticidad del concreto se calculó como $15.100 \sqrt{f'c}$, con $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ [19]. La losa se considera como un diafragma rígido indeformable en su plano. La fracción

de amortiguamiento viscoso considerado para el análisis dinámico lineal fue de 5% en todos los modos de vibración. Las paredes se modelan mediante el método de la biela.

V.1.2.- Propiedades dinámicas

Para conocer el efecto de algunos parámetros en las propiedades dinámicas de la estructura se han generado 5 modelos. Para los análisis idealizaremos la estructura suponiendo tres grados de libertad por nivel. De estos 5 modelos seleccionaremos aquellos que se utilizarán en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la edificación.

Modelo 1: En este modelo se consideran únicamente los pórticos que conforman la estructura y el criterio de la sección agrietada de los elementos estructurales. Aplicando el criterio de sección agrietada [38], en las vigas se consideró una reducción de 70% de la inercia gruesa, entre tanto para las columnas del segundo nivel se aplicó una reducción de 40%, mientras que para las columnas del primer nivel se aplicó una reducción de 30%.

Modelo 2: Este modelo es similar al anterior sólo que se adiciona un elemento horizontal, utilizado como banco en la edificación educacional, y se conecta a la estructura anclándose en ciertas columnas de un pórtico longitudinal.

Modelo 3: Este modelo considera las paredes, el banco y la inercia gruesa de los elementos estructurales.

Modelo 4: A este modelo se retira el efecto de las paredes de mampostería, permanece el banco y se considera la inercia gruesa de los elementos.

Modelo 5: Este modelo considera el efecto de las paredes, excluye el banco y considera la inercia gruesa de los elementos.

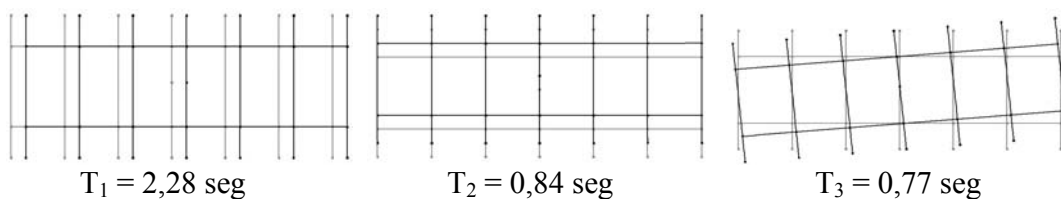
La Tabla V.1 muestra un resumen de los modelos utilizados con las principales características:

Tabla V.1 Principales características de los modelos.

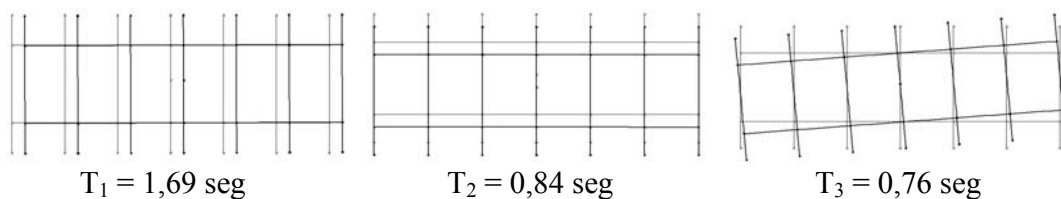
<i>Modelo</i>	<i>Paredes</i>	<i>Banco</i>	<i>Inercia</i>	<i>Efecto evaluado</i>
1	No	No	Agrietada	Caso patrón
2	No	Si	Agrietada	Banco
3	Si	Si	Gruesa	Banco y paredes
4	No	Si	Gruesa	Banco e inercia
5	Si	No	Gruesa	Paredes e inercia

En la Tabla C.2 y Figura V.1 se presentan los resultados de las propiedades dinámicas obtenidas para los primeros tres modos de vibración:

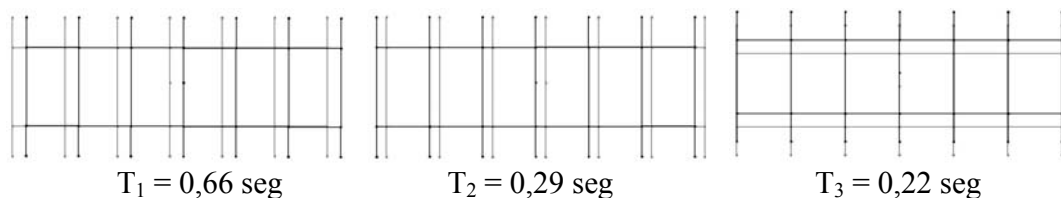
Modelo 1



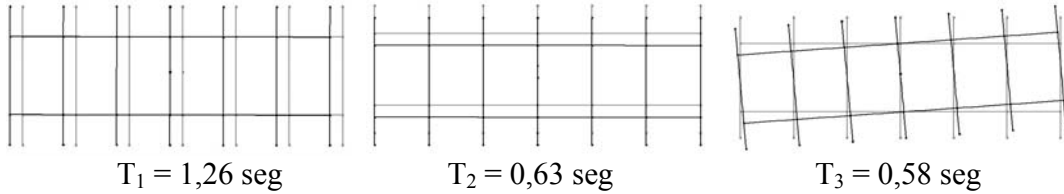
Modelo 2



Modelo 3



Modelo 4



Modelo 5

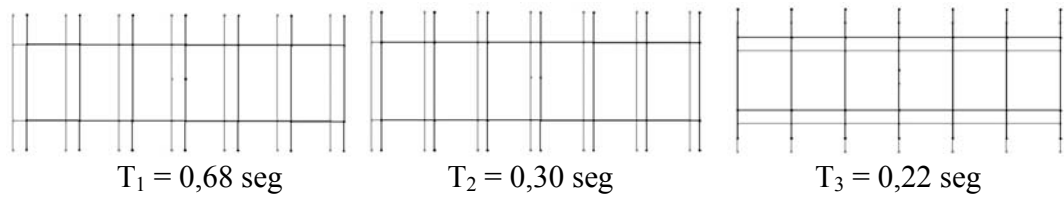


Figura V.1 Los primeros tres modos de vibración de los 5 modelos estudiados.

Análisis de los resultados obtenidos

Las observaciones más importantes son las siguientes:

- a.- Podemos observar que en todos los modelos, el primer modo de vibración es en dirección X, esta dirección que es la longitudinal de la estructura, es la más flexible por la ausencia de vigas altas.
- b.- En los modelos 1 y 2 podemos observar que los dos primeros modos de vibración son puramente translacional y el tercer modo de vibración es torsional. El primer modelo es simétrico en ambas direcciones. Debido a la rigidez que aporta el banco se reduce el período en la dirección longitudinal, y observamos que el período en la dirección Y no sufre cambio.
- c.- Al comparar los modelos 3 y 4 se analiza la influencia que tiene la mampostería en la estructura, al incluir las paredes el período del modo en X se reduce un 48%, por la contribución en la rigidez de la media pared ubicada en el pórtico A. Mientras que para el modo en Y el período se reduce un 65% por las paredes completas ubicadas en esta dirección. La influencia de la mampostería en general es significativa debida

a que la estructura está formada por columnas con una sección de 20 cm x 30 cm, haciendo notar que en la normativa actual la sección mínima permitida para las columnas de concreto es de 30 cm x 30 cm.

d.- El segundo modo en el modelo 3 es en dirección longitudinal de la estructura, mientras que el segundo modo del modelo 4 es en dirección Y.

e.- Del modelo 5 se deduce que la mampostería no introduce mayor torsión en la estructura.

f.- El efecto que tiene el banco en la estructura se observa al comparar los modelos 1 y 2, así como también al comparar los modelos 3 y 5. El banco produce un incremento en la rigidez en la dirección X, el efecto es mayor en los modelos sin paredes, con una reducción en el período de 25% mientras que en los modelos con paredes la reducción es sólo 4%. El banco, en cuanto a rigidez, no tiene mayor efecto en la dirección transversal.

g.- Comparando los modelos 2 y 4 observamos el efecto que tiene en las propiedades dinámicas de la estructura considerar la inercia completa de los elementos estructurales. Lo primero que observamos es que el período del primer modo de vibración se reduce un 25,56% y tiene una mayor masa participativa. El segundo modo es en dirección transversal para ambos modelos 2 y 4. Su período se reduce 25,36% y aumenta la participación de masa un 2,85%. El tercer modo de vibración para los modelos 2 y 4 es torsional observándose una reducción de 24,86%, disminuyendo la masa participativa en dirección X.

V.1.3.- Procedimientos de análisis

Se define la demanda lineal elástica de acuerdo a la norma Edificaciones sismorresistentes, Covenin-Mindur 1756-98 (Rev. 2001). Para realizar este análisis se empleó el método de análisis espacial de superposición modal con tres grados de

libertad por nivel con diafragma rígido. Conociendo la demanda sísmica por su espectro de diseño y las características estructurales del modelo en cuestión, se obtienen las propiedades dinámicas de la estructura y las solicitaciones a las cuales se encuentra sometida. Se realiza un análisis elástico de la estructura existente obteniéndose la demanda de resistencia que debe tener la edificación ante la ocurrencia de este sismo y los desplazamientos de la estructura ante estas solicitaciones.

La capacidad de la estructura se define mediante la relación carga-desplazamiento en el techo obtenida del análisis estático no-lineal.

El objetivo de estos análisis es evaluar el riesgo de la edificación a través de los índices de riesgo de fuerzas y derivas. El índice de riesgo se define como el cociente entre la demanda y la capacidad, este índice nos permite estimar la capacidad de la estructura existente de soportar y responder ante las solicitaciones definidas por la norma sismorresistente.

El índice de riesgo en términos de fuerzas se define como:

$$IR_f = \frac{\text{fuerza actuante}}{\text{capacidad resistente}} \quad (V.1)$$

El índice de riesgo de deriva indica la susceptibilidad de la estructura a tener deflexiones o derivas con respecto a las permitidas por la norma sismorresistente. El índice de riesgo de deriva del piso se define como el cociente entre la demanda obtenida del análisis de la estructura, y la permitida por la norma sismorresistente, para cada uno de los pisos de la edificación. La expresión queda de la siguiente manera:

$$IR_d = \frac{\text{Demanda de deriva}}{\text{Deriva admisible}} \quad (V.2)$$

a) Modelos

Los modelos utilizados para realizar esta evaluación de vulnerabilidad sísmica de la escuela Tipo Antiguo son los que anteriormente hemos denominado como modelo N° 1 y N° 3. El modelo N° 1 corresponde a una estructura sin paredes, sin banco y con inercia agrietada, en adelante lo llamaremos modelo flexible. El modelo N° 3 corresponde a una estructura con paredes, con banco y se considera la inercia gruesa de los elementos, este modelo lo denominaremos como modelo rígido.

Debido a que la estructura es una escuela tipo que se encuentra distribuida en todo el país, esta misma estructura por técnicas constructivas, materiales de la zona, control en obra, etc., puede tener una alta variabilidad en la resistencia del concreto. Por ello se hace indispensable conocer cual es el efecto que tiene la calidad del concreto en los índices de riesgo y flexibilidad en cada modelo. Dentro del modelo flexible se estudia dos casos, uno que llamamos F-140 en el cual se utiliza como resistencia a compresión del concreto el valor de 140 kg/cm². El otro caso a estudiar dentro del modelo flexible es el F-200; es el mismo modelo flexible pero utilizando como resistencia a compresión del concreto el valor de 200 kg/cm², considerándose esta resistencia un poco elevada para este tipo de estructura que se construyeron en la década de los 50.

El otro modelo a estudiar está basado en el modelo N° 3, que consideramos las paredes, el banco y la inercia gruesa de los elementos, llamado modelo rígido. Para este modelo también se estudió la influencia que tiene la resistencia a compresión del concreto, generándose los casos R-140 y R-200, tomándose como resistencia a compresión del concreto de 140 y 200 kg/cm², respectivamente.

b) Propiedades dinámicas

En primer término veremos como influye el cambio de la resistencia a compresión del concreto en las propiedades dinámicas de los modelos rígidos y flexibles, ver Tabla V.2.

Tabla V.2 Propiedades dinámicas de los primeros tres modos de vibración para los modelos flexibles y rígidos.

<i>Modelo</i>	<i>Modo</i>								
	1			2			3		
	<i>T₁</i> (seg)	<i>β_{1x}</i> (%)	<i>β_{1y}</i> (%)	<i>T₂</i> (seg)	<i>β_{2x}</i> (%)	<i>β_{2y}</i> (%)	<i>T₃</i> (seg)	<i>β_{3x}</i> (%)	<i>β_{3y}</i> (%)
F-140	2,28	83,03	0,00	0,84	0,00	92,22	0,77	0,00	0,00
F-200	2,09	83,03	0,00	0,77	0,00	92,22	0,70	0,00	0,00
R-140	0,66	90,02	0,00	0,29	9,90	0,01	0,22	0,00	93,83
R-200	0,62	90,06	0,00	0,27	9,85	0,02	0,21	0,00	94,08

El efecto que tiene la resistencia a compresión del concreto de 140 a 200 kg/cm² se observa en la reducción de los períodos tanto para los modelos flexibles como rígidos, para el modelo flexible en ambas direcciones el período se reduce en un 8,33% mientras que para el modelo rígido en la dirección longitudinal la reducción es de 6,06% y en la dirección transversal el período se reduce un 4,5%.

Entre los modelos, F-140 y F-200, la única variación consiste en los períodos ya que las participaciones de masa se mantienen, sin embargo, para los modelos rígidos varían los períodos y en menor escala las masas participativas debido a la interacción de la mampostería con la estructura, las propiedades de la mampostería en ambos modelos son las mismas.

c) Acción sísmica

El espectro que utilizaremos para desarrollar esta evaluación preliminar queda definido ubicando la estructura en una zona de elevado peligro sísmico. Considerando las zonas de mayor densidad de población y asumiendo que existe en

ellas una mayor concentración de escuelas tipo, se seleccionó la Zona Sísmica 5 que tiene un coeficiente de aceleración horizontal del terreno (A_0) igual a 0,30. Más adelante se evalúa la incidencia considerando otras zonas sísmicas. Para la respuesta dinámica del perfil de suelo adoptamos una forma espectral S2, obteniéndose un espectro intermedio entre S1 y S3 y utilizamos un factor de corrección (ϕ) de 0,95 para obtener la acción sísmica más desfavorable. Al seleccionar la forma espectral por norma se definen los siguientes parámetros: $T^* = 0,70$; $\beta = 2,6$; $\rho = 1,00$ y $T_0 = 0,175$ seg. Las edificaciones educativas se encuentran dentro del grupo A y la norma le asigna como factor de importancia α el valor de 1,30. Para este análisis tomaremos como factor de reducción $R=1$, obteniéndose así un espectro elástico.

El espectro que utilizaremos en nuestro análisis lineal dinámico queda definido como se muestra en la Figura V.2.

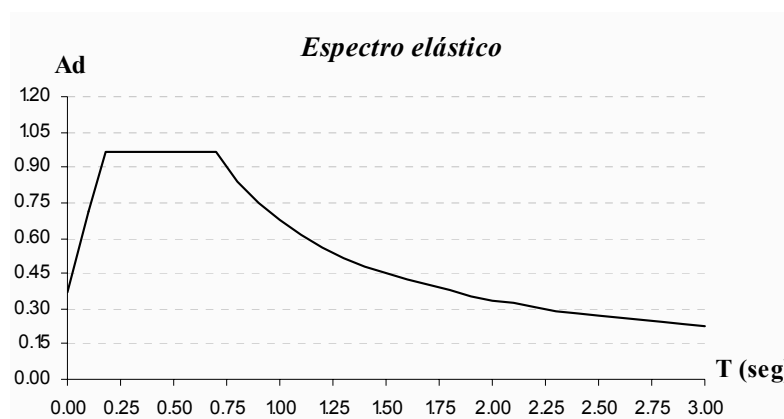


Figura V.2 Espectro elástico utilizado para el análisis dinámico lineal.

La estructura se analizó considerándose los efectos traslacionales y torsionales en el método de análisis dinámico espacial, considerando la acción sísmica actuando según dos direcciones horizontales y ortogonales.

d) Torsión adicional

Con el objeto de incorporar los efectos de excentricidad accidental debidas a la incertidumbre en la posición de los centros de masa o de rigidez, y las excitaciones

rotacionales del suelo, se debe añadir a los resultados de los análisis dinámicos con tres grados de libertad por nivel, los efectos de una excentricidad de las fuerzas de corte correspondiente al 6% de la dirección en planta normal a la dirección del sismo que se analiza. Para la torsión adicional se siguieron los lineamientos desarrollados en la norma Edificaciones sismorresistentes, Covenin-Mindur 1756-98 (Rev. 2001) obteniéndose los torsos que son aplicados en cada nivel. Este procedimiento se aplicó a cada modelo en cada dirección.

La Tabla C.3 se presenta con detalle los torsos que se aplicaron en los centros de masas de los modelos flexible y rígido para una resistencia a compresión del concreto de 140 kg/cm^2 .

e) Combinaciones de cargas

Se combinaron las acciones sísmicas con las cargas gravitatorias siguiendo las consideraciones establecidas en las normas Estructuras de concreto armado para edificaciones, Análisis y Diseño. Covenin-Mindur (Provisional) 1753-87 y Edificaciones sismorresistentes. Covenin-Mindur 1756-98 (Rev. 2001). Para la combinación de acciones se aplicó el criterio que para cada elemento resistente se considera el 100% de la acción de sismo en una dirección más el 30% del sismo en la dirección ortogonal y viceversa, con todos los signos posibles. Estas combinaciones incluyen los efectos de la aceleración vertical. Las combinaciones de cargas utilizadas para el análisis dinámico lineal se presentan en el apéndice C.

V.1.4.- Respuesta sísmica lineal e índices de riesgo

a) Desplazamientos máximos para las combinaciones de carga

La Tabla V.3 muestra los desplazamientos máximos debidos a las combinaciones de cargas utilizadas para el análisis de vulnerabilidad:

Tabla V.3 Demandas máximas de desplazamiento en cada modelo debido a las combinaciones de carga. Desplazamientos en cm.

	Desplazamientos							
	R-200		R-140		F-200		F-140	
Piso	Δ_x	Δ_y	Δ_x	Δ_y	Δ_x	Δ_y	Δ_x	Δ_y
2	11,75	1,84	13,32	1,92	45,48	20,44	49,81	22,77
1	6,13	1,10	6,94	1,13	18,68	11,44	20,53	12,74

donde:

Δ_x : Desplazamiento, en el pórtico más desfavorable, de los planos en dirección X debido a sismo X.

Δ_y : Desplazamiento, en el pórtico más desfavorable, de los planos en dirección Y debido a sismo Y.

A partir de los desplazamientos obtenemos las derivas normalizadas que se muestran en la Tabla V.4.

Tabla V.4 Derivas normalizadas para cada modelo debida a las combinaciones de carga.

	Derivas %							
	R-200		R-140		F-200		F-140	
Entrepiso	δ_x/H	δ_y/H	δ_x/H	δ_y/H	δ_x/H	δ_y/H	δ_x/H	δ_y/H
2	19,4	2,6	22,0	2,7	92,4	31,0	101,0	34,6
1	21,1	3,8	23,9	3,9	64,4	39,4	70,8	43,9

donde:

δ_x : Diferencia de desplazamientos laterales totales entre 2 pisos consecutivos en el pórtico X más desfavorable, debido a sismo X.

δ_y : Diferencia de desplazamientos laterales totales entre 2 pisos consecutivos en el pórtico Y más desfavorable, debido a sismo Y.

δ_x/H : Deriva normalizada en dirección X, donde H es la separación entre pisos consecutivos.

δ_y/H : Deriva normalizada en dirección Y.

Al observar las derivas normalizadas en la dirección X podemos notar que en el modelo flexible existe una mayor deriva del segundo piso, mientras que en los modelos rígidos en esta dirección X y los modelos flexibles en la dirección Y existe una mayor deriva en el primer piso ya sea por el efecto de las paredes de concreto a media altura en el modelo rígido para la dirección X y para los modelos en la dirección Y la existencia de vigas y paredes completas.

b) Índice de riesgo de deriva bajo el marco de la norma

Definiendo los índices de riesgo de deriva, como la relación entre la demanda de deriva y la deriva normalizada admisible y estableciendo como derivas normalizadas admisibles las señaladas en la norma sismorresistente, entonces tenemos como valores admisibles así para el modelo rígido el valor de 0,012 y para el modelo flexible el de 0,016.

Para evaluar estos resultados desde el punto de vista normativo debemos obtener el índice de riesgo de desplazamiento utilizando la norma aplicando el siguiente procedimiento:

$$\Delta_{total} = 0.8R\Delta_e \quad (V.3)$$

$$\Delta_e = \frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{R} \quad (V.4)$$

$$\Delta_{total} = 0.8R \frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{R} = 0.8\Delta_{m\acute{a}x} \quad (V.5)$$

$$\overline{IR}_d = \frac{\Delta_{total}}{\Delta_{norma}} = \frac{0.8\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_{norma}} = 0.8IR_d \quad (V.6)$$

Al aplicar esta formulación obtenemos los resultados presentados en la Tabla V.5.

Tabla V.5 Índice de riesgo de deriva para los modelos usando la norma.

<i>Entrepiso</i>	<i>Valores de IRd</i>							
	R-200		R-140		F-200		F-140	
	x	y	x	y	x	y	x	y
2	1,29	0,17	1,46	0,18	4,62	1,55	5,05	1,73
1	1,41	0,25	1,60	0,26	3,22	1,97	3,54	2,20

De la Tabla V.5 podemos concluir que la estructura es muy flexible en dirección X para todos los modelos considerados, presentando índices de flexibilidad excesivos, valores de hasta 5,05 veces los valores permitidos por la norma. Los modelos rígidos presentan índices de flexibilidad en la dirección Y menores que la unidad debido a la rigidez que aportan la presencia de vigas y paredes completas.

Estos resultados hacen de este tipo una estructura que ante un sismo de las características analizadas presente desplazamientos horizontales no admisibles dentro de la normativa sismorresistente vigente, generando daños graves en su estructura. Estos grandes desplazamientos podrían generar efectos de segundo orden que contribuirían al derrumbe de la estructura en la dirección longitudinal.

Conviene destacar que estos resultados que corresponde a $R = 1$, son sin embargo prácticamente independientes del valor de R seleccionado.

c) Índice de riesgo global de la estructura.

Tal como hemos explicado anteriormente el índice de riesgo global de la estructura está dado por el cociente entre la demanda, determinada por el análisis dinámico lineal, y la capacidad determinado por el análisis estático no-lineal.

El índice de riesgo en términos de la fuerza cortante basal se puede interpretar como una aproximación a la demanda global de ductilidad, bajo las acciones sísmicas normativas.

La demanda fue estimada mediante el análisis dinámico lineal con el espectro de aceleraciones de la norma, utilizando estas demandas y con las capacidades antes calculadas obtenemos los IR para ambas direcciones de estudio.

El objetivo inicial es determinar índices de riesgo de la escuela para cada una de las siete zonas sísmicas en que se divide el país. Se calculó la máxima respuesta dinámica de la escuela Tipo Antiguo mediante un modelo elástico lineal sujeto a los movimientos sísmicos especificados en cada zona del país que están caracterizados por espectros de pseudo-aceleración para 5% de amortiguamiento. Se consideró el tipo de suelo más desfavorable entre los definidos en la norma. La calidad del concreto considerado es de 140 kg/cm^2 y dos modelos matemáticos distintos a fin de discriminar la influencia de las paredes, el banco y el agrietamiento de los elementos estructurales.

Para poder estimar los índices de riesgo globales de la estructura se desarrollaron las curvas de carga-desplazamiento de los modelos y mediante el criterio de áreas iguales se estableció la capacidad cedente de la estructura, los valores de capacidad cedente para los modelos rígidos y flexibles se presentan en la Tabla V.6.

Tabla V.6 Capacidad resistente de los modelos.

Dirección	Capacidad (kg)	
	R-140	F-140
X	31.546	19.215
Y	260.792	42.926

Los resultados del índice de riesgo del cortante basal de la escuela Tipo Antiguo se muestran en la Tabla V.7 para los modelos rígido y flexible.

Tabla V.7 Índice de riesgo global, para cada modelo en la dirección X, en las zonas sísmicas establecidas por la norma.

Zona	A_o	$\alpha\phi A_o$	Dirección X			
			R-140		F-140	
			V_{bx} (kg)	IR	V_{bx} (kg)	IR
7	0,40	0,49	490.127	15,54	165.731	8,63
6	0,35	0,43	428.861	13,59	145.014	7,55
5	0,30	0,37	367.595	11,65	124.298	6,47
4	0,25	0,31	306.329	9,71	103.582	5,39
3	0,20	0,25	245.063	7,77	82.865	4,31
2	0,15	0,19	183.798	5,83	62.149	3,23
1	0,10	0,12	122.532	3,88	41.433	2,16

De acuerdo a los valores dados en la Tabla V.7 podemos notar que a pesar de que el modelo rígido posea una mayor capacidad que el modelo flexible tenemos que los índices de riesgo superan en un 80% a este modelo, esto se debe principalmente a que este modelo está sujeto a una mayor demanda.

Para poder conocer si la estructura está en capacidad de tolerar esta demanda de ductilidad debemos establecer, de acuerdo a las propiedades y detallado de la estructura, la ductilidad que esta puede desarrollar. Utilizando la Norma Covenin-Mindur 1753-87, se concluye que la estructura no cumple con los requisitos exigidos para los tres niveles de diseño por lo que a la estructura se le asigna una ductilidad máxima de 2 [19,27].

Por lo tanto aún en las zonas sísmicas de moderada intensidad se aprecian valores muy elevados de riesgo para la escuela; las características del armado y detallado de sus elementos y juntas no permite asignarle índices mayores a 2 tal como se expresó previamente, por lo que se desprende la urgente necesidad de que sean reforzadas.

Analizando los índices de riesgo para la dirección longitudinal notamos que ni siquiera para la zona con menor amenaza sísmica la estructura puede tener un comportamiento aceptable, siendo los más críticos los modelos considerados rígidos.

Una experiencia que valida los resultados obtenidos mediante procedimientos analíticos es la que se produce en la Escuela Bolivariana Ananias Cotte, ubicada en Arenales, estado Lara. Esta escuela fue sometida a un movimiento sísmico con una aceleración del terreno estimada en 0,10g, comportándose sin embargo de una manera ineficiente presentando fallas frágiles en las columnas del primer entrepiso por el ya conocido efecto de columna corta [27]. En la Tabla V.8 se presentan los resultados de los IR para los modelos en la dirección transversal.

Tabla V.8 Índice de riesgo global, para cada modelo en la dirección Y, en las zonas sísmicas establecidas por la norma.

Zona	A_o	$\alpha\phi A_o$	Dirección Y			
			R-140		F-140	
			V_{by} (kg)	IR	V_{by} (kg)	IR
7	0,40	0,49	507.777	1,95	420.343	9,79
6	0,35	0,43	444.305	1,70	367.800	8,57
5	0,30	0,37	380.833	1,46	315.257	7,34
4	0,25	0,31	317.361	1,22	262.714	6,12
3	0,20	0,25	253.889	0,97	210.171	4,90
2	0,15	0,19	190.417	0,73	157.629	3,67
1	0,10	0,12	126.944	0,49	105.086	2,45

En esta dirección se tiene que los menores índices de riesgos se obtienen para el modelo rígido, como las demandas para ambos modelos son similares se tiene que estos índices tan bajos se debe a la mayor capacidad de la estructura proporcionada por las paredes que rellenan completamente cinco de los siete pórticos.

Al comparar los índices de riesgo para el modelo R-140 en esta dirección con la ductilidad que puede desarrollar se tiene que la estructura no se encuentra tan exigida para las zonas de baja y moderada sismicidad, mientras que para la zona de alta sismicidad se deben tomar algunas medidas de refuerzo. Para el modelo F-140 se

tiene que las demandas de ductilidad en esta dirección son intolerables, por lo que evidencia la gran importancia que tiene incorporar las paredes en el modelado de la estructura y en la toma de decisiones en lo que a reforzamiento se refiere.

En todo caso de acuerdo a los índices de riesgos globales calculados la estructura amerita varios niveles de proyecto de refuerzo acorde con las zonas de riesgo sísmico y la dirección de la estructura considerada. Utilizando análisis dinámico lineal y estático no-lineal se identifican el gran riesgo sísmico en que se encuentran expuestas las escuelas identificadas como Tipo Antiguo, debido a deficiencias notorias de carácter conceptual en su capacidad sismorresistente, ciertamente no previstas en las normas de diseño y construcción de la época (1.947-1.955) [30,31].. Estas deficiencias son: i) Una muy baja resistencia y rigidez de la estructura en su dirección longitudinal, ii) la presencia de paredes enmarcadas en los pórticos creando columnas “cortas” y precipitando modos de falla frágil, y iii) la limitada capacidad de disipación de energía de la estructura.

Las escuelas Tipo Antiguo poseen una muy elevada vulnerabilidad aún ante sismos de moderada a baja intensidad. Mediante técnicas de análisis dinámico lineal y estático no-lineal y bajo el marco de la Norma Sísmica vigente se determinó el riesgo a que está expuesta la edificación Tipo Antiguo en las diferentes zonas en que se divide el país. Del análisis estático no-lineal podemos concluir que la estructura solo puede soportar en forma estable una deriva lateral de 7‰ de su altura. Las escuelas Tipo Antiguo están expuestas a riesgos intolerables, aún en las zonas de amenaza moderada, por lo que se desprende la urgente necesidad de que sean reforzadas.

V.1.5.- Análisis estático no-lineal modal (MPA)

Para estimar la demanda sísmica de desplazamiento de la escuela original se aplicó el análisis estático no-lineal modal (MPA), para este análisis se utiliza el modelo denominado flexible con una calidad del concreto de 140 kg/cm². Se

utilizaron tres registros acelerográficos con condiciones similares al espectro definido previamente. Dos de los acelerogramas seleccionados, El Centro y Sylmar, corresponden a los ya utilizados anteriormente en el Capítulo IV y se adicionó la componente longitudinal del sismo de Cariaco registrado en la estación Cumaná. Los acelerogramas antes mencionados fueron escalados a la aceleración estimada pico $\alpha \cdot A_o = 1,30 \cdot 0,30g = 0,39g$. La Figura V.3 se presenta los tres acelerogramas escalados que se utilizaron para este estudio.

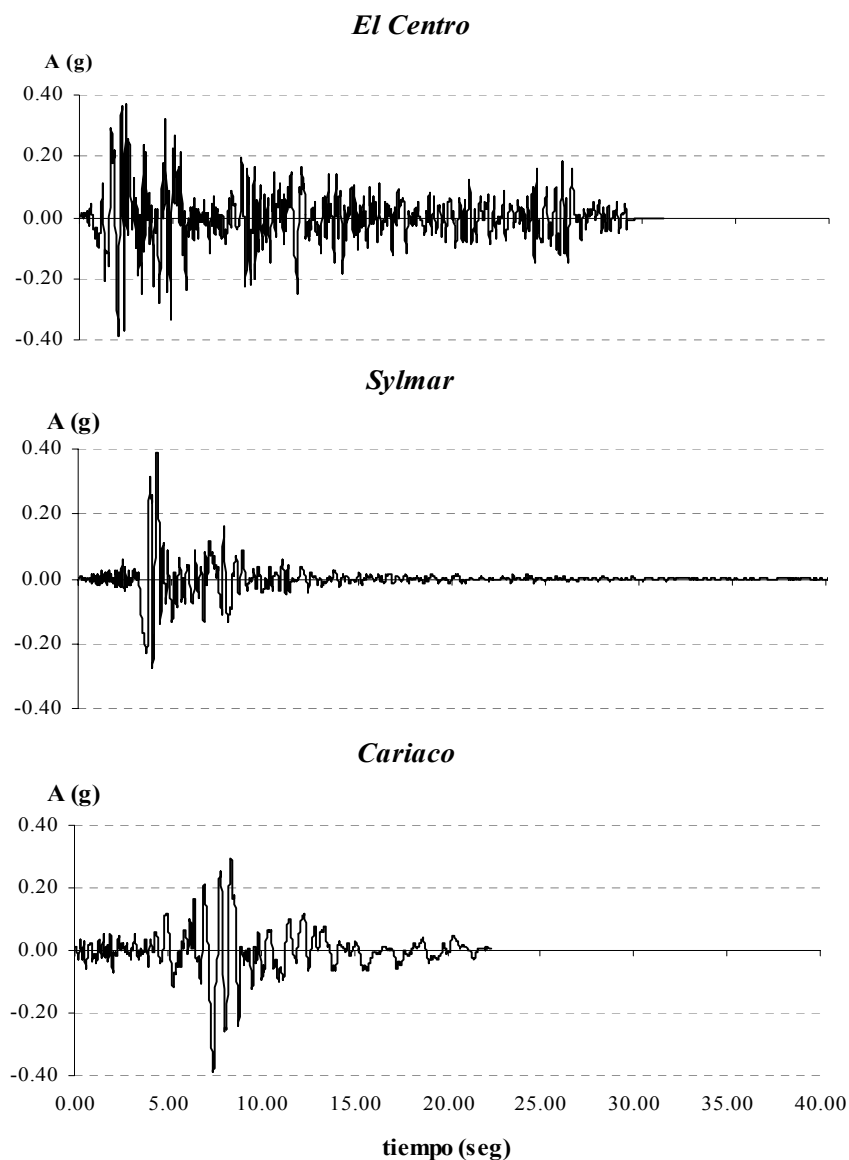


Figura V.3 Acelerogramas escalados a 0,39g.

a) Análisis en la dirección X

Las historias de las demandas desplazamiento del sistema inelástico de 1 GLd, asociado al primer modo de vibración, inducido por las tres excitaciones sísmicas en la direcciones X, se muestran en la Figura V.4 y en la Tabla V.9 se presentan los desplazamientos máximos asociados a cada modo de vibración y la demanda sísmica total en el techo de la escuela existente.

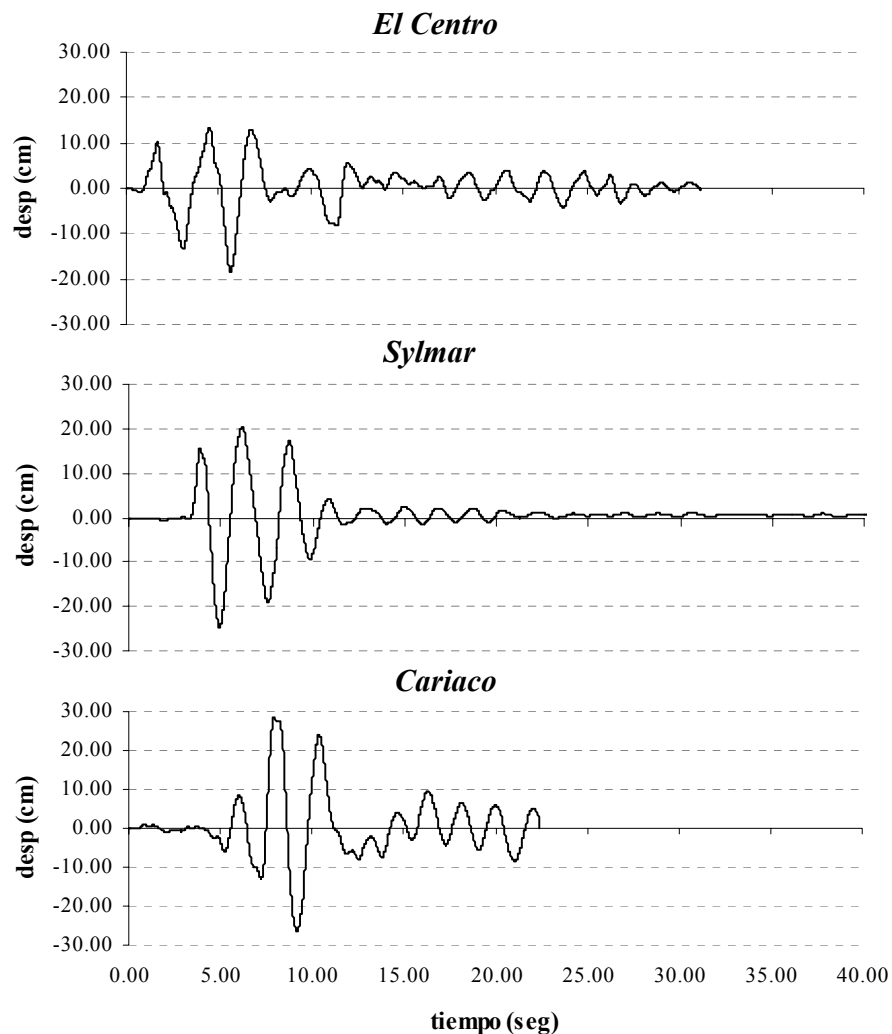


Figura V.4 Historia del desplazamiento, asociado al primer modo de vibración, del sistema inelástico de 1GLd, escuela existente, dirección X.

Tabla V.9 Desplazamiento en el techo de la escuela existente en la dirección X.

	Desplazamiento (cm)		
	El Centro	Sylmar	Cariaco
Modo 1	18,50	24,78	28,43
Modo 2	5,44	6,12	6,75
Total	23,54	31,51	36,16

De la figura y tabla se desprende que la mayor demanda de desplazamiento ocurre para el sismo de Cariaco, con 36,16 cm mientras que para los sismos El Centro y Sylmar son de 23,54 y 31,51 cm. Las demandas de desplazamientos son mayores para los sismos de pulso. El primer modo de vibración es el que domina la respuesta de la estructura, aproximadamente un 80%.

Se deduce que la estructura para estas demandas de desplazamientos presente un alto grado de deterioro en los elementos estructurales o su posible colapso.

b) Análisis en la dirección Y

Las historias de desplazamiento del sistema inelástico de 1 GLd, asociado al primer modo de vibración de la dirección transversal, debido a las tres excitaciones sísmicas, se presentan en la Figura V.5.

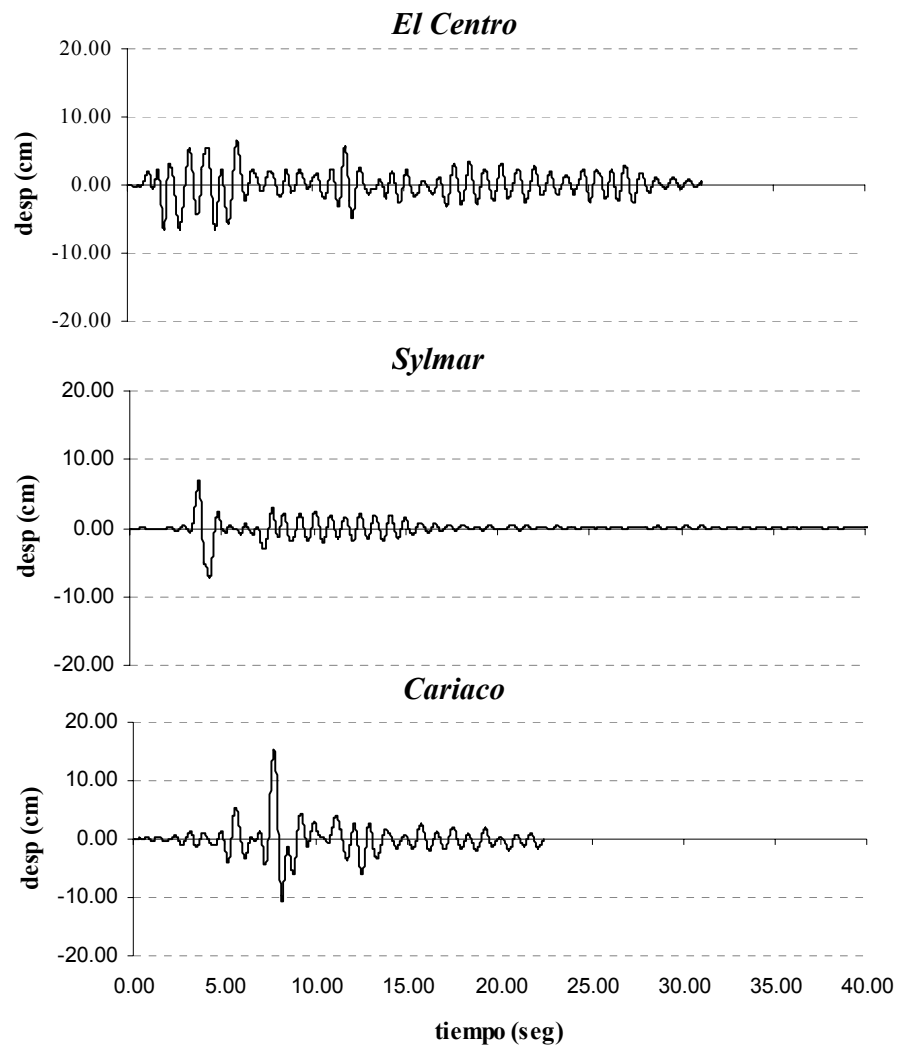


Figura V.5 Historia del desplazamiento, asociado al primer modo de vibración, del sistema inelástico de 1GLd, escuela existente, dirección Y.

La Tabla V.10 presenta las demandas de desplazamiento en el techo de la escuela existente para los tres movimientos sísmicos.

Tabla V.10 Desplazamiento en el techo de la escuela existente, dirección Y.

	Desplazamiento (cm)		
	Centro	Sylmar	Cariaco
Modo 1	6,58	7,14	15,25
Modo 2	1,94	2,36	1,38
Total	8,40	9,10	19,19

En esta dirección, tal como en la dirección longitudinal, la respuesta de la estructura está gobernada principalmente por el primer modo de vibración, contribuyendo aproximadamente un 80% en la demanda sísmica. La demanda sísmica debido al movimiento sísmico de Cariaco es el doble que para los sismos El Centro y Sylmar. Basados en el análisis estático no-lineal para este rango de demandas sísmicas la estructura ha colapsado.

En líneas generales la escuela Tipo Antiguo por su baja resistencia y rigidez no pondría soportar los sismos prescritos por la norma y ante ellos lo más probable es que la escuela se derrumbe o presente graves daños.

V.2.- Alternativas de refuerzo y criterio para la adecuación estructural

V.2.1.- Alternativas de refuerzo

Dado el alto grado de vulnerabilidad obtenido se procede a elaborar una serie de alternativas de refuerzo de las cuales se seleccionará la más conveniente de acuerdo a parámetros técnicos, constructivos y económicos.

Las alternativas de refuerzo se validan siguiendo procedimientos que permiten verificar si efectivamente la vulnerabilidad de la estructura se ha reducido a los niveles prescritos por las normas y que la estructura una vez reforzada tendrá un grado de seguridad equivalente a la de una estructura nueva, diseñada de acuerdo con los parámetros normativos.

En relación a la evaluación de las respuestas de las diferentes soluciones, se consideraron criterios como la compatibilidad de deformaciones entre la estructura adicional y la estructura existente y la disminución de las solicitaciones sísmicas en los elementos de la estructura existente. Considerando las múltiples incertidumbres asociadas al estado original de las escuelas, las soluciones propuestas deben ser responsables de resistir todas o gran parte de las fuerzas provenientes de las

solicitaciones sísmicas y se reconoce que la estructura existente se encuentra en capacidad de soportar las cargas gravitatorias.

Las alternativas presentadas proponen construir estructuras independientes que sean capaces de resistir la mayor parte de las solicitaciones sísmicas, diseñándose muy rígidas para que absorban la mayor parte de las cargas sísmicas, y a la vez muy dúctil para reducir las solicitaciones de diseño y así obtener menores costos. Se aplica el criterio de que la deriva inelástica máxima esperada sea menor que el valor 7% de estabilidad de la estructura existente, consiguiéndose mediante una gran rigidez del refuerzo que disminuye la deriva elástica básica. Las dos soluciones contemplan la separación de las medias paredes de la estructura.

Las alternativas de refuerzo propuestas se describen a continuación:

- **Alternativa A: Muros externos de concreto armado.** Esta solución corresponde a unos muros estructurales localizados fuera de las líneas resistentes de la estructura existente. Los muros en la dirección longitudinal se encuentran acoplados en ambos niveles por una viga alta, mientras que en la dirección transversal son simples muros. Todos los muros se conectan a la estructura original a nivel del diafragma.
- **Alternativa B: Pórticos externos de acero con arriostramientos en X de dos niveles.** Esta solución se basa en la alternativa anterior pero se sustituyen los muros por pórticos arriostrados externos a la estructura. La configuración de los arriostramientos es en X de dos niveles y se conectan al diafragma mediante unos conectores de corte capaces de transferir las fuerzas laterales a los arriostramientos.

La evaluación de las diferentes alternativas de refuerzo se hizo en el marco de la normativa vigente, considerando el nivel de riesgo de la estructura existente y aplicando, según cada caso, el factor de reducción de respuesta que corresponde

según la clasificación estructural. La estructura que sirve de base para esta evaluación corresponde al módulo sin paredes.

V.2.2.- Acción sísmica y combinaciones de carga

Para esta evaluación preliminar de respuesta elástica de la estructura reforzada se acordó utilizar los valores de amenaza correspondiente a la zona sísmica 5, suelo tipo S2 y amortiguamiento del 5% de la Norma Covenin 1756-2001. Para las diversas alternativas de refuerzos se señala el factor de reducción utilizado. Los parámetros que definen el espectro elástico son $A_0 = 0,30$, $\alpha = 1,3$, $\phi = 0,80$, $\beta = 2,6$, $p = 1$, $T^* = 0,7$ seg. El peso del edificio, incluyendo las cargas variables establecidas en las normas vigentes, es de 420,7 t.

Las combinaciones de carga empleadas en los análisis son las mismas que las consideradas en la sección del análisis dinámico lineal de la evaluación preliminar, el edificio fue analizado para la acción conjunta de las cargas permanentes y variables, y sismos en dirección X y en dirección Y. Se incluyeron los dos casos de torsión adicional en X y en Y, y se agregaron los efectos de la componente sísmica vertical, todo según se establece en la norma sismorresistente. Con los casos básicos de carga se definieron un total de 33 combinaciones de carga.

V.2.3.- Propiedades de los materiales y de los elementos estructurales

Las propiedades utilizadas en la estructura existente son las siguientes, la calidad del concreto 140 kg/cm^2 y su módulo de elasticidad se calculó en 178.666 kg/cm^2 , a partir de la expresión $E_c = 15.100 \cdot (f'_c)^{1/2}$, según la norma Covenin 1753-88. La resistencia cedente del acero se consideró como $f_y = 2.400 \text{ kg/cm}^2$ para el acero longitudinal y $f_y = 2.800 \text{ kg/cm}^2$ para el acero transversal. El módulo de elasticidad del acero es $E_s = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$.

Las propiedades de los materiales utilizados en los elementos del refuerzo estructural son los siguientes para el concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y módulo de

elasticidad de 238.752 kg/cm^2 , la resistencia del acero es $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$. Para el acero estructural utilizados en los refuerzos con perfiles metálicos tenemos $f_y = 2.500 \text{ kg/cm}^2$.

Para la capacidad y propiedad de los elementos de la estructura existente se utilizaron los mismos valores que los usados en el análisis estático no-lineal, mientras que para las secciones de falla de los elementos adicionales tenemos la idealización de los diagramas fuerza-deformación mostrada en la Figura V.6. El comportamiento no-lineal a compresión y tracción que pueden tener los arriostramientos de la estructura de acero y el comportamiento a flexión que pueden tener los muros.

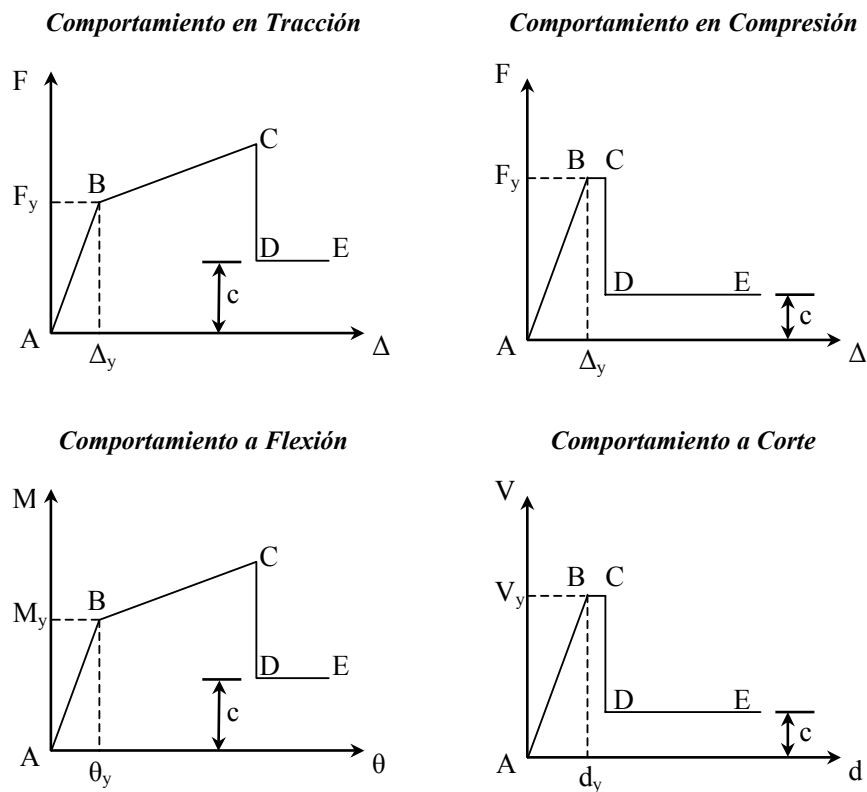


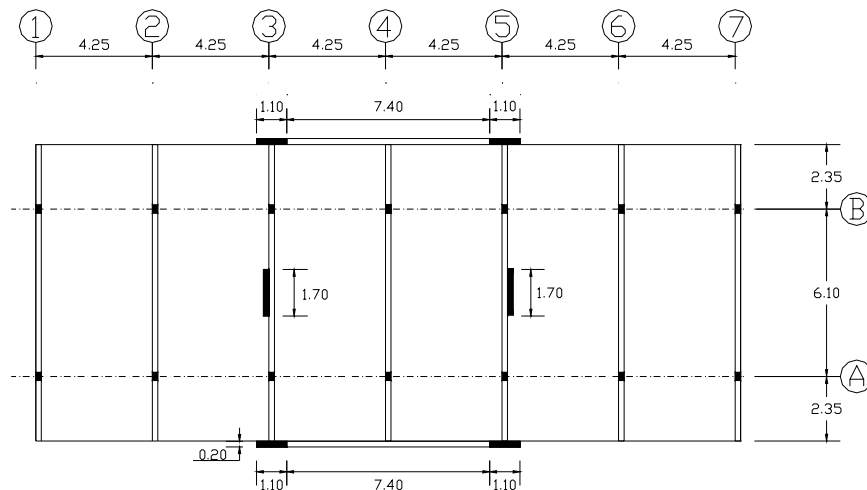
Figura V.6 Relación carga-deformación considerados en las secciones de falla.

V.3.- Escuela reforzada con muros de concreto armado. (ERMC)

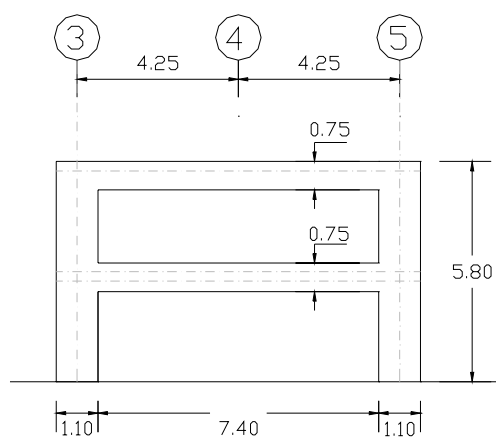
V.3.1.- Modelo matemático

La distribución de la propuesta de reforzamiento con muros de concreto y su distribución se muestra en la Figura V.7. Los muros dispuestos en dirección longitudinal tienen una sección de 110 cm x 20 cm de espesor y se encuentran en cada nivel acoplados por una viga alta de 75 cm manteniendo el mismo espesor de los muros ubicándose en el perímetro de la estructura entre los ejes 3 y 5. Mientras que en la dirección corta son muros simples de sección 170 cm x 20 cm de espesor.

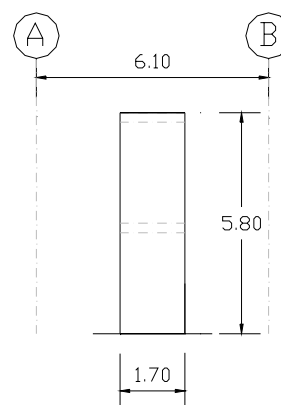
Todos los muros se encuentran conectados a la estructura existente a nivel del diafragma. La estructura adicional que resistirá las fuerzas laterales se ubica fuera de la línea resistente de la estructura original, conectándose únicamente al diafragma y así sólo la estructura existente es la responsable de las cargas gravitatorias. Esta alternativa de refuerzo externo surge de la necesidad de disminuir la intervención en la estructura existente, minimizar el tiempo de ejecución de la construcción del proyecto y facilitar la intervención de las fundaciones.



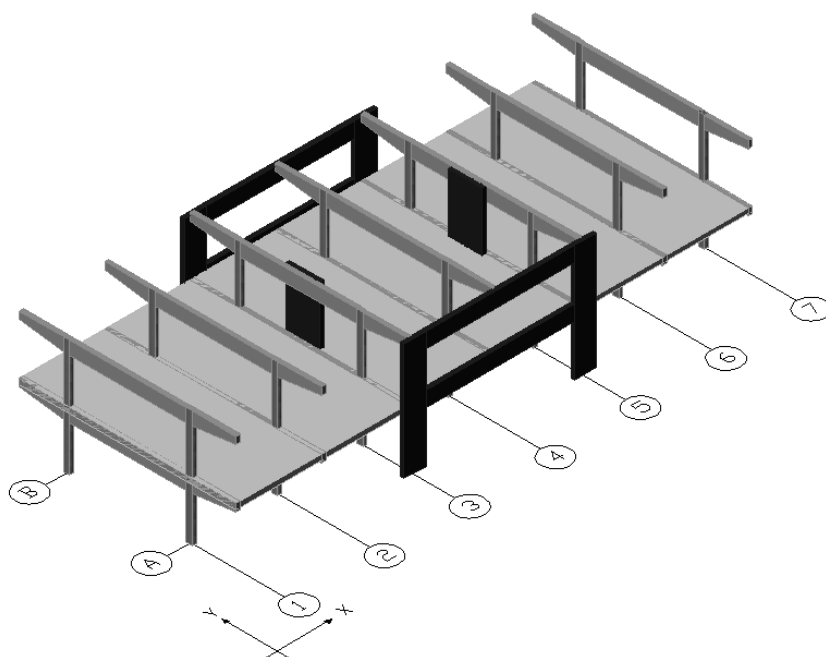
Planta de la estructura reforzada



Muros en dirección longitudinal



Muros en dirección transversal



Vista tridimensional de la estructura reforzada

Figura V.7 Esquema de escuela reforzada con muros externos.

a) Propiedades dinámicas

En la Tabla V.11 se muestran los períodos y masas participativas de la ERM. Se oaprecia que, los modos se encuentran desacoplados y con un período muy similar en ambas direcciones, siendo la dirección transversal un poco más rígido.

Tabla V.11 Propiedades dinámicas de la ERM.

Modo	T (seg)	β_x (%)	β_y (%)
1	0,31	65,05	0,00
2	0,29	17,36	0,00
3	0,28	0,00	79,79
4	0,08	1,42	0,00
5	0,08	16,16	0,00
6	0,07	0,00	20,21

V.3.2.- Análisis dinámico lineal

a) Espectro de diseño

Para esta solución se utiliza un factor de reducción de respuesta global de $R = 4,5$ para el diseño de los muros y la evaluación preliminar de la estructura reforzada. La estructura se considera tipo III y se diseña cumpliendo con los requisitos exigidos para un ND 3. El espectro de diseño puede observarse en la Figura V.8.

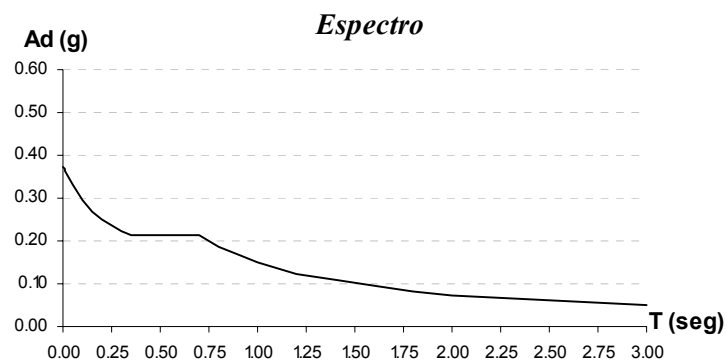


Figura V.8 Espectro de diseño $R = 4,5$.

b) Evaluación del cortante basal

La Tabla V.12 muestra los valores de cortante basal, expresados en toneladas, que absorben las columnas existentes y los muros. Se observa que, alrededor del 90% del corte total es resistido por los muros. En dirección Y, el corte basal que toman los muros es un poco menor, 88,19%, mientras que los muros acoplados en la dirección longitudinal, un 94%.

Tabla V.12 Cortante basal de la ERM.

	V_{bx} (t)	V_{by} (t)
<i>Columnas existentes</i>	4,39	9,51
<i>Muros</i>	74,26	69,56
<i>Total</i>	78,65	79,07

c) Desplazabilidad de la estructura

Los valores de desplazamiento representan los máximos probables obtenidos, en todos los casos, a partir de la combinación más desfavorable. Se obtiene un control en la deriva que cumple con los exigidos por la norma y en general con el criterio establecido de 7‰, sobrepasando el límite en 18‰ el segundo piso de la dirección transversal. Ver Tabla V.13 y Figura V.9.

Tabla V.13 Desplazamientos y derivas de la ERM. Desplazamientos en cm.

<i>Piso</i>	<i>Desplazamientos y derivas normalizadas</i>					
	<i>Dirección X</i>			<i>Dirección Y</i>		
	Δ_e	Δ_{total}	δ/H (‰)	Δ_e	Δ_{total}	δ/H (‰)
2	0,75	2,70	5,49	1,08	3,89	8,25
1	0,31	1,11	3,83	0,42	1,50	5,17

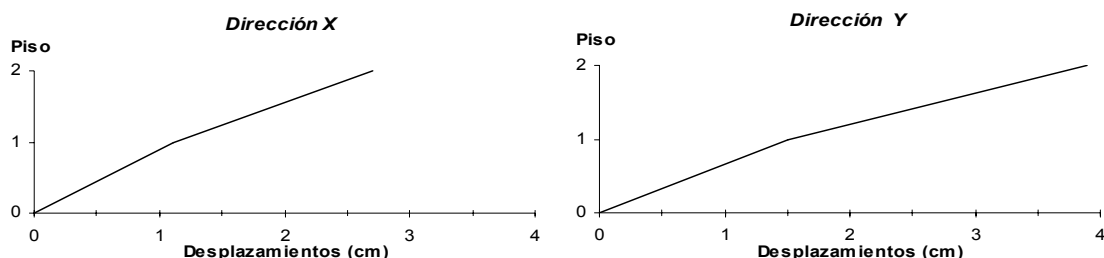
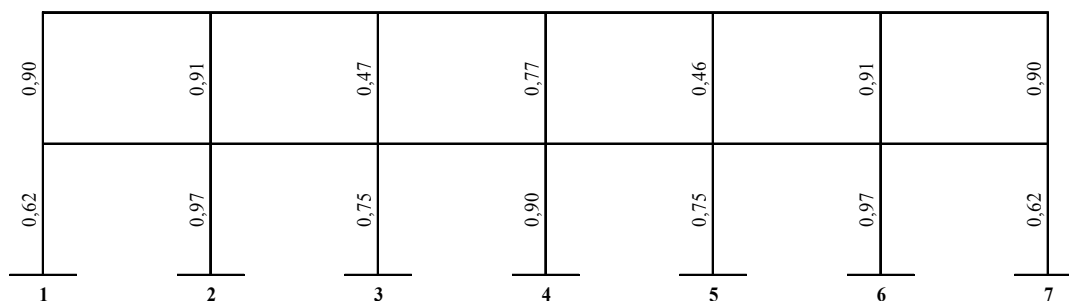


Figura V.9 Desplazamientos de la ERM.

d) Índices de capacidad en las columnas

Los índices de riesgo de flexocompresión que se muestran en la Figura V.10 para los pórticos A y B, consideran las solicitaciones máximas probables obtenidas de las combinaciones de carga. Los índices en las columnas existentes son considerados aceptables, presentándose un mayor índice de riesgo en las columnas 3 y 5 del primer entrepiso para el pórtico B. El promedio en el índice de riesgo de las columnas superiores es de 0,77 mientras que para las columnas inferiores es de 0,84 considerándose estos valores aceptables.

Pórtico A



Pórtico B

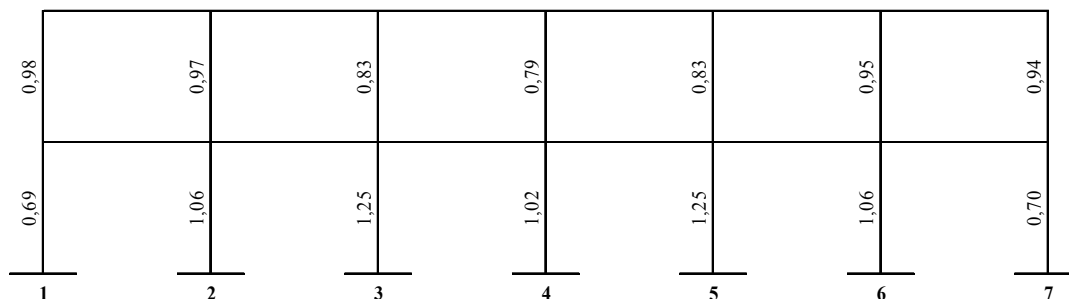


Figura V.10 Índices de capacidad de las columnas existentes en la ERM.

V.3.3.- Análisis estático no-lineal

El análisis estático no-lineal (AENL) complementa los estudios del análisis dinámico lineal. Este procedimiento permite estimar la capacidad real de la estructura reforzada, el comportamiento de los elementos y el mecanismo de falla de la estructura. Este análisis se realiza a la estructura en ambas direcciones, direcciones X e Y considerando el comportamiento no lineal de sus elementos. El AENL se

realiza con un patrón de cargas triangular actuando de forma monotonica y creciente hasta alcanzar la inestabilidad o colapso de la estructura.

a) Análisis en la dirección X

Para la estructura reforzada con muros se realiza el análisis estático no-lineal en la dirección longitudinal obteniéndose la relación carga-desplazamiento que se presenta en la Figura V.11, en ella se muestra además la escuela original. En la relación de carga-desplazamiento de la estructura reforzada se aprecia un notable incremento de resistencia y rigidez con respecto a la estructura original, consiguiéndose la inestabilidad de la estructura reforzada a 8 cm.

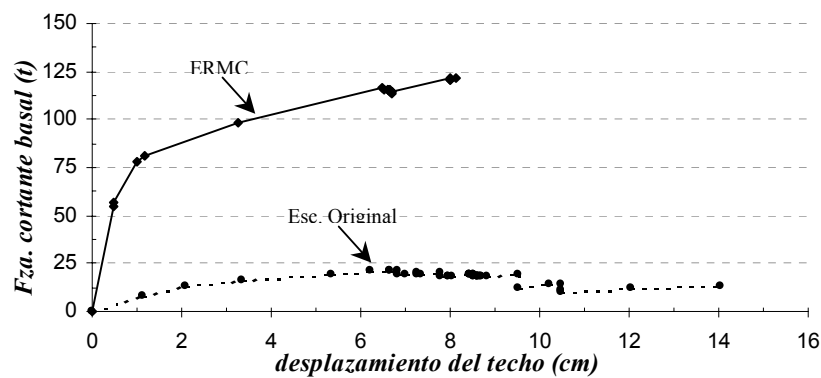


Figura V.11 Relación carga-desplazamiento lateral de la escuela existente y la ERM, dirección X.

Del sistema bilineal equivalente presentado en la Figura V.12, obtenemos el cortante y desplazamiento cedente de $V_y = 81,6 \text{ t}$ y $d_y = 0,69 \text{ cm}$, respectivamente.

Siendo el cortante máximo elástico de 360 t obtenemos un factor de reducción de 4,41 estimándose una demanda de desplazamiento de 3,04 cm. Este factor de reducción de respuesta de 4,41 se considera aceptable ya que con esta alternativa de refuerzo la estructura existente es capaz de aceptar esta demanda de desplazamiento.

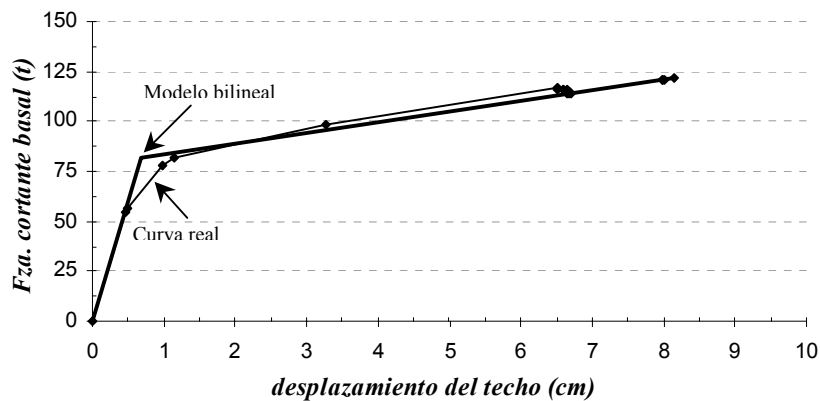


Figura V.12 Modelo bilineal equivalente para la ERMC, dirección X.

b) Análisis en la dirección Y

Para la dirección transversal tenemos la relación de carga-desplazamiento mostrada en la Figura V.13. Observamos como la resistencia de la estructura es triplicada por la presencia de la estructura adicional de refuerzo. Existe también un aumento en la rigidez y la inestabilidad de la estructura reforzada se alcanza prácticamente al mismo desplazamiento de 4 cm que la estructura original.

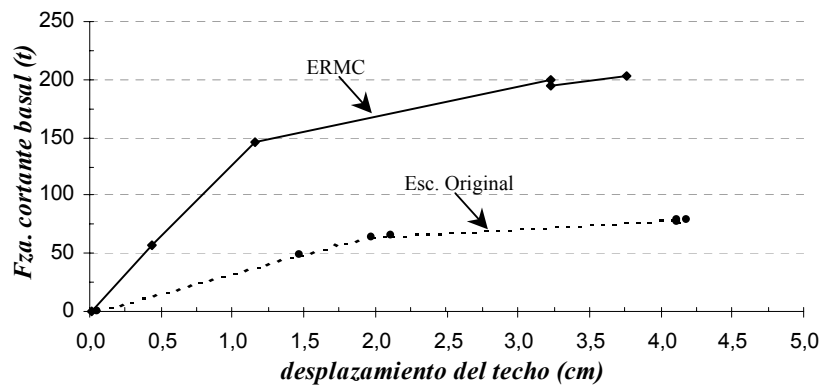


Figura V.13 Relación carga-desplazamiento lateral de la ERMC, dirección Y.

Estimando un sistema bilineal equivalente para la relación carga desplazamiento ver Figura V.14, el corte y desplazamiento cedente se definen como $V_y = 155 \text{ t}$ y $d_y = 1,22 \text{ cm}$, respectivamente, siendo el cortante máximo elástico de

360 t obtenemos un factor de reducción de 2,32 estimándose una demanda de desplazamiento de 2,84 cm. El factor de reducción de respuesta de 2,32 es considerado un poco conservador, pero no podemos disminuir la resistencia de los muros ya que es la mínima requerida por el análisis dinámico lineal.

Para la estructura existente obtenemos un factor de reducción de respuesta global de 3,37, siendo un poco menor al factor utilizado para el análisis dinámico lineal, por lo que es considerado aceptable.

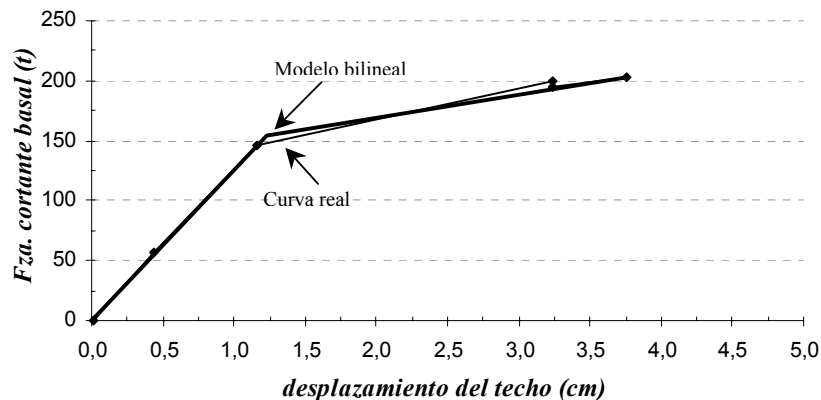


Figura V.14 Modelo bilineal equivalente para la ERM, dirección Y.

V.3.4.- Análisis estático no-lineal modal (MPA)

a) Análisis en la dirección X

La Figura V.15 muestra las historias de desplazamiento asociado al primer modo de vibración del sistema inelástico de 1 GLd equivalente de la ERM. Se observa como para los sismos Sylmar y Cariaco la demanda de desplazamiento es mucho mayor que para el sismo El Centro. Para el sismo de Sylmar notamos que a partir de los 3,80 seg el sistema permanece oscilando en el rango negativo de los desplazamientos a un valor de aproximadamente 1,33 cm, mientras que el sistema para los sismos El Centro y Cariaco prácticamente no pierde su posición de equilibrio.

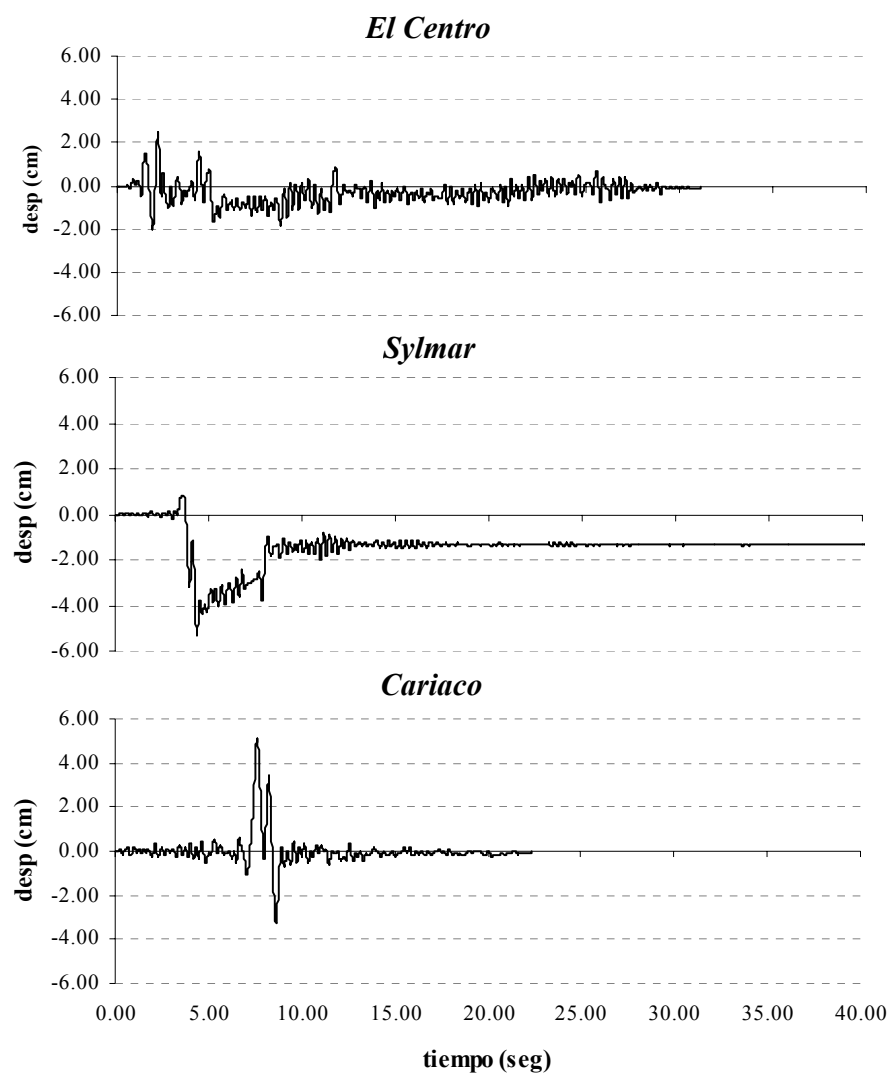


Figura V.15 Historia del desplazamiento asociado al primer modo de vibración del sistema inelástico de IGLd, ERMC, dirección X.

La Tabla V.14 muestra los máximos desplazamientos en el techo que presenta la ERMC asociado a cada modo de vibración y el desplazamiento total usando la regla de combinación modal SRSS. Claramente se aprecia como el primer modo de vibración es el que predomina en la respuesta de la ERMC, mientras que la contribución del segundo modo de vibración es mucho menor.

Tabla V.14 Desplazamiento en el techo para la ERM, dirección X.

	Desplazamiento (cm)		
	Centro	Sylmar	Cariaco
Modo 1	3,20	6,84	6,52
Modo 2	0,03	0,03	0,02
Total	3,20	6,84	6,52

En la Figura V.16 presentamos los desplazamientos para cada piso de la ERM para cada uno de los sismos, siendo Cariaco y Sylmar los más severos. Se observa como las pendientes de las rectas de ambos entrepisos es similar, siendo el aporte al desplazamiento total del segundo piso de 52%, para todos los sismos.

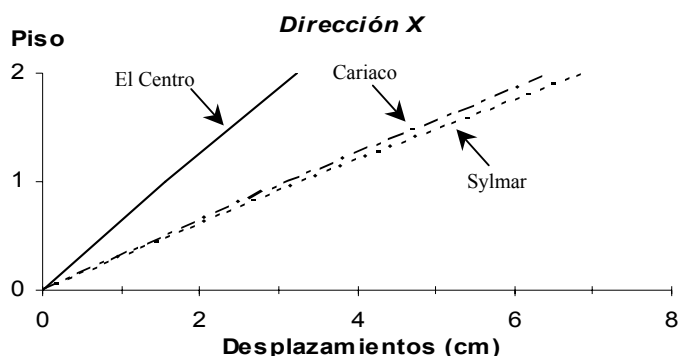


Figura V.16 Desplazamientos en cada piso de la ERM para los sismos considerados, dirección X.

Las derivas normalizadas para cada entrepiso debido a los sismos de la ERM se presenta en la Tabla V.15, en ella observamos como la escuela reforzada presenta unas demandas de derivas en el segundo entrepiso de 5,80‰ para Cariaco y para los Sismos Sylmar y Cariaco de 12,37 y 11,65‰ respectivamente siendo estos últimos mayores que el 7‰, no cumpliendo con el criterio establecido para salvaguardar la estabilidad de la escuela existente.

Tabla V.15 Derivas normalizadas para cada entrepiso debido a los sismos para la ERM.

	Derivas δ_x / H (‰)		
Entrepiso	El Centro	Sylmar	Cariaco
2	5,80	12,37	11,65
1	5,34	11,38	10,72

b) Análisis en la dirección Y

Aplicando el análisis estático no-lineal modal MPA en la dirección transversal de la ERM C obtenemos la historia de desplazamientos del sistema de 1 GLd equivalente que se muestra en la Figura V.17 y las demandas de desplazamientos en el techo mostrados en la Tabla V.16, reflejando valores menores que las observadas en la dirección longitudinal, siendo el Sismo Sylmar más severo, 76% mayor que la demanda para el sismo El Centro y 44% para el sismo de Cariaco.

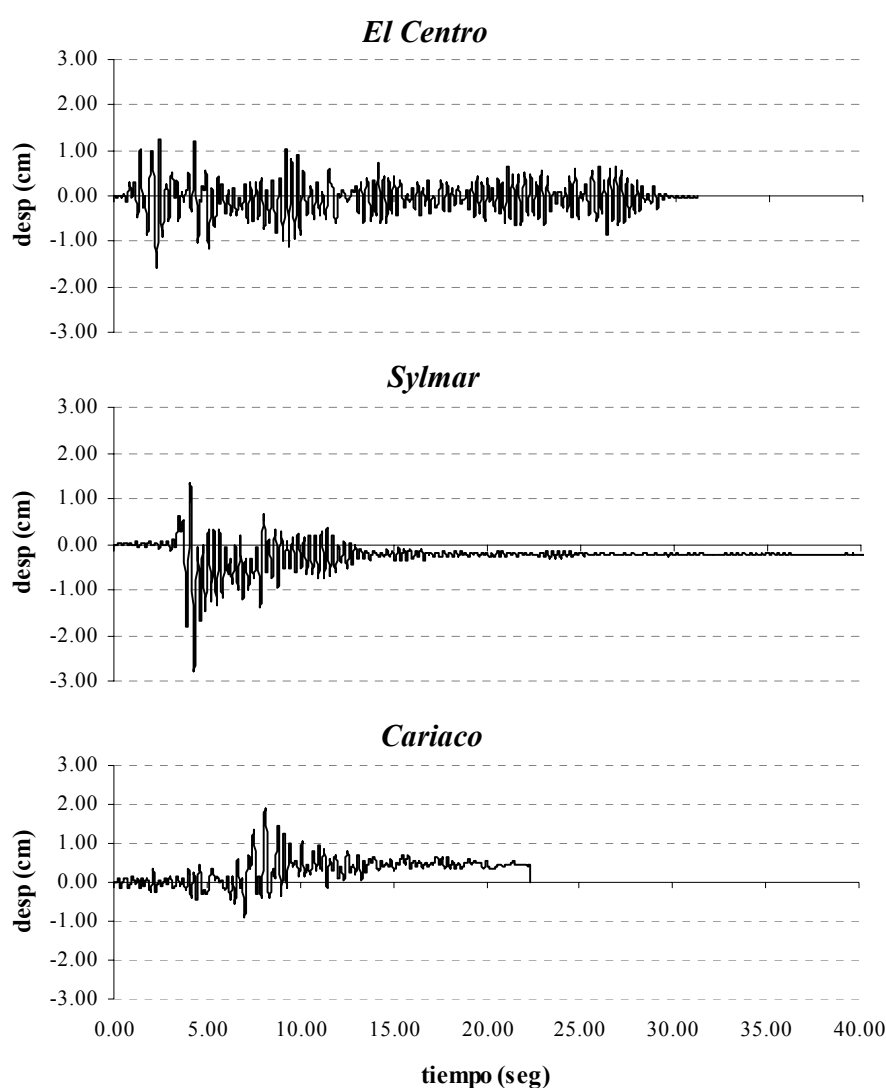


Figura V.17 Historia del desplazamiento asociado al primer modo de vibración del sistema inelástico de 1GLd, ERM C, dirección Y.

Tabla. V.16 Desplazamiento en el techo para la ERM, dirección Y.

	Desplazamiento (cm)		
	El Centro	Sylmar	Cariaco
Modo 1	2,01	3,56	2,47
Modo 2	0,03	0,02	0,02
Total	2,02	3,57	2,47

Los desplazamientos para cada sismo se muestran de manera gráfica en la Figura V.18. En esta dirección tenemos que para el sismo de Cariaco y El Centro el 59% del desplazamiento total se concentró en el segundo piso mientras que para el sismo de Sylmar resultó un 74%, evidenciándose en la gráfica una menor pendiente en el segundo entrepiso.

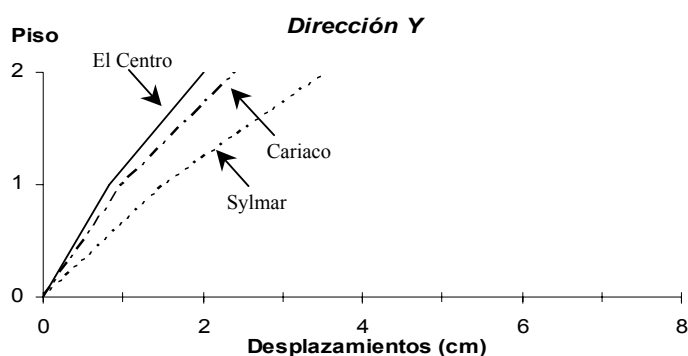


Figura V.18 Desplazamientos en cada piso de la ERM para los sismos considerados, dirección Y.

La Tabla V.17 presenta las derivas de entrepiso, en líneas generales se observa que las derivas son inferiores a la deriva de 7‰ considerándose aceptable la solución de muros en esta dirección, siendo esta solución de refuerzo ajustada para el sismo Sylmar. Por otro lado, se observa que para todos los sismos El Centro, Sylmar y Cariaco, las derivas son mayores en el segundo entrepiso en un 52, 36, y 46%, respectivamente, que en el primer entrepiso.

Tabla V.17 Derivas normalizadas para cada entrepiso debido a los sismos.

Entrepiso	Derivas δ_v/H (‰)		
	El Centro	Sylmar	Cariaco
2	4,30	7,10	5,03
1	2,83	5,21	3,45

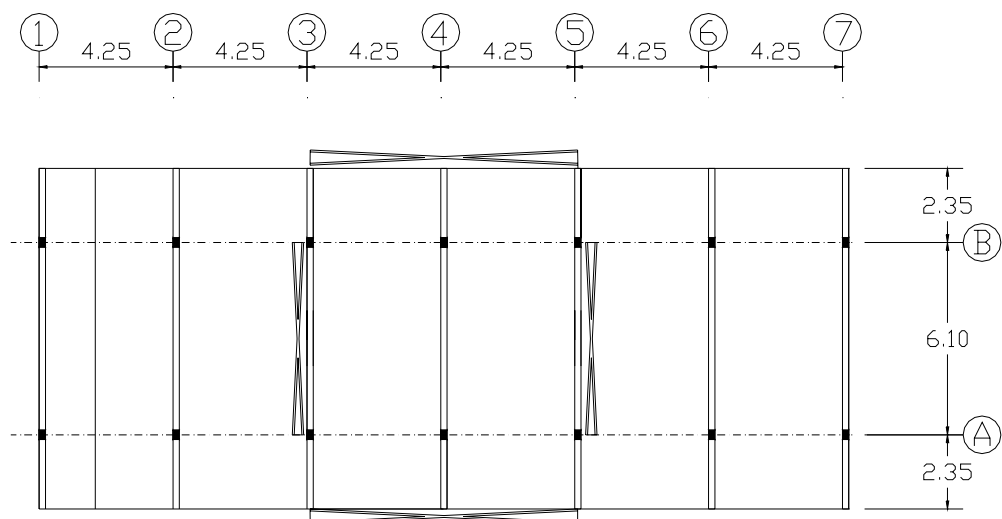
V.4.- Escuela reforzada con estructura de acero. (EREA)

V.4.1.- Modelo matemático

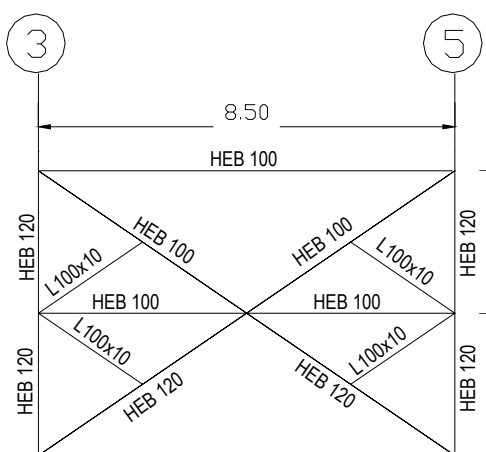
Corresponde a la propuesta de solución de pórticos externos arriostrados y su distribución se aprecia en la Figura V.19. Representa la misma disposición de elementos que se presentó para el caso de muros, pero utilizando pórticos arriostrados con perfiles de acero en X de dos niveles. Para esta solución se utilizan perfiles HEB ya que cumplen con los requerimientos exigidos por las normas para secciones plásticas que pueden desarrollar alta ductilidad.

Los pórticos de refuerzo están conformados por perfiles HEB 120 y HEB 100 para los arriostramientos del primer y segundo entrepiso, respectivamente, perfiles HEB 120 para todas las columnas y HEB 100 para las vigas que sirven de conector con la estructura existente. Además se han contemplados perfiles en forma de L que actúan como soporte lateral a los arriostramientos, para disminuir la longitud de pandeo y optimizar el tamaño de los perfiles para los arriostramientos.

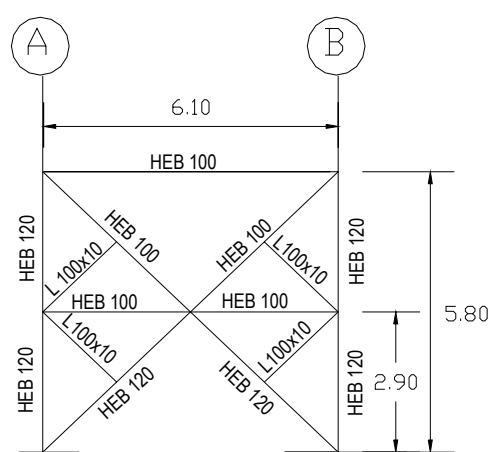
Los pórticos arriostrados externos dispuestos en la dirección longitudinal se encuentran en el perímetro de la estructura conectándose mediante elementos a corte a los diafragmas, mientras que los pórticos arriostrados en dirección corta se encuentran unidos a la estructura existente a nivel de la viga alta. Al igual que la propuesta anterior, los pórticos del sistema resistente son externos a los pórticos existentes con la finalidad de proteger la estructura original de las cargas sísmicas.



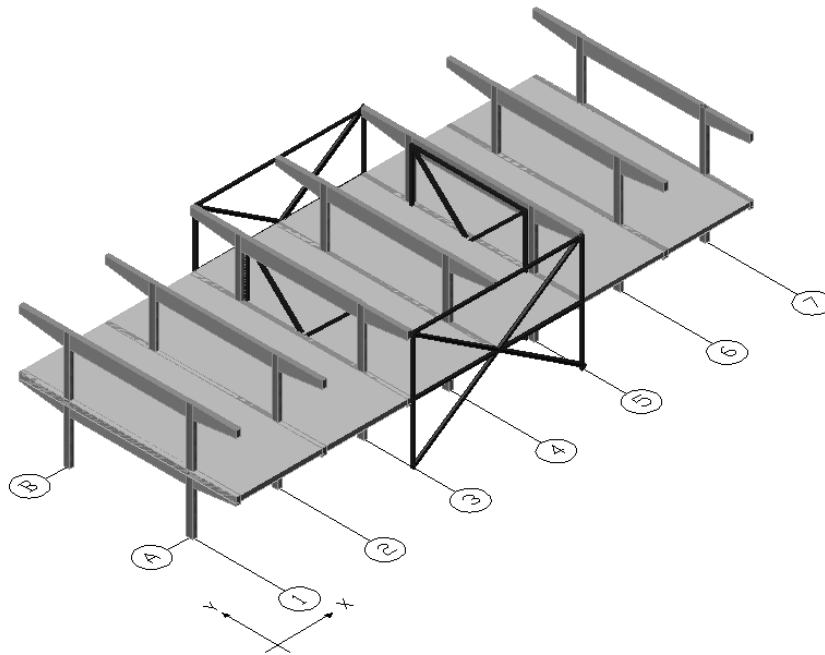
Planta de la escuela reforzada



Pórtico en dirección longitudinal



Pórtico en dirección transversal



Vista tridimensional de la estructura reforzada

Figura V.19 Esquema de la EREA.

a) Propiedades dinámicas

En la Tabla V.18 se muestran las propiedades dinámicas de la estructura reforzada. Los períodos de los dos primeros modos en las direcciones principales son muy similares, siendo la dirección transversal la más rígida.

Tabla V.18 Propiedades dinámicas de la EREA.

<i>Modo</i>	T (seg)	β_x (%)	β_y (%)
1	0,26	1,00	0,39
2	0,24	78,12	1,45
3	0,24	0,87	86,18
4	0,11	2,15	0,07
5	0,11	7,69	1,89
6	0,11	1,17	10,02

V.4.2.- Análisis dinámico lineal

a) Espectro de Diseño

En esta solución utilizamos un factor de reducción de respuesta global de $R = 4$ para el diseño de la estructura de acero externa, considerándose una estructura de acero tipo III y que cumpla con los requisitos exigidos para un ND 3. El espectro de diseño utilizado se presenta en la Figura V.20.

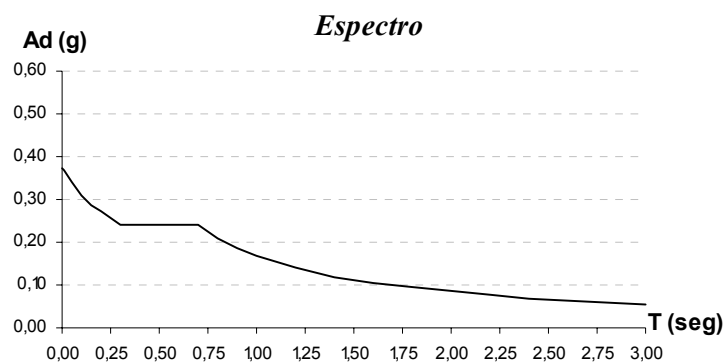


Figura V.20 Espectro de diseño con factor de reducción $R = 4$.

b) Evaluación del cortante basal

La Tabla V.19 muestra los valores del cortante basal, expresados en toneladas, que toman las columnas existentes y la estructura adicional de refuerzo. Se observa que, igual que para la alternativa de refuerzo anterior, alrededor del 90% del total es resistido por la estructura de refuerzo. Igualmente, se observa como en dirección longitudinal, el corte basal que toma el refuerzo de acero es ligeramente superior, 96%, al que toma el refuerzo de acero en la dirección transversal de 87%.

Tabla V.19 Cortante basal de la EREA.

	V_{bx} (t)	V_{by} (t)
<i>Columnas existentes</i>	3,63	12,25
<i>Est. Acero</i>	91,50	85,29
<i>Total</i>	95,13	97,54

c) Desplazabilidad de la estructura

Los valores de desplazamientos y derivas normalizadas se muestran en la Tabla V.20 y Figura V.21. Con esta solución se obtienen desplazamientos un poco menores que con la alternativa anterior de muros, cumpliéndose de igual manera con los requerimientos exigidos por la norma y con el 7‰ establecido como criterio para proteger la estructura existente.

Tabla V.20 Desplazamientos y derivas de la EREA. Desplazamientos en cm.

Piso	Desplazamientos y derivas normalizadas					
	Dirección X			Dirección Y		
	Δ_e	Δ_{total}	δ/H (‰)	Δ_e	Δ_{total}	δ/H (‰)
2	0,56	1,79	2,97	0,77	2,46	4,17
1	0,29	0,93	3,21	0,39	1,25	4,31

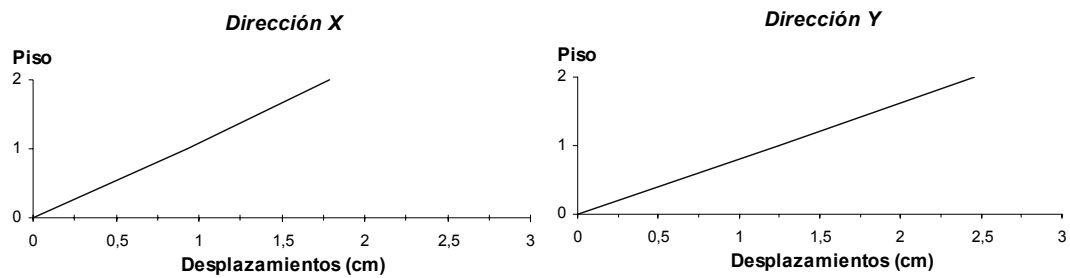


Figura V.21 Desplazamientos de la EREA.

d) Índices de capacidad en las columnas

Los índices se muestran en la Figura V.22 para los pórticos A y B. Para esta alternativa de refuerzo obtenemos valores de índice de capacidad un poco altos para las columnas en el primer entrepiso.

Pórtico A

0,91	0,79	0,78	0,70	0,78	0,78	0,87
0,75	1,42	1,50	1,42	1,50	1,42	0,75
1	2	3	4	5	6	7

Pórtico B

0,86	0,86	0,76	0,76	0,76	0,85	0,83
0,84	1,58	1,94	1,58	1,94	1,57	0,83
1	2	3	4	5	6	7

Figura V.22 Índices de capacidad de las columnas existentes en la EREA.

V.4.3.- Análisis estático no-lineal

a) Análisis en la dirección X

A continuación, Figura V.23, se presenta la relación carga-desplazamiento obtenida para la dirección longitudinal de la estructura reforzada y original. De la curva se desprende un aumento en la rigidez y resistencia de la estructura además de mostrar la gran ductilidad que se obtiene con este refuerzo alcanzando la inestabilidad del sistema para un desplazamiento del techo de un poco más de 11 cm.

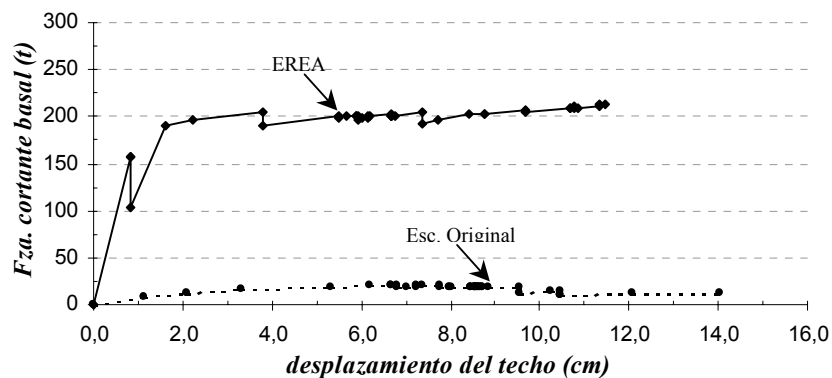


Figura V.23 Relación carga-desplazamiento lateral de la escuela existente y la EREA, dirección X.

El sistema bilineal equivalente obtenido para la estructura reforzada se muestra en la Figura V.24, el corte y desplazamiento cedente obtenido del sistema bilineal es de $V_y = 180 \text{ t}$ y $d_y = 0,95 \text{ cm}$, respectivamente, siendo el cortante máximo

elástico de 360 t obtenemos un factor de reducción de 2, estimándose una demanda de desplazamiento de 2,84 cm. Este factor de reducción de respuesta de 2 se considera muy conservador pero se utilizó los perfiles más pequeños del tipo HEB seleccionado, a la hora de optimizar esta solución se utilizaría a otra clase de perfiles que igualmente cumpla con los requerimientos de ductilidad y la resistencia.

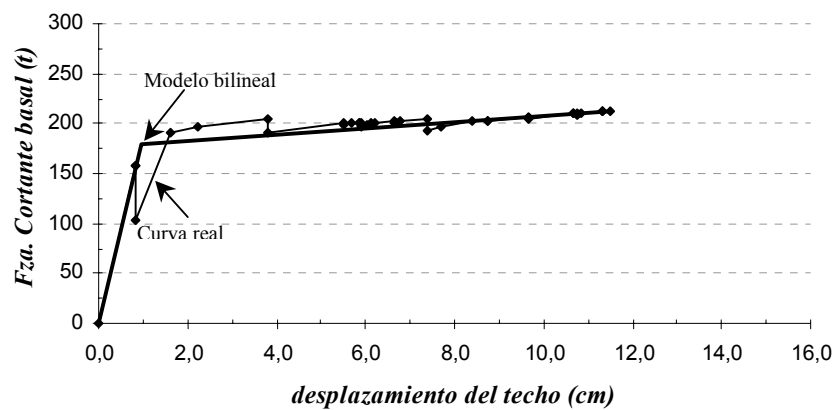


Figura V.24 Modelo bilineal equivalente para la EREA, dirección X.

b) Análisis en la dirección Y

En la dirección transversal obtenemos la siguiente relación de carga-desplazamiento de la escuela reforzada que se muestra en la Figura V.25 con la de la escuela original.

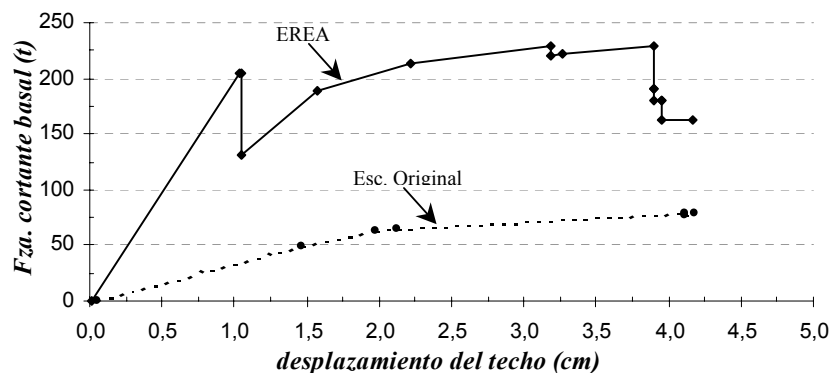


Figura V.25 Relación carga-desplazamiento lateral de la escuela existente y la EREA, dirección Y.

El sistema bilineal obtenido para la estructura reforzada se presenta en la Figura V.26 definiéndose el cortante y desplazamiento cedente como $V_y = 181 \text{ t}$ y $d_y = 0,93 \text{ cm}$, respectivamente. Siendo el cortante máximo elástico de 360 t obtenemos un factor de reducción de $1,99$, estimándose una demanda de desplazamiento de $1,85 \text{ cm}$.

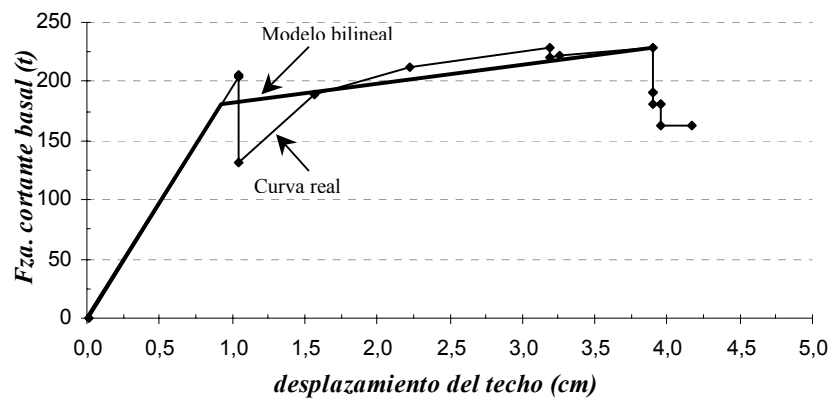


Figura V.26 Modelo bilineal equivalente para la EREA, dirección Y.

V.4.4.- Análisis estático no-lineal modal (MPA)

a) Análisis en la dirección X

Aplicando el análisis estático no-lineal modal (MPA) en la dirección X de la EREA, obtenemos la historia de desplazamientos del sistema de 1 GLd equivalente que se muestra en la Figura V.27 y las demandas de desplazamientos en el techo mostrados en la Tabla V.21.

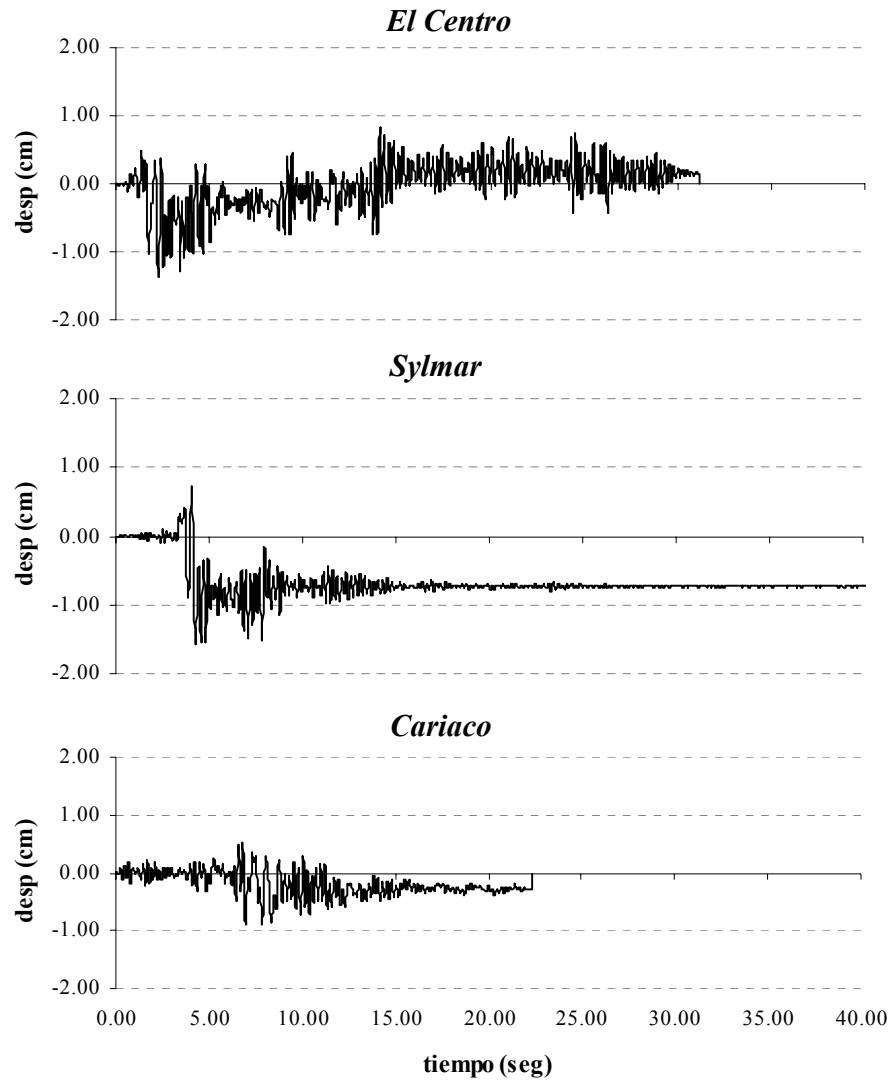


Figura V.27 Historia del desplazamiento asociado al primer modo de vibración del sistema inelástico de 1GLd, EREA, dirección X.

Tabla.V.21 Desplazamiento en el techo para la EREA, dirección X.

	Desplazamiento (cm)		
	<i>El Centro</i>	<i>Sylmar</i>	<i>Cariaco</i>
<i>Modo 1</i>	1,74	2,00	1,14
<i>Modo 2</i>	0,06	0,04	0,03
<i>Total</i>	1,74	2,00	1,13

De la tabla se observa que la mayor demanda sísmica de la EREA se presenta ante el sismo Sylmar con 2,00 cm mientras que el desplazamiento debido al sismo El Centro es 13% menor y para Cariaco es 43,5% menor.

Los desplazamientos de manera gráfica se presentan en la Figura V.28. Se aprecia como el primer piso aporta aproximadamente un promedio de 69% en el desplazamiento total, reflejándose en la figura una pendiente mucho mayor en el segundo entrepiso que en el primero.

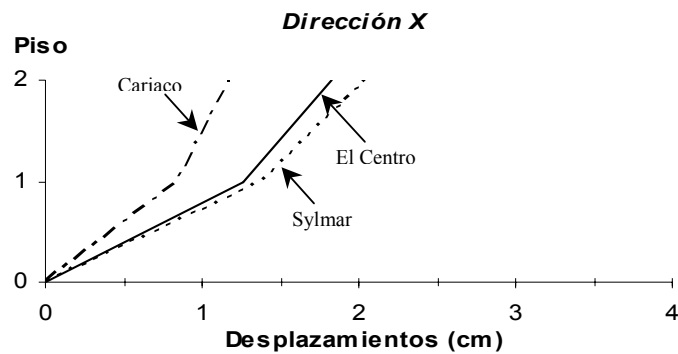


Figura V.28 Desplazamientos en cada piso de la EREA para los sismos considerados, dirección X.

Las derivas normalizadas para cada entrepiso de la EREA se presentan en la Tabla V.22, los valores de derivas son mucho menores de 7‰ cumpliendo así con el criterio establecido. Adicionalmente podemos notar que para los tres movimientos sísmicos las derivas son mayores en el primer entrepiso que en el segundo.

Tabla V.22 Derivas normalizadas para cada entrepiso debido a los sismos.

Entrepiso	Derivas δ_x / H (‰)		
	El Centro	Sylmar	Cariaco
2	2,11	2,45	1,40
1	4,37	4,73	2,88

b) Análisis en la dirección Y

La historia de desplazamientos asociado al primer modo de vibración del sistema inelástico de 1 GLd equivalente de la EREA en dirección Y se muestra en la Figura V.29. La demanda de desplazamiento es mayor en los sismos El Centro y Sylmar. Para los tres movimientos sísmicos el sistema refleja un desplazamiento permanente oscilando al final de la historia de desplazamiento fuera de la posición de equilibrio. Se puede estimar un desplazamiento permanente para los sismos El Centro, Sylmar y Cariaco de 0,15, -0,70 y -0,28 cm, respectivamente.

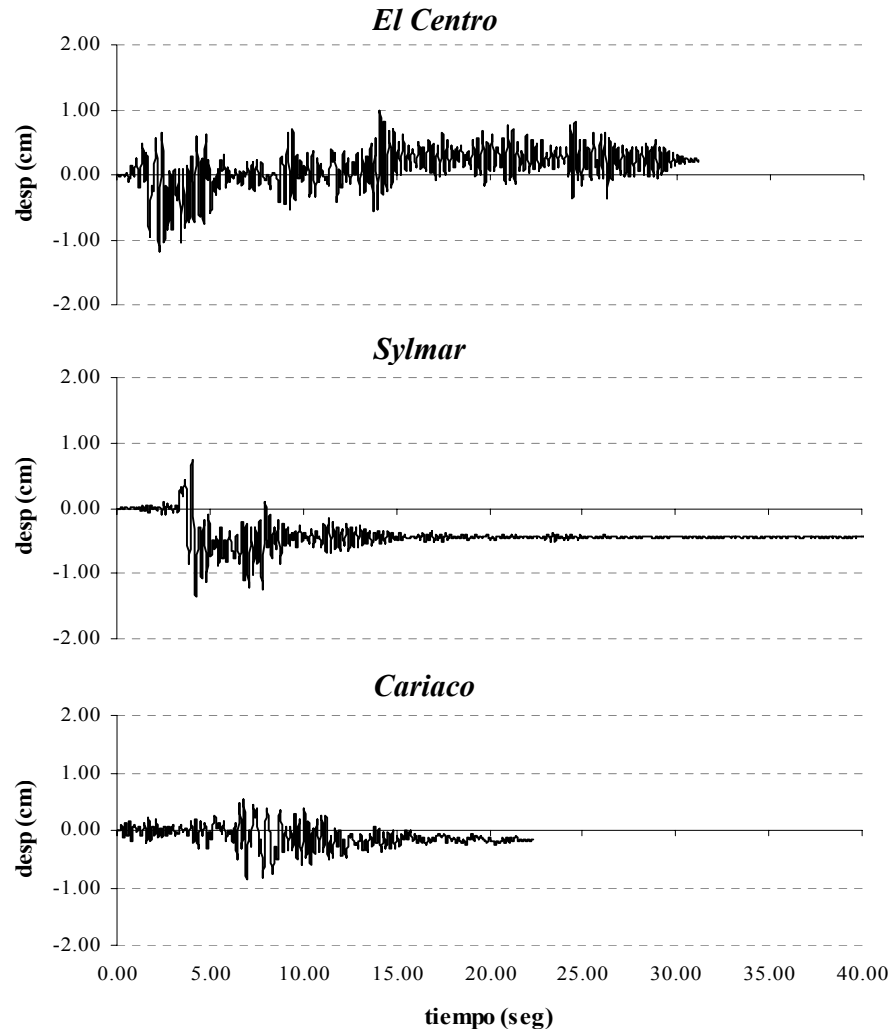


Figura V.29 Historia del desplazamiento asociado al primer modo de vibración del sistema inelástico de 1GLd, EREA, dirección Y.

La Tabla V.23 muestra los máximos desplazamientos en el techo de la EREA asociado a cada modo de vibración y la demanda de desplazamiento total. Como en los análisis anteriores se destaca como el primer modo de vibración predomina en la respuesta de la estructura, la mayor demanda se obtiene debido al sismo Sylmar con 1,73 cm mientras que la demanda menor se obtiene debido al sismo de Cariaco con 1,08 cm.

Tabla V.23 Desplazamiento en el techo para la EREA, dirección Y.

	Desplazamiento (cm)		
	<i>Centro</i>	<i>Sylmar</i>	<i>Cariaco</i>
<i>Modo 1</i>	1,51	1,72	1,07
<i>Modo 2</i>	0,07	0,04	0,03
<i>Total</i>	1,52	1,73	1,08

Los desplazamientos en cada piso de la EREA en dirección Y se puede observar de manera gráfica en la Figura V.30 destacándose que el desplazamiento en el primer piso es mucho mayor que en el segundo piso. En general el aporte promedio del primer piso al desplazamiento total es de aproximadamente 67%.

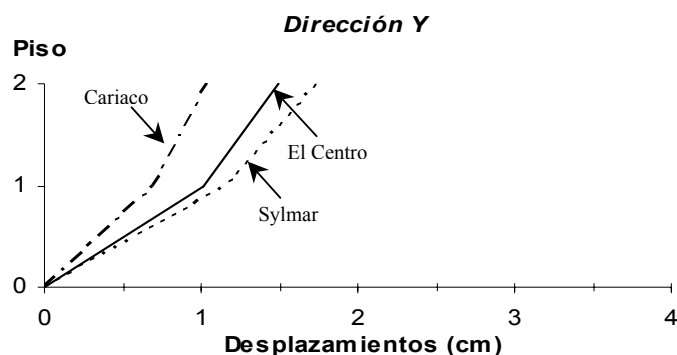


Figura V.30 Desplazamientos en cada piso de la EREA para los sismos considerados, dirección Y.

Las derivas normalizadas para cada entrepiso debido a los movimientos sísmicos de la EREA en dirección Y se presentan en la Tabla V.24, de ella podemos observar como la deriva es mucho mayor en el primer entrepiso, obteniéndose derivas que oscilan entre 1,30 y 4%, satisfaciendo con creces el criterio de 7%.

Tabla V.24 Derivas normalizadas para cada entrepiso debido a los sismos.

<i>Entrepiso</i>	<i>Derivas δ_v / H (%)</i>		
	<i>El Centro</i>	<i>Sylmar</i>	<i>Cariaco</i>
2	1,74	2,07	1,30
1	3,48	4,00	2,39

V.5.- Evaluación de las alternativas de refuerzo.

Las alternativas de refuerzo externas tienen ventajas sobre las alternativas de refuerzo interno en el sentido que permiten delimitar claramente las responsabilidades de la estructura existente y la de refuerzo; la estructura existente soporta las cargas gravitatorias y la estructura de refuerzo las cargas sísmicas.

En las alternativas presentadas hay poca intervención en la estructura existente, puesto que la única conexión del edificio con la estructura de refuerzo es a través de sus losas. Igualmente se evita tener que intervenir las fundaciones existentes. Desde el punto de vista constructivo, las obras se desarrollarían principalmente en las áreas externas, con la excepción de la estructura de refuerzo en la dirección transversal, con lo cual se evita la intervención de las instalaciones y equipamiento existente en el interior de la escuela.

Las tablas V.25 y V.26 muestran los máximos desplazamientos del techo de los modelos analizados, derivados del análisis estático no-lineal modal (MPA), al analizar los desplazamientos obtenidos en la escuela existente y en las alternativas de refuerzo, se observa la considerable reducción del desplazamiento y que para la ERM C se encuentra entre 5,90 y 7,36 veces, mientras que para la EREA está entre 13,55 y 31,76 veces, en dirección longitudinal. En dirección transversal tenemos una reducción del desplazamiento entre 2,54 y 7,74 veces para ERM C, y para la EREA tenemos entre 5,24 y 17,84 veces.

Tabla V.25 Comparación de la demanda de desplazamiento para los diferentes sismos, dirección X.

<i>Modelo</i>	<i>Desplazamiento del techo (cm)</i>		
	<i>El Centro</i>	<i>Sylmar</i>	<i>Cariaco</i>
<i>Escuela original</i>	23,54	31,51	36,16
<i>ERMC</i>	3,20	5,34	5,10
<i>EREA</i>	1,74	2,00	1,14

Tabla V.26 Comparación de la demanda de desplazamiento para los diferentes sismos, en dirección Y.

<i>Modelo</i>	<i>Desplazamiento del techo (cm)</i>		
	<i>El Centro</i>	<i>Sylmar</i>	<i>Cariaco</i>
<i>Escuela original</i>	8,40	9,10	19,19
<i>ERMC</i>	2,02	3,57	2,47
<i>EREA</i>	1,52	1,73	1,08

De acuerdo a los resultados obtenidos de los análisis tanto estáticos como dinámicos se concluye que la estructura de refuerzo en acero propuesta es la más adecuada, ya que se obtienen derivas que no exceden el valor de 7%, obteniéndose como máximo un 4,73% en la dirección longitudinal de acuerdo con el análisis estático no-lineal modal, ver tablas V.27 y V.28. Otra ventaja de la estructura de refuerzo en acero la tiene desde el punto de vista constructivo ya que ofrece una ejecución más limpia y más rápida, y permite también una reparación más sencilla posterior a la ocurrencia de un movimiento sísmico.

Tabla V.27 Comparación de las derivas normalizadas entre las alternativas de refuerzo para los diferentes sismos, dirección X.

<i>Modelo</i>	<i>Derivas δ_x/H (%)</i>					
	<i>El Centro</i>		<i>Sylmar</i>		<i>Cariaco</i>	
	<i>Entrepiso 2</i>	<i>Entrepiso 1</i>	<i>Entrepiso 2</i>	<i>Entrepiso 1</i>	<i>Entrepiso 2</i>	<i>Entrepiso 1</i>
<i>ERMC</i>	5,80	5,34	12,37	11,38	11,65	10,72
<i>EREA</i>	2,11	4,37	2,45	4,73	1,40	2,88

Tabla V.28 Comparación de las derivas normalizadas entre las alternativas de refuerzo para los diferentes sismos, dirección Y.

<i>Modelo</i>	<i>Derivas δ_y/H (%)</i>					
	<i>El Centro</i>		<i>Sylmar</i>		<i>Cariaco</i>	
	<i>Entrepiso 2</i>	<i>Entrepiso 1</i>	<i>Entrepiso 2</i>	<i>Entrepiso 1</i>	<i>Entrepiso 2</i>	<i>Entrepiso 1</i>
<i>ERMC</i>	4,30	2,83	7,10	5,21	5,03	3,45
<i>EREA</i>	1,74	3,48	2,07	4,00	1,30	2,39

De la respuesta estático no-lineal modal la ERM C presentó una deriva mayor de 7% en la dirección X, exponiendo una debilidad en esta alternativa de refuerzo que podría solucionarse con un aumento en la rigidez de los muros en esta dirección. Los métodos de análisis lineal no permiten predecir este comportamiento, este análisis no-lineal realizado aplicando el procedimiento MPA resulta una herramienta muy útil de evaluación que permite seleccionar la alternativa de refuerzo más idónea.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

a) Mediante la técnica de análisis estático no-lineal se investigó los efectos de algunos parámetros como: espaciamiento del refuerzo transversal, relación capacidad viga-columna, nivel de carga axial, efecto de elementos no estructurales y torsión en planta, en el comportamiento no-lineal ante cargas estáticas en edificios de uno y dos pisos. Las conclusiones principales de esta parte de la investigación son las siguientes:

a.1) Los modelos matemáticos evidenciaron: i) El efecto que ocasiona en el comportamiento global de la estructura la separación del refuerzo transversal; la ductilidad del pórtico estudiado de un piso con buen armado transversal es 54% mayor que la del pórtico con pobre armado transversal, para la misma capacidad resistente; ii) El efecto de la relación de capacidad entre la viga y la columna; la capacidad resistente global del modelo se reduce y los desplazamientos últimos aumentan al reducir la capacidad de la viga en relación a la columna; iii) El efecto del nivel de carga axial; a medida que el nivel de carga axial en las columnas es mayor, aumenta la capacidad resistente del pórtico, y los desplazamientos últimos se reducen. El pórtico con nivel de carga axial de 0,034 la resistencia a compresión, tiene una ductilidad 1,77 veces mayor que el pórtico con un nivel de carga axial de 0,40.

a.2) Para el edificio de dos pisos se evaluaron varios efectos: i) La presencia de un banco de concreto en la estructura sin paredes en la dirección longitudinal, aumenta un 35% la rigidez inicial y un 40% la resistencia global de la estructura, mientras que en términos de desplazamientos últimos existe una reducción de 36%. Al considerar el efecto del banco en la estructura con paredes obtenemos un aumento en la rigidez inicial de 9% y un aumento de 27,6% en la resistencia máxima, mientras

que los desplazamientos se reducen 38,7%; ii) El efecto de las paredes inducen un aumento cerca de 3 veces la rigidez inicial y de 16% en la resistencia de la estructura y a su vez existe una reducción de 28,36% en el desplazamiento último. Al incluir el efecto de las paredes, la estructura se comporta de una manera frágil presentándose fallas por corte por lo que en la relación fuerza-desplazamiento del techo se observan caídas bruscas de resistencia; en dirección transversal, al incluir el efecto de las paredes, se obtiene un aumento de 8 veces la rigidez inicial y 6 veces la resistencia; iii) El efecto de la torsión en planta de la estructura en el rango no-lineal: El análisis estático no-lineal con el modelo 3D puso en evidencia que el modelo 2D es adecuado para estimar la respuesta, para el edificio considerado, puesto que las fallas, dúctiles y frágiles de los elementos, no introdujeron asimetrías importantes.

Basados en los modelos estudiados en esta parte de la investigación, podemos decir que en general la técnica del análisis estático no-lineal representa de manera confiable el comportamiento no-lineal de las estructuras, lográndose obtener, de manera analítica, relaciones de corte basal-desplazamientos del techo, mecanismos de fallas y ductilidades acordes a los resultados de ensayos a modelos reales.

b) De la evaluación y comparación teórica de los métodos de análisis estático no-lineal disponibles en la literatura técnica para determinar la demanda sísmica se concluye:

b.1) Para los sistemas inelásticos de 1 GLd los procedimientos del ATC-40 tienen varias deficiencias, el procedimiento “A” no converge y en muchos casos cuando converge no es a la deformación exacta obtenida del análisis dinámico no-lineal o ADNL. El procedimiento “B” converge lentamente y siempre obtenemos un único valor muy semejante al procedimiento “A” cuando converge. Estos procedimientos pueden dar lugar a soluciones múltiples, tal como lo ha señalado el ATC-55.

b.2) En FEMA-356 el desempeño estructural de prácticamente todos los elementos estructurales está en función de la deformación lateral de la estructura, por lo tanto la demanda de deformación es necesaria para estimar el desempeño estructural. Para este método se requiere el nivel de desempeño estructural al calcular el coeficiente C_2 , lo que implica que el desempeño estructural es necesario para estimar la deformación lateral. Ciertamente esto conlleva a una confusión en el uso e interpretación del método estático no-lineal propuesto en FEMA-356.

b.3) El análisis estático no-lineal modal (MPA), de Chopra y Goel, es suficientemente exacto para la aplicación práctica en la evaluación de edificios y el error se muestra ligeramente dependiente de la intensidad del movimiento sísmico. El procedimiento MPA es más exacto que todas las distribuciones de fuerza del FEMA-356 en estimar el desplazamiento de piso, derivas, etc. Al incluir un mayor número de modos en el procedimiento MPA se obtienen respuestas similares a las obtenidas con el ADNL.

c) Los métodos de análisis estático no-lineal fueron comparados numéricamente con el método “exacto” del ADNL, en pórticos de concreto armado de 1,2 y 7 pisos, para los seis movimientos sísmicos, El Centro, Imperial Valley, Taft, Rinaldi, Sylmar y Corralitos. Se concluyó lo siguiente:

c.1) Para el pórtico de un piso con buen armado transversal de período 0,19 seg, al aplicar los procedimientos del ATC-40, obtenemos subestimaciones de 34% en la demanda para el sismo El Centro y sobreestimaciones de 70% de la demanda para el sismo Sylmar. Entre los procedimientos “A” y “B” del ATC-40 las demandas obtenidas son muy similares entre si, obteniéndose una diferencia no mayor de 1%. Para el sismo Rinaldi el procedimiento ATC-40 es incapaz de estimar la demanda sísmica ya que la demanda sobrepasa con creces la capacidad de la estructura, infiriéndose que la estructura ante este sismo presentaría daños severos y hasta su posible colapso. El error en la estimación de la demanda sísmica con el sismo

Imperial Valley, en todos los métodos, no excede un 5%. Obteniéndose una buena confiabilidad en los métodos aproximados para este sismo. Aplicando el método FEMA-356 obtenemos una sobreestimación de 38,59% y 55,25% para los sismos El Centro y Corralitos y una subestimación de aproximadamente 37% para los sismos Rinaldi y Sylmar. Con el procedimiento MPA se obtiene una buena estimación de la demanda sísmica, consiguiéndose un error máximo de 10,15% correspondiente a la demanda obtenida para el sismo Sylmar. El procedimiento MPA suministra una buena estimación aún con el sismo Rinaldi donde los demás métodos no funcionan.

Al considerar un pobre armado transversal en el pórtico de un piso, observamos que los procedimientos “A” y “B” planteados por el ATC-40 no son capaces de estimar la demanda sísmica, para los sismos Rinaldi y Sylmar. Para el sismo Corralitos los procedimientos propuestos por el ATC-40 resultan ineficaces para estimar la demanda sísmica, el procedimiento “A” no converge y el procedimiento “B” sobrestima la demanda en un 60%. En general aplicando el método propuesto por FEMA-356 obtenemos sobreestimaciones mayores a 38%. Los errores obtenidos aplicando el procedimiento MPA, considerando o no la degradación de los lazos de histerésis del sistema equivalente de 1 GLd, oscilan entre 2 y 8% a excepción del sismo de Sylmar que subestima la demanda sísmica en 38%, considerándose este sismo como muy severo. Al considerar degradación, en el procedimiento MPA para el sismo Corralitos el error se redujo de 5,28% a 0,68%.

c.2) Para el pórtico de dos pisos con buen armado transversal y período fundamental de 0,34 seg observamos que: el procedimiento “A” del ATC-40 no converge para los sismos Imperial Valley y Taft, mientras que para el sismo Corralitos no se obtiene solución, evidenciando lo ineficiente de este método; aplicando el procedimiento “B” del ATC-40 se obtienen estimaciones aceptables, error no mayor a 5,38%, para los sismos El Centro e Imperial Valley, pero no así para los sismos Taft y Corralitos obteniéndose un error hasta 64,75%. El método del FEMA-356, para ambos patrones de carga, sobreestima el desplazamiento máximo,

desde 8,40% hasta 41,55%. El procedimiento MPA es el único método en el que se obtienen valores en el error aceptables, siendo el máximo de 16,76%.

Al considerar un pobre armado transversal en el pórtico de dos pisos notamos que: En el ATC-40 para el sismo El Centro el desplazamiento máximo aproximado duplica al desplazamiento máximo exacto y para el sismo de Corralitos el método es incapaz de estimar la demanda sísmica. El FEMA-356, para todos los sismos, sobreestima desde 44% hasta 86% la demanda sísmica. El procedimiento MPA se obtiene un error menor a 15,15% en la estimación de la demanda sísmica en todos los casos. Al considerar, en el procedimiento MPA, la degradación en el comportamiento histerético, mejora un poco la estimación del desplazamiento máximo.

c.3) Para el pórtico de siete pisos, con buen armado transversal y con un período fundamental de 0,81 seg encontramos que: con los procedimientos del ATC-40, tanto “A” como “B”, obtenemos subestimaciones que oscilan entre 10,42% y 17,62%, exceptuando para el sismo Sylmar que sobreestima la demanda sísmica en 34%. Al aplicar el método del FEMA-356 obtenemos estimaciones aceptables de la demanda sísmica para los sismos El Centro, Imperial Valley y Rinaldi, con errores que van desde 5% a 12,45%, mientras que para los sismos restantes el error oscila entre el 57% y 81%. El error obtenido con el procedimiento MPA, no sobrepasa el 20%, siendo este método el más confiable y el que siempre suministra un valor de la demanda sísmica.

Sobre la base de los casos analizados, pórticos planos de un vano de concreto armado, se concluye que los métodos del ATC-40 y el FEMA-356, no son los procedimientos más apropiados para estimar la demanda sísmica. El procedimiento MPA suministra una mejor estimación de la demanda sísmica, con errores pequeños, es estable y se obtiene siempre una solución.

d) La escuela Tipo Antiguo construida a finales de la década de los 50, no cumple con las recientes disposiciones de la norma presentando en la dirección longitudinal índices de flexibilidad de hasta 5,05 veces los valores permitidos.

De los análisis dinámicos lineales se concluye que la escuela Tipo Antiguo está sujeta a demandas de ductilidad global excesivas, entre 6 y 12, en la zona 5 del país, dependiendo del modelo considerado. Estos valores son sustancialmente mayores que el valor de 2 asignado a este edificio, dado por su baja rigidez y resistencia y limitada capacidad de disipación de energía.

Al estimar la demanda sísmica, de la escuela Tipo Antiguo, aplicando el procedimiento MPA para tres movimientos sísmicos se obtuvieron desplazamientos del techo entre 23,54 y 36,16 cm en dirección longitudinal y desplazamientos entre 8,40 y 19,19 cm en dirección transversal. Comparando estos resultados con las deformaciones últimas, obtenida del análisis estático no-lineal, se infiere que para este rango de demandas sísmicas ya se ha alcanzado el colapso de la estructura.

Bajo el marco de la Norma Sísmica vigente se determinó el riesgo a que está expuesta la edificación Tipo Antiguo en las diferentes zonas en que se divide el país encontrándose demandas excesivas que ameritan reforzar la estructura aún en las zonas de baja amenaza.

e) Dado el alto grado de vulnerabilidad obtenido para el edificio Antiguo se procedió a elaborar dos alternativas de refuerzo de las cuales se evaluaron parámetros técnicos, constructivos y económicos. Considerando las múltiples incertidumbres asociadas al estado original de las escuelas, las soluciones propuestas son responsables de resistir todas o gran parte de las fuerzas provenientes de las sollicitaciones sísmicas y se acepta que la estructura existente se encuentra en capacidad de soportar las cargas gravitatorias.

Las estructuras de refuerzo se diseñaron muy rígidas para que absorban la mayor parte de las cargas sísmicas, y a la vez muy dúctiles para reducir las sollicitaciones de diseño. Se estableció como criterio de que la deriva inelástica máxima esperada sea menor que el valor 7‰, para proteger la estructura existente, que se consigue mediante una gran rigidez de refuerzo. Las dos alternativas de refuerzo contemplan la separación de las medias paredes, del pórtico que la confina.

Las alternativas de refuerzo propuestas en este trabajo, se establecen de la siguiente manera: muros externos de concreto armado y pórticos externos de acero con arriostramientos en X de dos niveles. El edificio se conecta a la estructura de refuerzo solo a través de las losas. Las losas transfieren las cargas laterales a la estructura de refuerzo, y ésta a su vez la transfiere a nuevas fundaciones. La estructura de refuerzo absorbe casi totalmente las cargas sísmicas, dejando muy poca responsabilidad a la estructura existente; esto es beneficioso en cuanto a que no interfiere con el soporte de las cargas gravitatorias cuya responsabilidad es de la estructura existente.

Las alternativas de refuerzo con estructura externa tienen ventajas de índole conceptual sobre las alternativas de refuerzo interno en el sentido de que permiten deslindar claramente las responsabilidades de la estructura existente y la de refuerzo; la estructura existente soporta las cargas gravitatorias y la estructura de refuerzo las cargas sísmicas. En las alternativas expuestas hay poca intervención en la estructura existente, puesto que la única conexión del edificio con la estructura de refuerzo es a través de sus losas. Igualmente se evita el tener que intervenir las fundaciones existentes. Desde el punto de vista constructivo, las obras se desarrollarán principalmente en las áreas externas, con la excepción de la estructura de refuerzo en la dirección transversal, con lo cual se evita la intervención de las instalaciones y equipamiento existente en el interior.

Con la estructura de refuerzo en acero se obtienen derivas que no exceden el valor 5‰, en la dirección longitudinal, de acuerdo con el análisis estático no-lineal modal. Con la estructura externa de concreto se obtienen derivas normalizadas de hasta 12,37‰ en la dirección longitudinal, por lo tanto, para disminuir dichas derivas se debe aumentar el ancho de los muros obteniéndose un refuerzo muy robusto en esta dirección y por ende más costoso. Sin embargo, la estructura externa de acero ofrece desde el punto de vista constructivo una ejecución más limpia y más rápida, adicionalmente permite una reparación más sencilla posterior a un movimiento sísmico.

Este análisis no-lineal realizado aplicando el procedimiento MPA resulta una herramienta eficaz de evaluación en el momento de seleccionar la alternativa de refuerzo más idónea y de estimar la demanda sísmica.

REFERENCIAS

1. Aguilar, J., Breña, S.; y otros, "Rehabilitation of Existing Reinforced Concrete Buildings in Mexico City.", Ferguson Structural Engineering Laboratory, The University of Texas at Austin, August, 1996.
2. Applied Technology Council (ATC), ATC 40 Report, "The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", Redwood City, California, August 1996.
3. Applied Technology Council (ATC), ATC 55. "Evaluation and Improvement of Inelastic Seismic Analysis Procedures", 2002.
4. Bonilla R., López O.A., Castilla E., Torres R., Marinilli A., Anichiarico W., Garcés F. y Maldonado Z. " El terremoto de Cariaco del 9 de Julio de 1.997". Boletín Técnico IMME, Volumen 38, N° 2, 1-50,2000.
5. Castilla, E. y Marinilli, A., "Structural Behavior Of "Raimundo Martínez Centeno" Highschool On 07/09/1997 Cariaco Earthquake.", XII World Conference on Earthquake Engineering, New Zeland, February 2000.
6. Castilla, E. y Marinilli, A. "Propiedades del acero de refuerzo para el diseño de estructuras sismorresistentes". Boletín Técnico IMME, Volumen 39, N° 1, 14-25,2000.
7. Chintanapakdee,C., and Chopra, A.K., "Evaluation of a modal pushover analysis using generic frames.", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 32, N° 3, 417-442, 2003.
8. Chopra, A.K., and Goel, R.K., "Capacidad-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems.", Rep. N° PEER-1999/02, Pacific Earthquake Engrg. Res Ctr., University of California, Berkeley, Calif., 1999.
9. Chopra, A.K., and Goel, R.K., "Evaluation of NSP to estimate seismic deformation: SDF systems.", Journal of Structural Engineering, ASCE, 126(4), 482-490, 2000.

10. Chopra, A.K., and Goel, R.K., "A Modal Pushover Analysis Procedure to estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation.", Rep. N° PEER-2001/03, Pacific Earthquake Engrg. Res Ctr., University of California, Berkeley, Calif., 2001.
11. Chopra, A.K., Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. 2nd Ed., Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey, 2001.
12. Chopra, A.K., Goel, R.K., and Chintanapakdee, C. "Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands.", Earthquake Spectra , Vol. 20, N° 3, 757-778, August, 2004.
13. COVENIN. Norma Venezolana. "Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño. Comisión Venezolana de Normas Industriales. Norma COVENIN-MINDUR 1753-87, Caracas, 1987.
14. COVENIN. Norma Venezolana. "Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones." Comisión Venezolana de Normas Industriales. COVENIN-MINDUR N° 2002-88, Caracas, Agosto, 1988.
15. COVENIN. Norma Venezolana. "Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los estados límites". COVENIN-MINDUR N° 1618-1998, Caracas, 1998.
16. COVENIN. "Edificaciones Sismorresistentes." Norma N° 1756-2001, MCT-MINDUR-FUNVISIS, Caracas, 2001.
17. D'Agostini V., A.R. y Abate L., J.L., "Estudio de la Sensibilidad de las Causas que Provocaron el Colapso del Liceo Raimundo Martínez Centeno en el Sismo de Cariaco del 9 de Julio de 1997.", U.C.V., Caracas, Noviembre, 1998.
18. FEMA. "Pre-Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings". FEMA 356, American Society of Civil Engineers, Washington D.C., 2000.
19. Fernández, N. y Viana C., P., "Estudio de la Sensibilidad de las Causas que Provocaron el Colapso de la Escuela Valentín Valiente en el Sismo de Cariaco del 9 de Julio de 1997.", U.C.V., Caracas, Julio, 1998.

20. García G., A.G. y Ramírez D., J. F., “Estudio, Patología y Adecuación de Unidades Educativas Tipo Cajetón Mindur, Afectadas por el Terremoto de Cariaco de 9 de Julio de 1997.”, UCV, Caracas, Mayo, 1998.
21. Goel, R.K., and Chopra, A.K., “Role of higher- “mode” pushover analyses in seismic analyses of buildings.”, *Earthquake Spectra* , Vol. 20, N° 1, 225-254, 2004.
22. Goel, R.K., and Chopra, A.K., “Evaluation of modal and FEMA pushover analyses: SAC buildings.”, *Earthquake Spectra* , Vol. 21, N° 4, 1027-1041, November, 2005.
23. Gupta, B. and Kunnath, S.K., “Adaptive Spectra-Based Pushover Procedure for Seismic Evaluation of Structures”, *Earthquake Spectra*, Vol. 16, N° 2, 367-392, 2000.
24. IMME. “Evaluación Sismorresistente de las Edificaciones derrumbadas durante el Sismo de Cariaco de 09-07-1997”. Informe N° 209209 del 20/08/1998. IMME, Facultad de Ingeniería. Universidad Central de Venezuela, 1998.
25. Kunnath, S.K., and Kalkan E., “Evaluation of seismic deformation demands using non linear procedures in multistory steel and concret moment frames.”, *ISET Journal of Earthquake Technology*, Vol. 41, N° 1, Canada, August, 2004.
26. Kalkan E., and Kunnath, S.K., “Method of modal combinations for pushover analyses of buildings.”, XIII World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Paper N° 2713, Canada, August 2004.
27. López O.A., Hernández J.J., Del Re G. y Puig J. “Reducción del Riesgo Sísmico de Escuela en Venezuela”. Boletín Técnico IMME, volumen 42, N° 3, 33-56, Caracas, 2004.
28. López O.A., Hernández J.J., Del Re G. y Puig J. “Seismic Risk in Schools: The Venezuelan Project. Ad Hoc Expert’s Group Meeting on Earthquake Safety in Schools, OECD, París, February, , 2004.

29. López O.A., Hernández J.J., Del Re G. y Puig J. “Inspección Ocular a la Escuela Básica Cristóbal Rojas, ubicada en Cúa, Estado Miranda”. Informe Técnico IMME, Caracas, 2003.
30. Ministerio de Obras Públicas. Normas para el Cálculo de Edificios 1947. MOP, Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales, Caracas, 1948.
31. Ministerio de Obras Públicas. Normas para el Cálculo de Edificios 1955. MOP, Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales, Caracas, 1959.
32. Miranda, E., and Bertero, V. V., “Evaluation of seismic performance of a ten –Story RC Building during The Whittier Narrows Earthquake.”, Earthquake Engineering Research Center, Report N° UCB/EERC-91/10, October, 1991.
33. Miranda, E., “Aproximate Seismic Lateral Deformation Demands in Multistory Buildings.” Journal of Structural Engineering-Volume 125, Issue 4, pp. 417-425, April, 1999.
34. Miranda, E., “Estimation of Inelastic Deformation Demands of SDOF Systems.” Journal of Structural Engineering-Volume 127, Issue 9, pp. 1005-1012. September, 2001
35. Nonlin, Program Educational, Federal Emergency Management Agency Trainig Center, Emmithburg, Maryland, Advanced Structural Concepts, Golden, CO, and Schnabel Engineering, Denver, CO.
36. Olarte, J., Proaño, R., Torres, R. y Rojas, V., “Análisis Dinámico y Técnicas de Reforzamiento en Estructuras de Infraestructura Educativa.”, 2° Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica. Asociación Española de Ingeniería Sísmica.
37. Park, R., and Paulay, T., “Estructuras de Concreto Armado”, Editorial Limusa, México, 1996.
38. Paulay, T. And Priestley, M.N.J., “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”, John Wiley and Sons, New York, 1992.
39. Puig J., Tesis de Maestría en progreso. Facultad de Ingeniería, U.C.V. Caracas, 2006.

40. RAM Perform-2DS. Structural Engineering Software, RAM International, 2003.
41. Rodríguez, D., Figuera, F. y Bolívar, J., “Adecuación Sísmica de Edificación en el Área Metropolitana de Caracas.” UCAB, Octubre 2000.
42. Romero, M., Zaragoza, A., Martiet, M. y Albarracín, O., “Strategies for Seismic Prevention in Scholar’s Buildings.”, 12WCEE 2000.
43. SAP 2000. Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, 2000.
44. Seismosignal version 3.1.0. Seismosoft.
45. Tena, C., “Some retrofit options for the seismic upgrading of old low-rise school buildings in México.”, Earthquake Spectra , Vol. 12, N° 4, 883-902, 1996.