



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

**ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
UNIDAD PROFESIONAL ADOLFO LÓPEZ MATEOS**

SECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

**“ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE
MARCOS DE CONCRETO DE PUENTES
URBANOS SOMETIDOS A DISTINTAS
INTENSIDADES SÍSMICAS, INCURSIONANDO EN
DIFERENTES ESTADOS LIMITE”**

T E S I S

**PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL**

**P R E S E N T A:
RAFAEL EDUARDO MORA CHICO**

**DIRECTOR DE TESIS:
DR. HÉCTOR AURELIANO SÁNCHEZ SÁNCHEZ**



MÉXICO D. F. 2012



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

ACTA DE REVISIÓN DE TESIS

En la Ciudad de México D. F., siendo las 13:00 horas del día 04 del mes de enero del 2012 se reunieron los miembros de la Comisión Revisora de Tesis, designada por el Colegio de Profesores de Estudios de Posgrado e Investigación de E.S.I.A. – U. Z. para examinar la tesis titulada:

“Estudio del comportamiento de marcos de concreto de puentes urbanos sometidos a distintas intensidades sísmicas, incursionando en diferentes estados limite”

Presentada por el alumno:

<u>Mora</u>	<u>Chico</u>	<u>Rafael Eduardo</u>												
Apellido paterno	Apellido materno	Nombre(s)												
		Con registro: <table border="1"><tr><td>B</td><td>0</td><td>9</td><td>1</td><td>4</td><td>7</td><td>8</td></tr></table>						B	0	9	1	4	7	8
B	0	9	1	4	7	8								

aspirante de:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL

Después de intercambiar opiniones, los miembros de la Comisión manifestaron **APROBAR LA TESIS**, en virtud de que satisface los requisitos señalados por las disposiciones reglamentarias vigentes.

LA COMISIÓN REVISORA

Director de tesis

Dr. Héctor Aureliano Sánchez Sánchez

Dr. Esteban Flores Méndez

Dr. Norberto Ramírez Domínguez

Dr. Jorge Luis Alamilla López

Dr. Ernesto Rueda León

PRESIDENTE DEL COLEGIO DE PROFESORES

M. en C. Pino Durán Escamilla



SECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

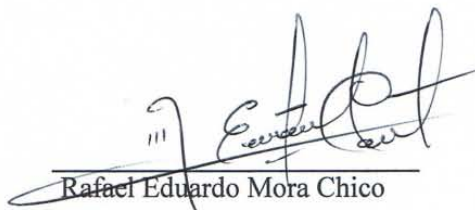


INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL
SECRETARÍA DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO

CARTA CESIÓN DE DERECHOS

En la Ciudad de México el día 04 del mes de Enero del año 2012, el que suscribe Rafael Eduardo Mora Chico alumno del Programa de Maestría en Ingeniería Civil con número de registro B091478, adscrito a la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, UZ, manifiesta que es autor intelectual del presente trabajo de Tesis bajo la dirección de Dr. Héctor Aureliano Sánchez Sánchez y cede los derechos del trabajo titulado **“Estudio del comportamiento de marcos de concreto de puentes urbanos sometidos a distintas intensidades sísmicas, incursionando en diferentes estados límite”** al Instituto Politécnico Nacional para su difusión, con fines académicos y de investigación.

Los usuarios de la información no deben reproducir el contenido textual, gráficas o datos del trabajo sin el permiso expreso del autor y/o director del trabajo. Este puede ser obtenido escribiendo a la siguiente dirección lalomora_ingenieria@yahoo.com.mx. Si el permiso se otorga, el usuario deberá dar el agradecimiento correspondiente y citar la fuente del mismo.



Rafael Eduardo Mora Chico

Nombre y firma

Dedicatoria:

A mi familia:

Como un testimonio de gratitud ilimitada, a mis hijos, porque su presencia ha sido y será siempre el motivo más grande que me ha impulsado para lograr esta meta.

A mi esposa por su comprensión y tolerancia.

Agradecimientos:

Agradezco al **Dr. Héctor A. Sánchez Sánchez:**

Su disciplina, infinita paciencia, sus conocimientos en estructuras de Puentes y estructuras de Concreto.

Agradezco al **Dr. Esteban Flores Méndez:**

Por su imaginación, sus conocimientos en Probabilidad y Estadística, Ingeniería Sísmica, funciones especiales y transformadas, procesos estocásticos, su maravillosa habilidad en Programación y en el arte de la Música.

Agradezco al **Dr. Jorge Luis Alamilla López:**

Por proporcionar las señales sísmicas simuladas para el Análisis no lineal de esta tesis.

Agradezco al **M. en I. Marcelino Cruz González:**

Por sembrar las bases al Estudio del comportamiento de los distribuidores Viales de dos niveles de la ciudad de México.

Agradezco a mis compañeros **Augusto Cesar, José Luis y Josué:**

Por su apoyo y asesoría.

RESUMEN

En 1989, durante el sismo de Loma Prieta en California, diversas estructuras de puentes se vieron fuertemente dañadas. El viaducto Cypress Street, formado por un marco estructural de dos niveles, fue seriamente dañado debido a que muchos de sus tramos longitudinales presentaron colapso. Como consecuencia de ello esto ha llamado la atención de varios investigadores que han tratado de explicar cómo se originó la falla. Algunos resultados en el análisis del tiempo han indicado que el colapso se inició por una falla en la región del pedestal.

La importancia de esta observación es la parte superior de la conexión viga-columna, ya que probablemente sufren grietas debido a una falla de cortante flexionante de los pedestales. Si la parte superior de la viga-columna falló en la conexión antes de la falla del pedestal, ya sea por aplastamiento o compresión última de la barra, el colapso probablemente habría sido en la dirección lateral en lugar de la dirección vertical.

En la actualidad, los marcos estructurales de dos niveles han sido empleados en la construcción de los viaductos de la Ciudad de México. Uno de ellos es el viaducto de San Antonio, que une al viaducto Miguel Alemán con el Periférico Sur. Las estructuras construidas en zonas altamente sísmicas, pueden manifestar un alto riesgo, por lo que es necesario estudiar a este tipo de sistemas, para considerar las fallas a las que pudieran estar sujetos y permitan prever el colapso.

Esta investigación estudia el comportamiento y respuesta sísmica de un marco de concreto que forma parte del Distribuidor Vial San Antonio, se obtiene la fragilidad sísmica y las estadísticas de los máximos de la distorsión de entrepiso, considerando sismos de diferentes magnitudes simulados a través del método de la función de Green empírica. La señal de Green (semilla) utilizada corresponde al sismo del 19 abril de 1989, registrada en Esparza y Oteo. La estructura en estudio es del tipo doble marco, con una distribución de masas no uniforme en altura. El marco fue analizado considerando comportamiento no-lineal.

ABSTRACT

In 1989, some bridges structures suffered major damage during the Loma Prieta earthquake at California. Cypress Street Viaduct was a two-level elevated freeway structure, and it collapsed catastrophically crushing cars and trucks as the second level pancaked onto the first level. The performance of the viaduct is the particular interest to the bridge design, behavior and research community. The results of time-history analyses indicate that collapse was initiated by a shear failure of the pedestal regions.

The significance of this observation is that the upper girder-to-column connections, while probably suffering flexural cracking to shear failure of the pedestals. Had the upper girder-to-column connections failed prior to pedestal failure, by either compressive crushing or bar pullout, the collapse would have likely been in lateral rather than a vertical direction.

At the present, viaducts two-level elevated have been built in the Mexico City. San Antonio Viaduct is part of the transport system, and it is linking Miguel Aleman Viaduct with south Periferico. Seismic areas affect the performance of these structures, therefore they could be vulnerable to damage in future earthquakes, it provides an excellent opportunity to evaluate their seismic response and prevent collapse.

This research studies the seismic response and behavior of a RC frame that belongs to the San Antonio distributor freeway; it is obtained the seismic fragility and the statistics of the maximum inter-story drifts, considering different magnitude simulated seismic signals by the empirical Green function method. The Green functions used, corresponds to earthquake registered in 19 April 1989 at Esparza and Oteo. The structure studied is a double frame type with a non uniform mass distribution in height. The frame was analyzed using non-linear behavior

TITULO DE LA TESIS

CONTENIDO GENERAL

	Pág.
RESUMEN	I
ABSTRACT	II
Contenido general	III
Lista de tablas	VIII
Lista de figuras	IX
Simbología	XIII

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

I.1 Introducción	2
I.2 Antecedentes	3
I.3 Objetivo	7
I.4 Justificación	7
I.5 Metas	8
I.6 Planteamiento del problema	8
I.7 Contenido de la tesis	9

CAPÍTULO 2. CLASIFICACIÓN Y ESTRUCTURACIÓN DE PUENTES URBANOS	11
2.1 Introducción de puentes	12
2.2 Clasificación de puentes urbanos	12
2.2.1 Según el material planeado	12
2.2.2 Según el obstáculo que salvan	13
2.2.3 Según el sistema estructural	14
2.2.4 Según su destino	15
2.2.5 Según el anclaje	15
2.2.6 Según el sistema constructivo empleado	16
2.2.7 Según la ubicación de la calzada	16
2.3 Configuraciones estructurales	17
2.3.1 Tipo árbol o péndulo	17
2.3.2 Tipo marco	18
2.3.3 Tipo marco de dos niveles	20
2.4 Elementos del sistema estructural	21
2.4.1 Infraestructura y Cimentación	22
2.4.2 Subestructura	23
2.4.3 Superestructura	24
2.5 Características de los puentes urbanos en la Ciudad de México	28
2.5.1 Segundos niveles en viaducto y periférico	29
2.5.2 Red del sistema de Transporte Colectivo Metro	30

CAPÍTULO 3. COMPORTAMIENTO DINAMICO EN PUENTES URBANOS VEHICULARES	31
3.1 Introducción	32
3.2 Características de la respuesta dinámica en puentes	32
3.3 Comportamiento dinámico de los puentes en función del periodo y la rigidez	33
3.4 Indicadores de la respuesta no lineal en estructuras	34
3.4.1 Requerimientos de ductilidad de curvatura	37
3.4.2 Requerimiento de desplazamiento	38
CAPÍTULO 4. MODELADO Y EVALUACIÓN DEL ESTADOS LIMITE DE DISTORSIÓN DE LOS MARCOS DE CONCRETO	41
4.1 Introducción	42
4.2 Hipótesis para el modelado	43
4.3 Descripción de la estructura en estudio	44
4.4 Elementos Estructurales	47
4.5 Propiedades de los materiales	49
4.6 Modelado de Marcos de Concreto	49
4.6.1 Resistencia de los Elementos	51
4.6.2 Diagrama de interacción de las columnas	51
4.6.3 Superficies de Fluencia de las Trabes	52
4.7 Constante de rigidez a flexión	54
4.7.2 Modelo mecánico bilineal	54

4.8 Método de Análisis	55
4.9 Registros Sísmicos	57
4.10 Análisis Sísmico	58
4.11 Evaluación del comportamiento no lineal	59
5.1 CONFIGURACIÓN DE DAÑO	59
5.1.2 Desplazamiento máximo y ductilidad global	62
5.1.3 Distorsiones	66
CAPÍTULO 5. SIMULACIÓN SÍSMICA UTILIZANDO EL MÉTODO DE LA FUNCIÓN DE GREEN EMPÍRICA	67
5.1 Descripción del método de simulación sísmica utilizado	68
5.2 Bases teóricas del procedimiento de simulación	70
5.3 Procedimiento de Simulación	74
5.3.1 Simulación de sismos en la estación de CU	74
5.3.2 Función de Transferencia	77
5.3.3 Método de la función de Transferencia	78
5.4 Fragilidad sísmica del marco E5-B17 del distribuidor vial San Antonio	82
Conclusiones	89
Referencias bibliográficas	91
Anexo 1 Estructura general de comandos DRAIN 2DX	94
Anexo 2 Registros sísmicos simulados	96
Anexo 3 Configuraciones de daño de los marcos	98
Anexo 4 Sismos simulados con la función de Green en CU	102

Anexo 4 Sismos simulados con la función de Green en Esparza y Oteo	105
Anexo 5 Estadística de las distorsiones máximas de entrepiso	109

LISTA DE TABLAS

CAPÍTULO IV

Numero	Titulo	Página
4.1	Propiedades Mecánicas de los materiales	49
4.2	Características de los acelerogramas simulados	58
4.3	Historias de cortantes y desplazamientos	64
4.4	Historias de ductilidades globales	64

CAPÍTULO III

Numero	Titulo	Página
5.1	Correlación de las aceleraciones medias máximas con la técnica de Carlos Reyes y la técnica de Mario Ordaz	77

LISTA DE FIGURAS

Pág.

CAPÍTULO I

Número	Título	Página
1.1	Sistema estructural formado por marcos de concreto de dos niveles.	2
1.2a	Puente en construcción de traves tipo cajón.	3
1.2b	traves tipo cajón	3
1.3	secciones utilizadas en puentes	4
1.4a	Localización del viaducto Cypress Street	5
1.4b	Viaducto Cypress Street	5
1.5	Configuraciones del viaducto Cypress Street. (a) Marco Tipo I. (b) Marco tipo II. (c) Marco tipo III.	6

CAPÍTULO II

Número	Título	Página
2.1	Puente de Brooklyn	13
2.2	Puente de acero de Coalbrookdale	13
2.3	Puente de dos niveles con traves cabezal y traves De rigidez	14
2.4	Colado en sitio y Prefabricado	16
2.5	Configuración tipo árbol	17
2.6	Configuración tipo árbol	17
2.7	Configuración tipo marco en cabezal recto	18
2.8	Configuración tipo marco con cabezal en arco	19
2.9	Configuración transversal tipo marco de dos niveles	20
2.10	Configuración longitudinal tipo marco de dos niveles	20
2.11	Elementos del Sistema Estructural	21
2.12	Pilotes utilizados en los distribuidores viales. Perforación y armado de pilas para puentes urbanos	22
2.13	Zapata aislada para recibir subestructura de distribuidor Vial	23
2.14	Zapata aislada para recibir subestructura de distribuidor Vial	23
2.16	Cabezal rectangular de sección constante. Cabezal Rectangular con forma de arco	25

2.17	Armado de trabe de rigidez primer nivel	25
2.20	Armado de firme estructural	27
2.21	Acabado final en distribuidor vial.	27
2.22	Distribuidor Vial Heberto Castillo	28
2.23	Distribuidor Vial San Antonio	28
2.24	Segundos niveles en Viaducto y Periférico	29
2.25	Línea 4, Línea 9	30
2.26	Línea B, Estación Romero Rubio, Estación San Lázaro	30

CAPÍTULO III

Numero	Titulo	Página
3.1	Espectros elásticos de diseño	33
3.2	Influencia del periodo en las estructuras	35
3.3	Relaciones entre la ductilidad y el factor de reducción de fuerza, igual desplazamiento e igual energía	35
3.4	Relación de momento-curvatura para un miembro a flexión de concreto reforzado	36
3.5	Columna en voladizo, diagrama de momento y distribución De curvatura	37
3.6	Distorsiones de entrepiso en un marco	38
3.7	Distorsión global en un marco	39

CAPÍTULO IV

Numero	Titulo	Página
4.1	Modelo simplificado	42
4.2	Configuración estructural del sistema seleccionado	45
4.4a	Características geométricas del marco longitudinal	46
4.4b	Características geométricas del marco transversal	46
4.5	Sección y armado de las columnas	47
4.6	Dimensiones y armado de los cabezales, sección tipo cajón con paredes ortogonales, sección tipo cajón con paredes inclinadas y sección maciza	48
4.7	Sección y armado de las trabes de rigidez, trabe de rigidez superior y trabe de rigidez inferior	48
4.8	Modelo del marco transversal E5-B17	50
4.9	Diagrama de interacción tipo columna	51
4.10	Diagrama de interacción de la columna y Marco E5-B17	52
4.11a	Superficie de fluencia del cabezal del marco E5	53
4.11b	Superficie de fluencia del cabezal del marco B17	53

4.12	Elemento viga-columna, zonas rígidas, momentos y rotaciones	54
4.13	Modelo mecánico bilineal de endurecimiento por deformación	55
4.14	Espectros Elásticos de Registros Sísmicos Simulados En la estación UC44	57
4.15	Configuraciones de los marcos con geometría variable	58
4.16	Configuraciones de daño con los sismos sintéticos UC-44 para el caso del marco real	61
4.17	Configuración de daño	62
4.18	Historias de cortantes y desplazamientos	63
4.19	Diagrama de histéresis cortante basal vs desplazamiento laterales	65
4.20	Distorsiones de los entrepisos	66

CAPITULO V

Numero	Titulo	Página
5.1	Representación esquemática de los métodos de suma de funciones de Green empíricas. El pequeño sismo registrado en la estación, representado en azul, es sumado varias veces para generar un terremoto grande en rojo.	69
5.2	Funciones de desplazamiento en varios puntos sobre una superficie de falla hipotética. Tanto la forma como la amplitud de las funciones de desplazamiento pueden variar irregularmente sobre la falla	70
5.3	Descripción de las funciones de Green. Puntos individuales sobre la superficie de falla, se desplazan con funciones $\bar{O}(t)$ de deslizamiento, como se indica en el grafico. El movimiento del terreno que ocurre en la posición del observador debido a una de las fuentes puntuales es la función de Green. Se indican las funciones de Green causadas por los puntos A, B y C	71
5.4	Sismo real registrado en la estación Esparza y Oteo de magnitud 6.9	74
5.5	Sismo real registrado en la estación CU de magnitud 6.9	75
5.6	Sismo real registrado en la estación CU de magnitud 6.9 y sismo simulado de magnitud 7.7	76
5.7	Función de transferencia para llevar un sismo del suelo firme al suelo blando	77

5.8	Función de transferencia	78
5.9	Metodología para la simulación sísmica	78
5.10	Sismo de CU en azul y Sismo de EyO en rojo, Alineación de las aceleraciones pico del sismo simulado en CU y el sismo real de Esparza y Oteo	79
5.11	Sismo simulado en la estación Esparza y Oteo utilizando La función de transferencia	80
5.12	Señal ajustada del sismo simulado en Esparza y Oteo de magnitud 7.4	80
5.13	Acelerograma y espectro de respuesta del sismo simulado En Esparza Y Oteo de magnitud 7.4	81
5.14	a) Histograma de la distorsión de entrepiso N1 del Marco E5-B17 Marco Real, Marco+1.5m en función de la Magnitud. (b) Histograma de la distorsión de entrepiso N1 Del Marco E5-B17 Marco Real, Marco+1.0m y Marco+1.5m Para la magnitud 8.5	83
5.15	a) Histograma de la distorsión de entrepiso N2 del Marco Real, Marco+1.0m y Marco+1.5m en función de la magnitud (b) Histograma de distorsión de entrepiso N2 del marco E5-B17 Marco Real, Marco+1.0m y Marco+1.5, para la Magnitud 8.5	84
5.16	Comparación de los Histogramas de la distorsión de los Entrepisos N1 (a) y N2(b) del Marco E5-B17 Real, +1.0m y +1.5m, para la magnitud 8.5	85
5.17	Curvas de fragilidad de nivel N1(a) y N2(b) del Marco E5-B17 Real,+1.0m y +1.5m correspondientes al estado limite de distorsión de entrepiso de 0.0001	86
5.18	Curvas de fragilidad de nivel N1 y N2 del Marco E5-B17 Real,1.0m y 1.5m correspondientes al estado limite de distorsión de entrepiso de 0.006	87

SIMBOLOGÍA

AASHTO Officials	American Association of State Highway and Transportation
A	Área efectiva de la sección transversal
A	Grupo de construcción con importancia principal
A _b	Área del bloque a compresión
A _c	Área efectiva de esfuerzo cortante
A _p	Área de torones
A _{p1}	Área 1 de torones
A _{p2}	Área 2 de torones
A _{sn}	Área de acero de refuerzo en el nivel “n”
a	Punto inicial de la zona rígida a
a´	Punto final de la zona a´
a _c	Altura de bloque a compresión del concreto (0.85C _c)
a _e	Aceleración espectral en el periodo fundamental de la estructura
a _m	Aceleración máxima
a _{me}	Aceleración máxima espectral
B	Grupo de construcción con importancia secundaria
B17	Cabezal B17
B18	Cabezal B18
b	Ancho de la sección transversal del elemento
b	Punto inicial de la zona rígida b
b´	Punto final de la zona rígida b´
b(n)	Ancho en función de la distancia “n”
b(y)	Ancho en función de la distancia “y”
C	Fuerza a compresión en el concreto
CC	Distancia al eje neutro
Caltrans	California Department of Transportation
CFE	Comisión Federal de Electricidad
C	Coefficiente sísmico de la zona propuesto por las normas
c/u	Cada uno
cm	Centrimeto
cu´ (t)	Fuerza de amortiguamiento en función del tiempo
DRAIN-2DX	Dynamic Response Analysis of Inelastic 2-Dimensional X
d	Peralte efectivo de la seccion transversal del elemento
dn	Altura en función de la distancia “n”
d _p	Distancia al acero de presfuerzo en el nivel “n”
d _{p1}	Distancia al acero 1 de presfuerzo
d _{p2}	Distancia al acero 2 de presfuerzo
d _{sn}	Distancia al acero de refuerzo al nivel “n”

dy	Altura en función de la distancia y
E	Módulo de elasticidad
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
E_p	Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo
E_s	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo
E5	Cabezal E5
E5B17	Marco transversal formado por el cabezal E5 y B17
E6	Cabezal E6
E6B18	Marco transversal formado por el cabezal E6 y B18
e	Estribos
F_E	Fuerza lateral estática
f'_c	Resistencia del concreto
f''_c	Esfuerzo en el concreto ($0.85f'_c$)
f_y	Resistencia de fluencia del acero de refuerzo
f_{p1}	Esfuerzo en el acero 1 de presfuerzo
f_{p2}	Esfuerzo en el acero 2 de presfuerzo
f_{pe}	Esfuerzo efectivo
f_{ps}	Esfuerzo total del acero del presfuerzo
f_{py}	Resistencia de fluencia del acero de presfuerzo
f_{pu}	Resistencia ultima del acero de presfuerzo
f_{sn}	Esfuerzo en el acero de refuerzo en el nivel "n"
f_t	Factor de norma
ft	Pies
G	Módulo de esfuerzo cortante
G_c	Módulo de cortante del concreto
g	Aceleración de la gravedad
HS20-44	Highway trucks Semi-trailer 20 Kilolibras 1944
h	Altura de entrepiso
h_1	Altura 1 del entrepiso
h_2	Altura 2 del entrepiso
h_{s1}	Altura de la sección
h_{s2}	Altura de la sección
h_T	Altura total de entrepiso
IMT	Instituto Mexicano del Transporte
I	Momento de inercia
I	Zona sísmica en terreno firme
II	Zona sísmica en terreno de transición
III _d	Zona sísmica en terreno de arcilla
in	Pulgadas
Kg	Kilogramos
Km	Kilómetros
$K_u(t)$	Fuerza elástica en función del tiempo
Kg/cm^2	Esfuerzo kilogramos por centímetros al cuadrado

Km/hr	Velocidad kilómetros por hora
$K_{11}, k_{12}, k_{21}, k_{22}$	Constantes de rigidez a flexión
L	Longitud del elemento
L_p	Longitud plástica
M	Momento
$M_{(+)}$	Momento positivo
$M_{(-)}$	Momento negativo
M_a	Momento en el extremo a
M_b	Momento en el extremo b
M_c	Magnitud del sismo
M_y	Momento de fluencia
M_u	Momento ultimo
M_m	Momento máximo
M_n	Momento de falla en el diagrama de interacción
m	Metros
$m\ddot{u}(t)$	Fuerza de inercia en función del tiempo
m/s^2	aceleración metro por segundo al cuadrado
n	Distancia del eje neutro a d_n
Núm.	Número
NTC	Normas técnicas complementarias
NTC-S	Normas Técnicas Complementarias para el diseño por sismo
NTC-C construcción	Normas Técnicas Complementarias para el diseño y
P	Carga puntual
P_n	Carga de falla en el diagrama de interacción
$P(t)$	Fuerza de excitación o de impulso en función del tiempo
P_{ec}	Fuerza efectiva del acero de presfuerzo en las columnas
P_{et}	Fuerza efectiva del acero de presfuerzo en las trabes
P_{ic}	Fuerza de tensión inicial del acero de presfuerzo en las
columnas	
P_{it}	Fuerza de tensión inicial del acero de presfuerzo en las trabes
Q	Factor de comportamiento sísmico
$Q(y)$	Momento elástico
RCDF-2004	Reglamento de Construcciones de Distrito Federal
R	Factor de reducción de fuerzas sísmica
R	Dirección angular
R_e	Distancia al epicentro
r	Radio
r_o	Radio de giro
SCT	Secretaria de Comunicaciones y Transportes
seg.	Segundos
TAPO	Terminal de Autobuses de Pasajeros de Oriente
TR-IN	Trabe de rigidez inferior norte
TR-IS	Trabe de rigidez inferior sur
TR-SN	Trabe de rigidez superior norte

TR-SS	Trabe de rigidez superior sur
TR-Norte	Marco longitudinal formado por traves de rigidez norte
TR-Sur	Marco longitudinal formado por traves de rigidez sur
T	Toneladas
T ₁	Fuerza en el acero 1 de presfuerzo
T ₂	Fuerza en el acero 2 de presfuerzo
T _A	Trabe de apoyo
T _C	Trabe central
T _R	Trabe de rigidez
T _e	Periodo de la estructura
T _m	Periodo de la estructura con la aceleración máxima
T _o	Periodo cortó
T _{o'}	Periodo cortó con degradación de rigidez
T _{sn}	Fuerza en el acero de refuerzo en el nivel "n"
T _t	Periodo largo
T _{t'}	Periodo largo con degradación de rigidez
t	Tiempo
t _i	Tiempo inicial
t _p	Tiempo en el intervalo plástico
t _y	Tiempo en el intervalo de fluencia
t _{i+1}	Tiempo inicial más un instante
t _{i+2}	Tiempo inicial más dos instantes
UC44	Unidad colonia IMSS
UC44-w001	Registro sísmico simulado numero 1
UC44-w012	Registro sísmico simulado numero 12
UC-w024	Registro sísmico simulado numero 24
UC44-w063	Registro sísmico simulado numero 63
UC44-w089	Registro sísmico simulado numero 89
UC44-w90	Registro sísmico simulado numero 90
U _x	Dirección local eje x
U _y	Dirección local eje y
Ú (t _i)	Desplazamiento en función de tiempo
Ü (t _i)	Velocidad en función del tiempo
V	Velocidad
V	Cortante
V _E	Cortante estático
W	Peso de la estructura
X, Y, Z	Ejes globales
Y	Distancia al eje neutro
Y _b	Distancia al eje neutro al extremo inferior
Y _t	Distancia al eje neutro al extremo superior
Z	Distancia de la sección crítica al punto de inflexión
α	Coficiente de amortiguamiento dependiente de la masa
β	Coficiente de amortiguamiento dependiente de la rigidez

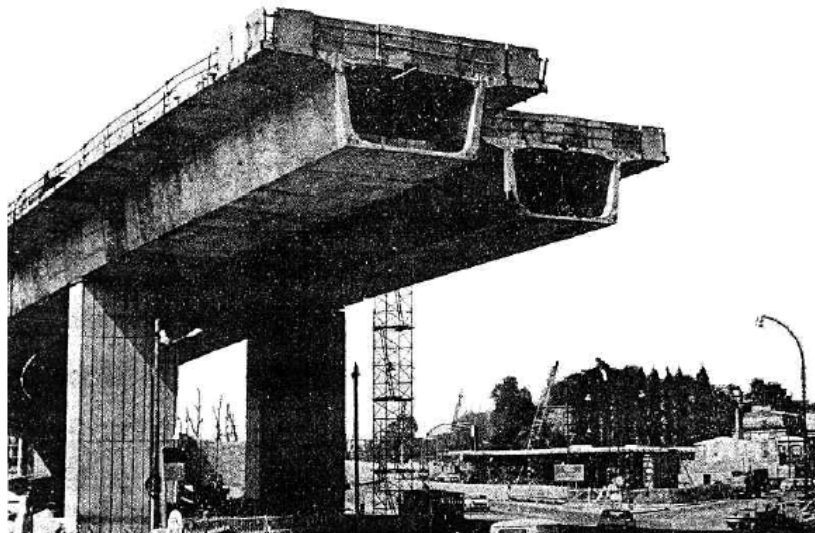
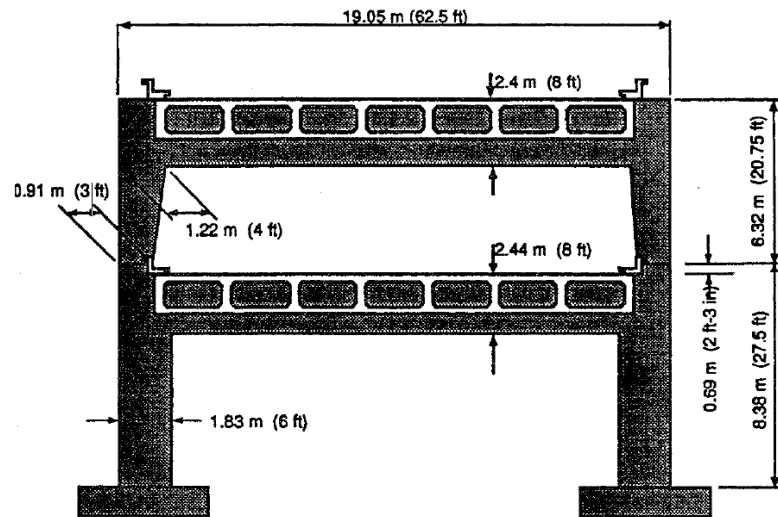
δ	Distorsión de entrepiso
Δ	Desplazamiento
Δ'_{u}	Desplazamiento último local
Δ'_{y}	Desplazamiento de fluencia local
Δ_1	Desplazamiento del entrepiso 1
Δ_2	Desplazamiento del entrepiso 2
Δ_{E1}	Incremento de la deformación en el acero 1 de presfuerzo
Δ_{E2}	Incremento de la deformación en el acero 2 de presfuerzo
Δ_i	Desplazamiento de entrepiso i-ésimo
Δ_{i-1}	Desplazamiento de entrepiso i-ésimo menos uno
Δ_m	Desplazamiento máximo
Δ_p	Desplazamiento plástico
Δ_r	Desplazamiento relativo
Δ_t	Duración del paso ó del intervalo de tiempo
Δ_u	Desplazamiento último
Δ_y	Desplazamiento de fluencia
E	Deformación
E_c	Deformación máxima del concreto
E_{ce}	Deformación por la descompresión completa del concreto
E_{cu}	Deformación por la carga última
E_{pe}	Deformación por la fuerza pretensora efectiva
E_{ps}	Deformación total del acero de presfuerzo
E_s	Deformación de acero de refuerzo
E_{sn}	Deformación de acero de refuerzo en el nivel 1
ϕ	Diámetro
r	Parámetro en función del módulo de elasticidad 0-10%
ρ_c	Peso volumétrico del concreto
ϕ	Curvatura
ϕ_m	Curvatura máxima
ϕ_u	Curvatura Última o de falla
ϕ_y	Curvatura de fluencia
λ_a	Factor de zona rígida extremo i
λ_b	Factor de zona rígida extremo j
λ_c	Factor de zona flexible
μ	Ductilidad
$\mu(-)$	Ductilidad en la dirección negativa
$\mu(+)$	Ductilidad en la dirección positiva
μ'_{Δ}	Ductilidad de desplazamiento local
μ_{Δ}	Ductilidad de desplazamiento
μ_{ϕ}	Ductilidad curvatura
μ_{θ}	Ductilidad rotacional
ν	Coefficiente de poisson

ν_c	Coeficiente de poisson del concreto
ν_s	Coeficiente de poisson del acero
θ	Rotación
θ_a	Rotación en el extremo a
$\theta_{a'}$	Rotación en el extremo a'
θ_b	Rotación en el extremo b
$\theta_{b'}$	Rotación en el extremo b'
θ_c	Rotación de columna
θ_p	Rotación plástica
θ_r	Grados de libertad rotacional
θ_R	Rotación alrededor del eje y
θ_u	Rotación máxima o última
θ_v	Rotación de viga
θ_y	Rotación de fluencia
θ_z	Rotación local
σ	Esfuerzo
t	Deformación por cortante
ω_i	Frecuencia del modo i
ω_j	Frecuencia del modo j
ω	Frecuencia
ζ	Porcentaje de amortiguamiento
ζ_i	Porcentaje de amortiguamiento para el modo i
ζ_j	Porcentaje de amortiguamiento para el modo j
[C]	Matriz de amortiguamiento viscoso
[K]	Matriz de rigidez
[M]	Matriz de masas
$\boxed{1}$	Numeración secuencial de columnas
$\textcircled{1}$	Numeración secuencial de traveses
%	Porcentaje
(-)	Dirección negativa de fluencia
(+)	Dirección positiva de fluencia
@	A cada
●	Varillas
°	Grados



Capítulo 1

Introducción





1.1 Introducción

Como consecuencia de los sismos ocurridos en décadas pasadas, 1989, Loma Prieta 1997, Northridge 1994, Kobe 1991, y recientemente Chile, la filosofía, criterios, y especificaciones para el diseño sismo-resistente de puentes han venido experimentando cambios importantes durante los últimos treinta años, con el propósito de mejorar las metodologías de análisis y diseño de las líneas vitales concernientes a puentes.

Por otra parte, dado el creciente aumento del parque vehicular en la Ciudad de México en la última década, se ha optado, como una alternativa, la creación de más infraestructura para el transporte urbano con el objeto de solucionar el problema vial, dando como resultado la construcción de puentes y distribuidores viales, con sistemas estructurales formados por marcos de concreto de dos niveles, figura 1.1.

Los modelos de puentes estudiados en este trabajo de tesis son del tipo marco rígido utilizado en zonas de alta sismicidad, pues restringen significativamente los desplazamientos; por sus características son estructuras de periodo corto y es adecuado estudiar su respuesta mediante análisis no-lineal. El presente estudio pretende analizar este tipo de estructuras para conocer el tipo de falla que pudieran presentar.



Fig. 1.1 Sistema estructural formado por marcos de concreto de dos niveles.



1.2 Antecedentes

El concreto presforzado ha demostrado ser técnicamente ventajoso, económicamente competitivo y estéticamente superior en puentes, desde las estructuras de claros muy cortos que emplean componentes prefabricados estándar, hasta las traveses tensadas con cables y las traveses de sección cajón continuo con longitudes de claros cercanas a los 304.8m (1000ft). (Cruz, 2008)

Recientemente, el interés ha estado enfocado principalmente en los elementos prefabricados pretensados (traveses, dovelas, etc.) de claro corto a mediano, que pueden llevarse a producción en masa con grandes economías en costos de mano de obra. Casi todos los puentes de concreto, aún los de claros relativamente cortos, son ahora presforzados. Se pueden usar los métodos de prefabricado, la construcción colada en sitio ó una combinación de ambos métodos. Estas unidades ofrecen un bajo costo inicial, un mantenimiento mínimo y una construcción rápida y fácil, con interrupción mínima de tránsito. Dichas traveses son por lo general pretensadas como las mostradas en la figura. 1.2a y 1.2b.

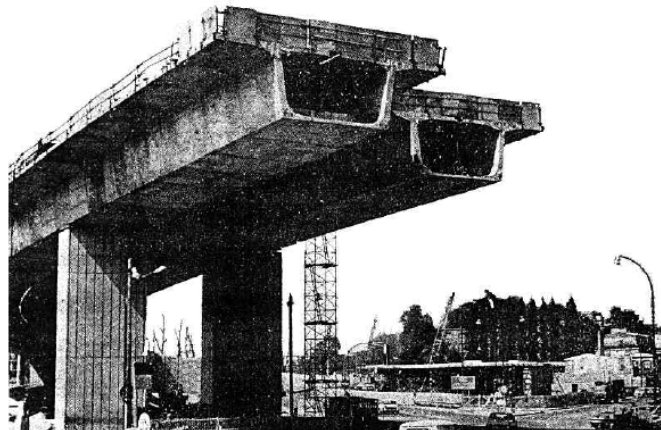


Fig. 1.2a Puente en construcción de traveses tipo cajón.



Fig. 1.2b Traveses tipo cajón.



Para los claros de puentes carreteros se puede aplicar directamente una carpeta asfáltica de rodamiento en la parte superior. Las secciones mostradas en la figura 1.3 son empleadas de acuerdo a las condiciones locales [Nilson, 1990].

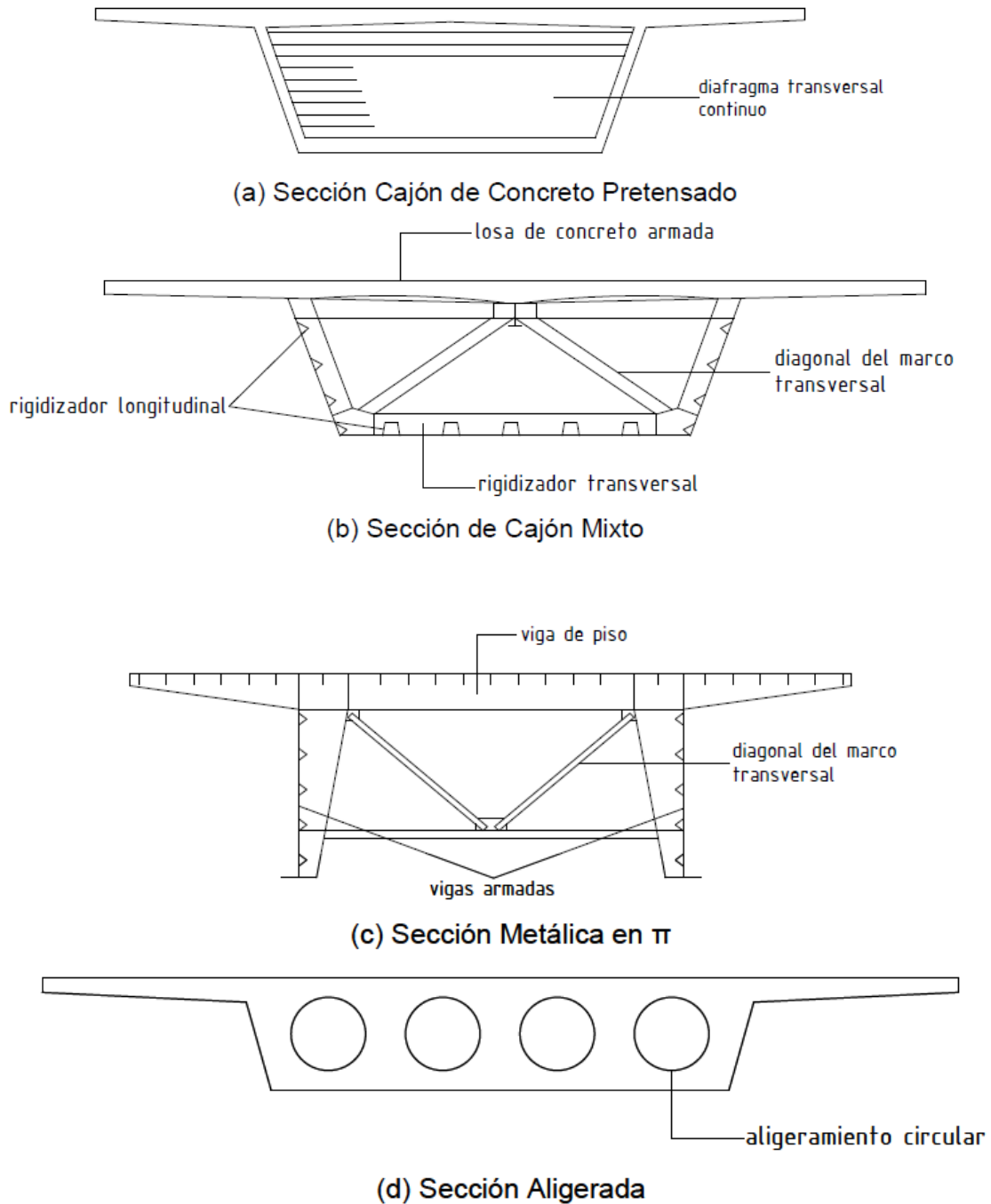


Figura 1.3 Secciones utilizadas en puentes



El viaducto Cypress Street, es uno de los primeros puentes de dos niveles utilizado en el transporte vehicular urbano, fue diseñado en 1951 y terminado en 1957. Se localiza al oeste de Oakland en el kilómetro I-880 de la carretera interestatal de la bahía de San Francisco-Oakland, figura 1.4a.

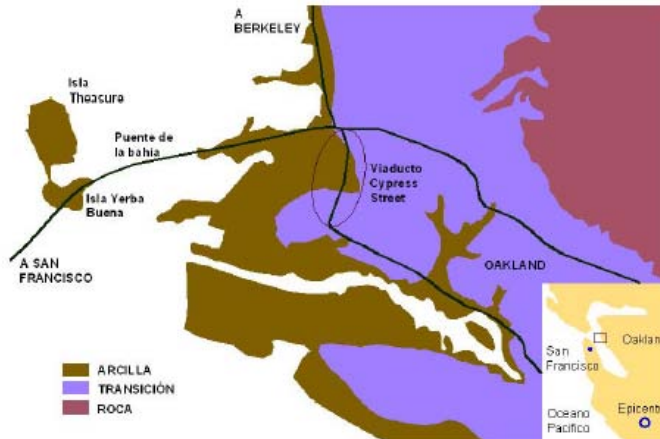


Figura 1.4a Localización del Viaducto Cypress Street

La estructuración del viaducto Cypress Street se compone de marcos de concreto de dos niveles, con una separación de 19.05 m (62.5 ft). Cada nivel del marco está constituido por traveses tipo cajón de concreto reforzado y por columnas rectangulares de sección constante y de sección variable, para el primer nivel y segundo nivel respectivamente, figura 1.4b.

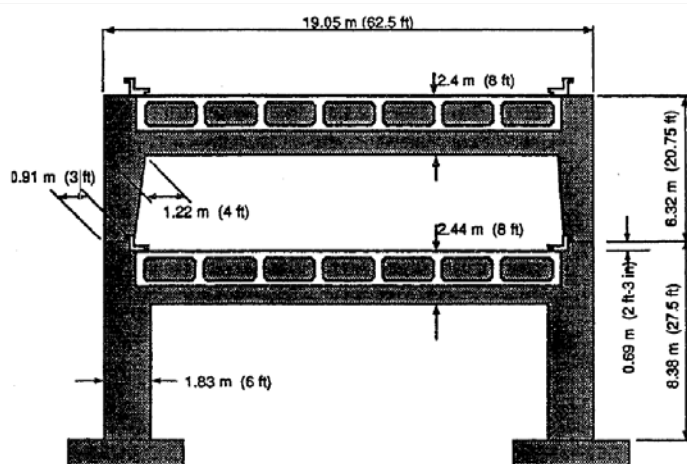


Figura 1.4b Viaducto Cypress Street.

El viaducto presenta tres configuraciones de marco, que dependen de la ubicación de las articulaciones a flexión, como se describe a continuación [Buckle y Goodson, 1990]



Marco tipo I. Marco con dos articulaciones:

Esta es la configuración más común en el viaducto, con dos articulaciones ubicadas en los pedestales sobre el primer nivel del puente, a 0.69 m (2 ft – 3 in) de distancia, formando dos marcos como lo muestra la figura 1.5(a).

Marco tipo II. Marco con tres articulaciones:

Este tipo de configuración, consta de dos articulaciones ubicadas debajo de la trabe del segundo nivel y una articulación en el pedestal de la trabe del primer nivel, a 0.69 m (2 ft -3 in) de distancia, como lo muestra la figura 1.5(b).

Marco tipo I. Marco simplemente apoyado:

La tercera configuración se caracteriza por tener dos articulaciones ubicadas debajo de la trabe del segundo nivel, formando dos columnas continuas desde la base hasta el apoyo de la trabe superior, como lo muestra la figura 1.5(c).

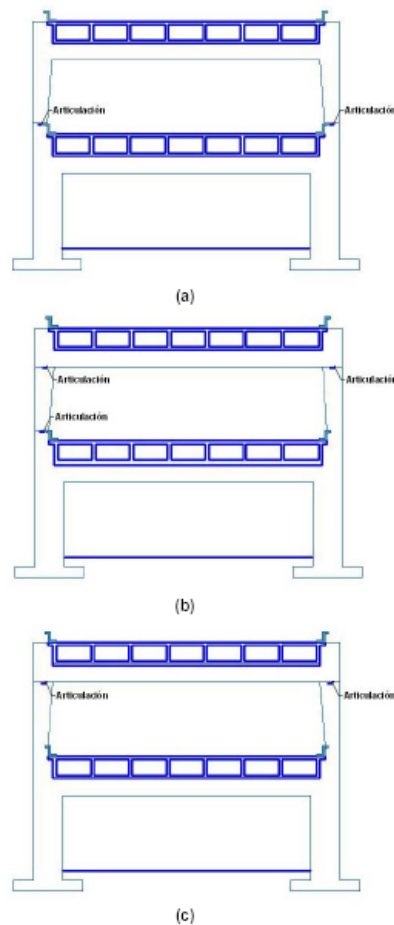


Figura 1.5 Configuraciones del viaducto Cypress Street. (a) Marco tipo I. (b) Marco tipo II. (c) Marco tipo III



1.3 Objetivo

Analizar la incursión de la estructura en el estado límite de distorsión de entrepiso para determinar su comportamiento estructural en función de distintas intensidades máximas de aceleración sísmica y verificar la pertinencia de aplicar el criterio de diseño de distorsión de entrepiso a marcos de concreto tipo utilizados en los distribuidores viales de la Ciudad de México del tipo de los que forman parte del distribuidor vial San Antonio.

1.4 Justificación

Los sismos generan daños en zonas débiles y cuando se trata de edificios, la falla en algún elemento de la estructura ante acciones sísmicas, no es catastrófica debido al alto grado de redundancia o hiperestaticidad existente en este sistema estructural, pero en las estructuras de puentes se tiene poca o nula redundancia, por lo tanto la falla de un elemento estructural puede llevar al colapso parcial ó total, ocasionando daños y pérdidas humanas durante sismos severos, como lo sucedido en Loma Prieta, Northridge, Kobe y recientemente Chile.

Debido a la necesidad de resolver el problema del tránsito, la construcción de puentes vehiculares urbanos se ha visto aumentada de manera importante en la Ciudad de México para dar solución. Por otra parte, con base en su comportamiento estructural, los puentes de dos niveles son una alternativa para el mejoramiento de la fluidez del tránsito urbano de zonas altamente congestionadas, como las ciudades en constante crecimiento y del menor espacio disponible.

Por otra parte, hasta la fecha en México no se cuenta con un reglamento propio para el análisis y diseño estructural de los puentes urbanos, lo que en la práctica ha condicionado al diseño mediante el empleo e interpretación de reglamentos extranjeros, así como la adaptación de la normatividad para edificios.

Los resultados derivados de estos estudios podrán servir como información para establecer parámetros y recomendaciones que ayuden al diseño sísmico de estructuras de puentes urbanos, así como para motivar a conformar apartados en reglamentos futuros o códigos a nivel nacional en materia de puentes.



1.5 Metas

Estudiar el comportamiento estructural de puentes urbanos tipo marco de dos niveles estructurados con diferentes distribuciones de masa y forma geométrica (variación de las alturas de las columnas).

Modelar un puente real estructurado con marcos de concreto reforzado y presforzado, considerando las variaciones de rigidez (longitud, sección transversal y armado) de sus elementos.

Estudiar el comportamiento sísmico de puentes urbanos de dos niveles mediante análisis dinámicos paso a paso, con la finalidad de determinar la respuesta sísmica en el dominio del tiempo.

Evaluar el impacto que tienen los sismos en las estructuras de puentes mediante un método que cuantifique, confiable y eficazmente, la probabilidad, la probabilidad de que dicha estructura incurriere en cierto nivel de daño por estar sujeta a un sismo de intensidad dada (Funciones de Green).

Estudiar el comportamiento no-lineal de puentes, para conocer la configuración de daño y la ductilidad de sus elementos estructurales, y además para obtener las distorsiones en los entrepisos.

Obtener la probabilidad condicional de que la respuesta de la estructura exceda el estado límite de distorsión de entrepiso cuando se le sujeta a sismos de intensidad dada.

1.6 Planteamiento del problema

En este trabajo se analiza la incursión de estas estructuras en el estado límite de distorsión de entrepiso para determinar su comportamiento en función de distintas intensidades máximas de aceleración y verificar la pertinencia de aplicar el criterio de diseño de distorsión de entrepiso a marcos de concreto tipo utilizados en los distribuidores viales, ya que éste es heredado de estudios realizados en edificios, sin embargo, los puentes tienen otras formas de estructuración y sus propiedades mecánicas y dinámicas, consecuentemente, se conciben de forma distinta.

Por consiguiente el estudio, se realiza con estadísticas del comportamiento no-lineal de marcos de concreto en 2D de puentes urbanos, de dos niveles, ubicados en el suelo de transición del Valle de México, sometidos diferentes acciones sísmicas de aceleración máxima y se determina la probabilidad condicional (curvas de fragilidad) de que la estructura incurriere en el estado límite de distorsión de entrepiso.



Para una mejor estimación de la respuesta estructural de puentes urbanos, se consideran cuatro configuraciones de los marcos estructurales, la primera se considera al marco real, en la segunda configuración se amplían las longitudes de las columnas por nivel 0.5m, la tercera configuración 1.0m más por nivel y la última configuración 1.5m por nivel, ya que existe una amplia gama de ellos, esto se debe a que dependen de las condiciones del lugar.

Se obtiene la fragilidad sísmica y las estadísticas de los máximos de la distorsión de entrepiso, considerando sismos de diferentes magnitudes simulados a través del método de la función de Green empírica. La señal de Green (semilla) utilizada corresponde al sismo del 19 abril de 1989, registrada en Esparza y Oteo.

1.7 Contenido de la tesis

La tesis se desarrolla en 5 capítulos. El primer capítulo, presenta un breve estado del arte sobre puentes urbanos y su evolución con los antecedentes y los estudios que se han realizado en puentes urbanos, además se presentan los objetivos, las metas, los alcances y justificación de este trabajo.

La clasificación y estructuración de puentes se muestran en el capítulo II, que contiene los aspectos más relevantes de los puentes urbanos empleados en la Ciudad de México, tales como las configuraciones, elementos estructurales y procedimientos constructivos

En el capítulo III, se describe el comportamiento estructural de puentes urbanos que depende de las características de la respuesta dinámica y del periodo fundamental de la estructura. También se presentan los indicadores de la respuesta de la estructura en el rango no-lineal, que nos sirve para evaluar el comportamiento.

En el capítulo IV, se describen las características geométricas de la estructura, las propiedades mecánicas de los elementos de los marcos y con ello se realiza el modelo el cual fue discretizado en pequeños elementos donde cambian sus propiedades mecánicas y geométricas, con el objeto de estudiar de forma detallada su comportamiento y conocer su estado de esfuerzos y deformaciones en esos puntos.

El capítulo V, concierne a la metodología empleada para la simulación de los sismos (según Reyes, Ordaz y Flores). También se muestran las características de los registros sísmicos que se utilizarán para el análisis no-lineal de la estructura, y se muestran los resultados de la respuesta estructural.



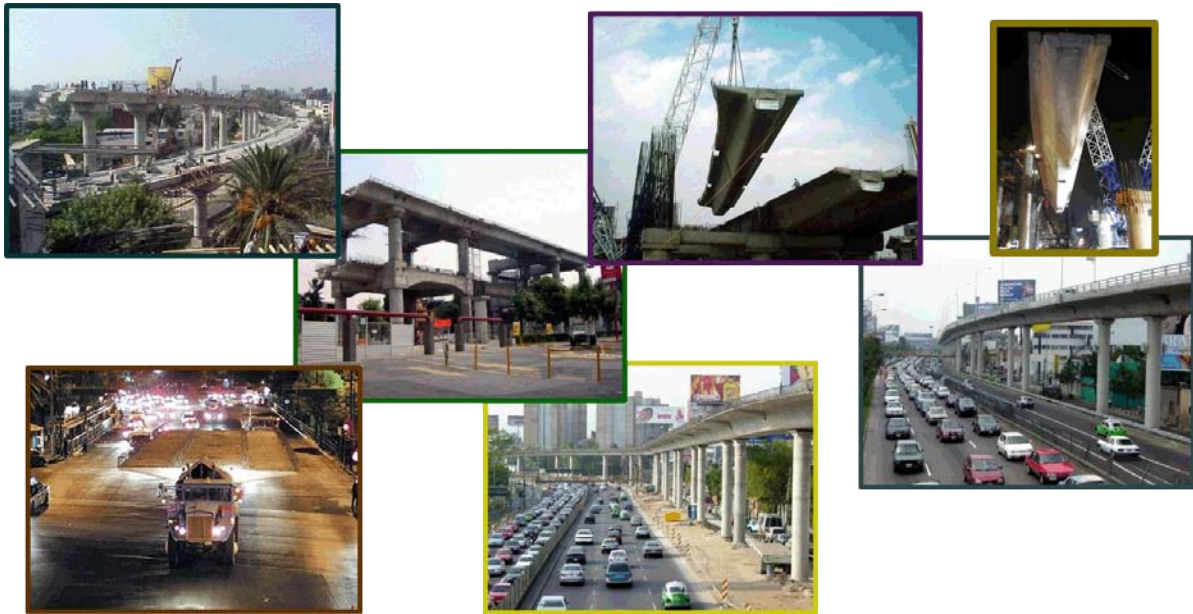
También se presentan los resultados numéricos obtenidos de los análisis paso a paso, así como la probabilidad de que la estructura incurriere en el estado límite de distorsión (curvas de fragilidad). Posteriormente, se presentan las conclusiones más relevantes que se obtienen de esta tesis.

Finalmente, se tienen los apéndices que describen las bases teóricas empleadas, la metodología para utilizar en DRAIN 2DX, y los resultados obtenidos en este trabajo.



Capítulo 2

Clasificación y estructuración de puentes urbanos





2.1 Introducción a los puentes

Los puentes carreteros generalmente son estructuras flexibles que se emplean para evitar obstáculos. En contraste, los puentes vehiculares urbanos son estructuras rígidas, que se emplean como vías rápidas para el traslado de vehículos a grandes distancias, construidos sobre las vías primarias, para reducir el tráfico en las grandes ciudades. Por lo cual, los puentes vehiculares urbanos tienen diferentes configuraciones, que dependen de las condiciones geométricas, la infraestructura y el ambiente urbano de la ciudad.

El comportamiento estructural de los puentes urbanos depende del tipo de configuración estructural, del detallado de los elementos estructurales, de los materiales, y las condiciones del suelo. Los puentes urbanos dan la impresión de ser sistemas estructurales simples, sin embargo han presentado problemas ante eventos sísmicos, como fue el caso del viaducto "Cypress Street". Los puentes con configuración tipo marco han sido frecuentemente empleados en zonas sísmicas, pues restringen de forma importante los desplazamientos laterales. Debido a esto, es necesario poner especial atención a los puentes urbanos construidos en zonas de alta sismicidad [Sánchez y Cruz. 2006].

2.2 Clasificación de puentes urbanos

Los puentes se pueden clasificar en diferentes tipos, de acuerdo a diversos conceptos como el tipo de material utilizado en su construcción, el sistema estructural predominante, el sistema constructivo utilizado, el uso del puente, la ubicación de la calzada en la estructura del puente, etc.

2.2.1 Según el material empleado en la construcción del puente pueden ser de:

- mampostería
- madera
- concreto armado
- concreto pretensado
- acero
- hierro forjado
- compuestos



La estructura de un puente no está constituida de un único material, por lo cual, esta clasificación difícilmente se adapta a la realidad. Por ejemplo, los puentes de arcos hechos con mampostería de ladrillos, normalmente tienen las bases construidas con mampostería de piedra ya que de este modo resultan más consistentes y más duraderos al embate de las aguas de un río, figura 2.1.



Figura 2.1 Puente de Brooklyn

2.2.2 Según el obstáculo que salvan los puentes pueden ser:

- acueductos: soportan un canal o conductos de agua.
- viaductos: puentes construidos sobre terreno seco o en un valle y formados por un conjunto de tramos cortos.
- pasos elevados: puentes que cruzan autopistas, carreteras o vías de tren.
- carretera elevada: puente bajo, pavimentado, sobre aguas pantanosas o en una bahía y formado por muchos tramos cortos.
- alcantarillas: un puente por debajo del cual transitan las aguas de un río o quebrada, figura 2.2.



Figura 2.2 Puente de acero de Coalbrookdale



2.2.3 Según el sistema estructural predominante pueden ser:

- isostáticos
- hiperestáticos

Aunque esto nunca será cierto al menos que se quisiera lograr con mucho empeño, todos los elementos de un puente no podrán ser isostáticos, ya que por ejemplo un tablero apoyado de un puente está formado por un conjunto altamente hiperestático de losa de calzada, vigas y diafragmas transversales (Trabes Cabezal y Trabes de Rigidez), cuyo análisis estático y dinámico es complicado de realizar, figura 2.3.



Figura 2.3 Puente de dos niveles con trabes cabezal y trabes de rigidez.

Este tipo de clasificación es cierta si se hacen algún tipo de consideraciones, como por ejemplo:

- se denomina "puente isostático" a aquel cuyos tableros son estáticamente independientes uno de otro y, a su vez, independientes, desde el punto de vista de flexión, de los apoyos que los sostienen.
- se denomina "puente hiperestático" aquel cuyos tableros son dependientes uno de otro desde el punto de vista estático, pudiendo establecerse o no una dependencia entre los tableros y sus apoyos.



También según el sistema estructural los puentes se pueden clasificar como:

- puentes en arco o arqueados (el elemento estructural predominante es el arco, utilizando como material de construcción el acero y que pueden ser estáticos o hiperestáticos). Pueden ser de:
 - tablero superior
 - acero con *tímpano* de celosía
 - arcadas y de hormigón
 - con tímpano abierto o macizo
 - tablero inferior, discurriendo la calzada entre los arcos, paralelos o no, con diversos tipos de sujeción.
- puentes colgantes. Constan de un tablero suspendido en el aire por dos grandes cables, que forman sendas catenarias, apoyadas en unas torres construidas sobre las pilas. El tablero puede estar unido al cable por medio de péndolas o de una viga de celosía. Existen diversos puentes colgantes con luces superiores a 100.

2.2.4 Según su destino los puentes pueden ser:

- viaductos
- para carretera
- para ferrocarril
- compuestos
- acueducto (soporte de tuberías de agua, gas, petróleo, etc.)
- pasarelas: pequeños puentes para peatones.

2.2.5 Según el anclaje:

- Puentes fijos: aparecen anclados de forma permanente en las pilas. Dentro de este tipo destacan los puentes de placas, cuya armadura es una losa de concreto reforzado o pretensado que salva la distancia entre las pilas. Es una construcción bastante común en las autopistas.
- Puentes móviles: pueden desplazarse en parte para dar paso a embarcaciones
- Puentes de pontones: apoyado sobre soportes flotantes, por lo general móviles, por su complejidad se usan muy rara vez.



2.2.6 Según el sistema constructivo empleado. Esta clasificación generalmente se refiere al tablero.

- vaciado en sitio: si la colada de concreto se hace sobre un encofrado dispuesto en el lugar definitivo.
- losa de concreto armado o postensado sobre vigas prefabricadas (de concreto armado o precomprimido vigas inetálicas, etc.).
- tablero construido por voladizo sucesivos (por dovelas prefabricadas o vaciadas en sitio); puede ser construido por adición sucesiva de elementos de acero, soldados 6 empernados.
- tablero atirantados
- tablero tipo arpa, con doble fila de soporte o una sola fila
- tablero lanzado (el tablero se construye en uno de los extremos del vano a cubrir y se lleva a su sitio deslizándolo sobre rodillos, suplementando el extremo delantero de la estructura con un elemento estructural auxiliar, llamado "nariz de lanzamiento")



(a)

(b)

Figura 2.4 (a) Colado en sitio. (b) Prefabricado.

2.2.7 Según la ubicación de la calzada los puentes pueden ser:

- de calzada superior: cuando la estructura portante tablero está ubicada íntegramente debajo de la calzada.
- de calzada inferior: son los tableros cuya estructura portante está ubicada a los lados de la calzada sobresaliendo de su superficie o que esté ubicada por encima de la misma.

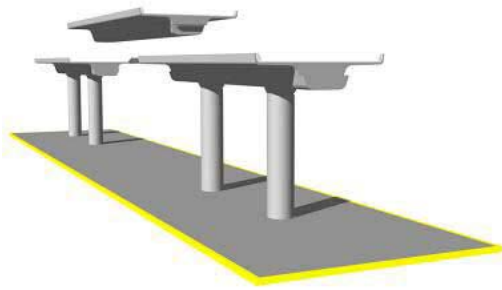


2.3 CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES

Las configuraciones en los puentes urbanos dependen en gran medida de interferencias como: instalaciones hidráulicas, instalaciones eléctricas, instalaciones telefónicas, vialidades principales y secundarias, estaciones del metro, vías de ferrocarril, monumentos, arboles, ciclo pistas, etc. Por lo que existen diferentes tipos de configuraciones de acuerdo a las condiciones de sitio, que pueden clasificarse en las siguientes categorías.

2.3.1. Tipo árbol o péndulo

Esta configuración estructural está constituida por una columna aislada, cimentada en una zapata, la cual a su vez esta desplantada en pilas. Una o dos traveses tipo cajón pres forzadas, están apoyadas en las columnas, como lo muestra la figura 2.5a y 2.5b.



(a)



(b)

Figura 2.5 (a) y (b) Configuración tipo árbol.

En la dirección longitudinal se forma un marco con una trabe central, tipo cajón pres forzada, que se apoya en los extremos, con uno fijo y el otro móvil para tener una continuidad isostática, como lo muestra la figura 2.6.



Figura 2.6 Configuración tipo árbol.



Las ventajas del sistema estructural tipo árbol son las siguientes:

- si la superestructura tiene una conexión simplemente apoyada, las características de la respuesta estructural pueden considerarse iguales en la dirección transversal y longitudinal, optimizado así el diseño sísmico. Sin embargo, si las propiedades de los elementos cambian en cada dirección, el periodo natural de vibración es diferente, transversal y longitudinalmente, por consiguiente las fuerzas sísmicas también serán diferentes,
- puesto que habrá solamente una articulación (estructuras con una línea de defensa), el comportamiento se puede determinar fácilmente con un alto grado de exactitud, y
- con una conexión monolítica columna-superestructura, la ductilidad de la columna y la estructura requieren ser idénticas [Priesley et al., 1996].

2.3.2. Tipo marco

La configuración tipo marco consiste en dos columnas cada una sobre una zapata, las cuales se desplantan en pilas; sobre las columnas se coloca el cabezal y a continuación se apoyan traveses, tipo cajón pres forzadas, formando un marco en la dirección transversal. Este tipo de configuración puede tener un cabezal recto o en forma de arco como lo muestran las figuras 2.7 y 2.8.



Figura 2.7 Configuración tipo marco con cabezal recto.



Figura 2.8 Configuración tipo marco con cabezal en arco.

Las ventajas del sistema estructural tipo marco son las siguientes:

- con una conexión monolítica columna-superestructura, las características de la respuesta en la dirección longitudinal y transversal pudieran ser iguales,
- si las bases de las columnas están empotradas a la cimentación de la estructura, los momentos inducidos en las columnas serán significativamente menores que para la configuración de columnas individuales tipo árbol, además permite reducciones por tener mayor número de columnas,
- las fuerzas de diseño en la cimentación pueden ser reducidas si existe una articulación en la base de las columnas, pero a costa del incremento en los momentos de las columnas,
- como un resultado de la configuración estructural, teniendo mayores redundancias, la menor seguridad es proporcionada por el desempeño satisfactorio de una articulación plástica crítica,
- los desplazamientos serán menores comparados con la configuración de columna individual tipo árbol, y
- una mejor distribución del momento, en la unión superior de la columna con la superestructura, es posible para conexiones monolíticas, respecto a las otras configuraciones de columna individual tipo árbol [Priesley et al., 1996].



2.3.3 Tipo marco de dos niveles

Esta configuración, tiene dos niveles de vialidad más el nivel de la avenida. La configuración está constituida por cuatro zapatas aisladas apoyadas en pilas, sobre cada zapata se desplanta una columna. Para el primer y segundo nivel los cabezales se apoyan en las columnas formando dos marcos en dirección transversal, y dos traveses tipo cajón de concreto reforzado en la dirección longitudinal, como lo muestran las figuras 2.9 y 2.10, respectivamente. En los cabezales están embebidas unas traveses tipo cajón pres forzadas, como en los dos tipos anteriores.



Figura 2.9 Configuración transversal tipo marco dos niveles.



Figura 2.10 Configuración longitudinal tipo marco dos niveles.



Los grandes desplazamientos laterales de los marcos y los momentos de diseño de las columnas, se pueden reducir con la unión de las columnas por medio de una o más travesas de rigidez (TR), como lo muestra la figura 2.9. Este sistema ha sido usado normalmente en una configuración de cuatro columnas, formando un cuadrado en planta, como lo muestra la figura 2.10, para proporcionar igual rigidez y resistencia en ambas direcciones transversal y longitudinal. Con esta configuración es sencillo proporcionar una conexión apoyada en la superestructura, con un diagrama rígido conectado en la parte superior de las columnas.

Sin embargo, es necesario estudiar en forma detallada a esta configuración, para conocer su comportamiento ante acciones sísmicas. El estudio realizado en este trabajo se orienta en ese sentido.

2.4 Elementos del sistema estructural:

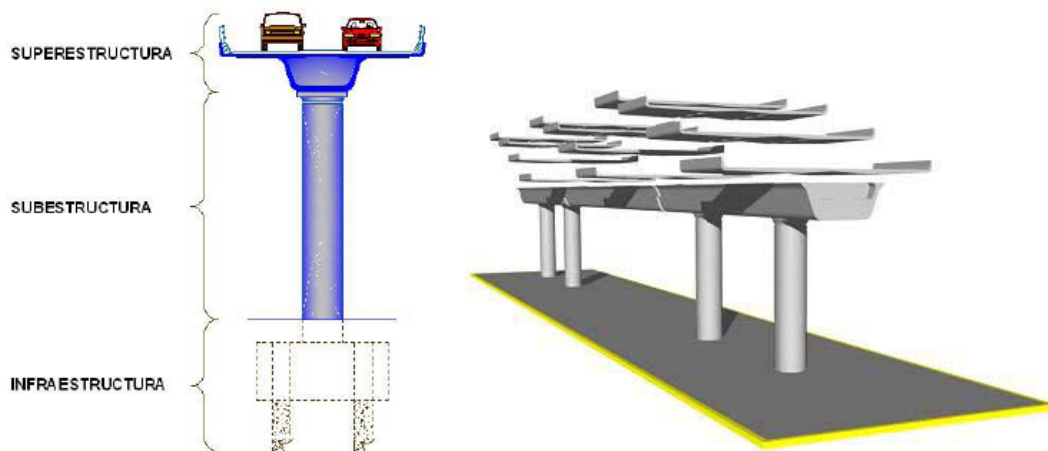


Figura 2.11 Elementos del Sistema estructural

El sistema estructural de los puentes se clasifica en infraestructura, subestructura y superestructura, como se muestra en la figura 2.11. La infraestructura está formada por zapatas aisladas apoyadas en pilas o directamente en el terreno, dependiendo de las acciones en la estructura y de la capacidad del suelo. La subestructura está compuesta por columnas, las cuales se desplantan sobre zapatas individuales. La superestructura está constituida principalmente por travesas tipo cajón prefabricadas y coladas en sitio. Las travesas prefabricadas se les denominan como cabezales, travesas de apoyo y travesas centrales, las coladas en sitio se conocen como travesas centrales. Además, de un firme estructural que se coloca sobre estas travesas [Sánchez y Cruz 2007].



Los elementos estructurales comúnmente empleados en los puentes urbanos de la Ciudad de México, se describen a continuación.

2.4.1 Infraestructura y Cimentación

a) Pilas o pilotes

Son elementos estructurales que transmiten cargas de la superestructura a estratos resistentes del terreno. En los puentes urbanos se han utilizado dos tipos de pilotes, de sección cuadrada de concreto reforzado y de sección circular de concreto pres forzado. Los primeros son de 0.40 m por 0.40 m, hincados a una profundidad promedio de 29 m dependiendo de los estudios de mecánica de suelos, como lo muestra la figura 2.12. Los pilotes de sección circular tienen un diámetro de 0.80 m, y son perforados hasta la primera capa dura.



(a)



(b)

Figura 2.12 (a) pilotes utilizados en los distribuidores viales. (b) Perforación y armado de pilas para puentes urbanos.

b) Zapatas

Son elementos estructurales que distribuyen las cargas a los pilotes, estas están constituidas por cajones de cimentación aligerados, de concreto reforzado colocado en sitio como lo muestra la figura 2.13. Tienen una sección promedio de 5.75 m de largo por 3.95 m de ancho, una profundidad de 3.55 m y un espesor en las paredes del cajón de 1.10 m a 1.65 m.



Figura 2.13 Zapata aislada para recibir subestructura de distribuidor vial.

2.4.2. Subestructura

Las columnas son de concreto reforzado o pres forzado, prefabricados o colocados en sitio. Se han utilizado dos tipos de columnas, sección circular y sección oblonga, de 1.80 m de diámetro y 2.00 m largo por 0.90 m de ancho, respectivamente. Aunque ha prevalecido las columnas circulares sobre las oblongas en los distribuidores viales de la ciudad de México [Rioboo, 2004].



Figura 2.14 Zapata aislada para recibir subestructura de distribuidor vial.

En la unión columna-zapata se han empleado dos tipos de conexión, una con acero reforzado y otra con acero presforzado.



Las columnas con conexión zapata-columna con acero de refuerzo son prefabricadas o coladas en sitio, las prefabricadas son montadas en cuatro perforaciones de las columnas, una en cada esquina del capitel mostrado en la figura 2.15 (a).



(a)

(b)

Figura 2.15 (a) Conexión con acero de refuerzo (b) Conexión con acero presforzado.

Las columnas con conexión zapata-columna con acero pres forzado son prefabricadas, las cuales se ensamblan en la parte superior de la zapata por medio de una losa de concreto pres forzado, entrelazando el refuerzo de la zapata con los nuevos conectores de concreto postensado de la columna, para obtener una conexión monolítica como lo muestra la figura 2.15 (b).

2.4.3. Superestructura

a) Trabes cabezales

Los cabezales, también llamados traves portantes, tienen la función de rigidizar y portar las traves de apoyo (TA) y estas, a su vez, cargan a las traves centrales (TC).

Se han utilizado tres tipos de cabezales: rectangulares de sección constante, rectangulares tipo cajón de sección variable y rectangulares tipo cajón de sección variable con forma de arco, como se muestra en las figuras 2.16. Los cabezales se construyen en dos etapas; en la primera etapa se coloca una trabe prefabricada y en la segunda etapa se construye la parte restante; la cual es colada en sitio junto con las traves de apoyo, que están embebidas en el cabezal.



(a)

(b)

Figura 2.16 (a) Cabezal rectangular de sección constante. (b) Cabezal rectangular con forma de arco

b) Trabes de rigidez (TR)

Son elementos estructurales que rigidizan a los marcos en la dirección longitudinal, y han sido empleados en los marcos altos y marcos de dos niveles. La trabe de rigidez es rectangular tipo cajón de sección variable con forma de arco, de concreto reforzado colocado en sitio, con relleno de espuma de poliestireno, como lo muestra la figura 2.17. Las trabes de rigidez se construyen después de colocar el cabezal, las trabes de apoyo (TA) y las trabes centrales (TC). Además las trabes de rigidez se emplean como jardineras, para mantener la armonía con el ambiente urbano de la ciudad.



Figura 2.17 Armado de trabe de rigidez primer nivel.



c) Trabes de la superestructura (TA, TC)

Son elementos estructurales que conforman la calzada de los puentes, se han utilizado una, dos, tres o hasta cuatro travesas juntas. Las travesas de apoyo (TA) y las travesas centrales (TC) son elementos de sección cajón de concreto reforzada o preesforzada, prefabricada o colocada en sitio de una pieza o dos, como se muestra en las figuras 2.18 y 2.19. Las travesas de apoyo (TA) quedan embebidas en los cabezales o se conectan directamente a la columna, y las travesas centrales (TC) se apoyan sobre las travesas de apoyo (TA).



Figura 2.18 Perspectiva de una trabe de apoyo.



Figura 2.19 Trabe central tipo cajón.



d) Firme estructural

El firme estructural es una losa de concreto reforzado colada en sitio, como lo muestra la figura 2.20 y 2.21, con el objetivo de generar un diafragma estructural rígido con las traveses de la superestructura. Después de colocar el firme estructural, se procede a la pavimentación y colocación de los accesorios. En ocasiones se construye una losa con forma triangular en planta entre el cabezal y las traveses de apoyo (TA), esta losa evita el movimiento relativo entre las traveses y además se emplea como jardinera.



Figura 2.20 Armado de firme estructural.



Figura 2.21 Acabado final en distribuidor vial.



2.5 Características de los puentes urbanos en la Ciudad de México

Hoy en día existe una gran variedad de puentes urbanos en México, los cuales han sido inicialmente empleados para evitar intersecciones con: avenidas, carreteras, líneas férreas, causes de ríos o centros de alta concentración. Todos ellos construidos en varios estados de la República Mexicana, teniéndose la mayor concentración en la Ciudad de México.

Actualmente, la mayoría de los puentes urbanos son empleados para solucionar el problema vial, para el traslado de pasajeros, principalmente transporte público y privado.

La construcción de los puentes urbanos en la Ciudad de México, se iniciaron con los puentes elevados para la red de transporte urbano, del SCT del metro. Posteriormente con la construcción de distribuidores viales y viaductos sobre avenidas principales de las ciudad, tales como el segundo piso del periférico, el distribuidor vial Heberto Castillo figura 2.22, el de San Antonio figura 2.23, la Concordia, por mencionar algunos.



Figura 2.22 Distribuidor Vial Heberto Castillo



Figura 2.23 Distribuidor Vial San Antonio



2.5.1 Segundos niveles en viaducto y periférico

Una de las acciones más importantes en este sentido es la construcción de los segundos niveles en Periférico y Viaducto, cuyo objetivo principal es lograr una mejor fluidez en la vialidad y una reducción en los índices de contaminación.

Son arterias ahora estrechas que conectan áreas en crecimiento de la ciudad y del área metropolitana, figura 2.24.

Por todo ello estas vialidades estratégicas para los corredores de viajes, presentan un alto grado de congestionamiento, con la consiguiente pérdida de velocidad, aumento en el consumo de combustibles fósiles, incremento en las emisiones contaminantes y afectaciones consiguientes a las horas hombre y a la salud de sus usuarios. Además, el grave congestionamiento de estas vialidades provoca un “derrame” de vehículos que congestionan vialidades primarias cercanas e incluso vialidades secundarias.

Los segundos niveles se presentan como la opción más racional para aumentar la fluidez y la velocidad, y con ello, reducir costos y afectaciones a la salud en esos corredores vitales de los viajes Norte – Sur y Oriente – Poniente; porque reduce costos de inversión al aprovechar infraestructura ya creada, no afecta usos del suelo porque se trata de aprovechar los derechos de piso ya creados y por ello evita que se afecte el suelo de conservación, permite volver a ordenar los viajes regionales al fortalecer las principales vialidades de acceso controlado, y sus impactos ambientales y urbanos se reducen porque el principal impacto se hizo cuando fueron creadas estas vialidades en los años cincuenta y sesenta.

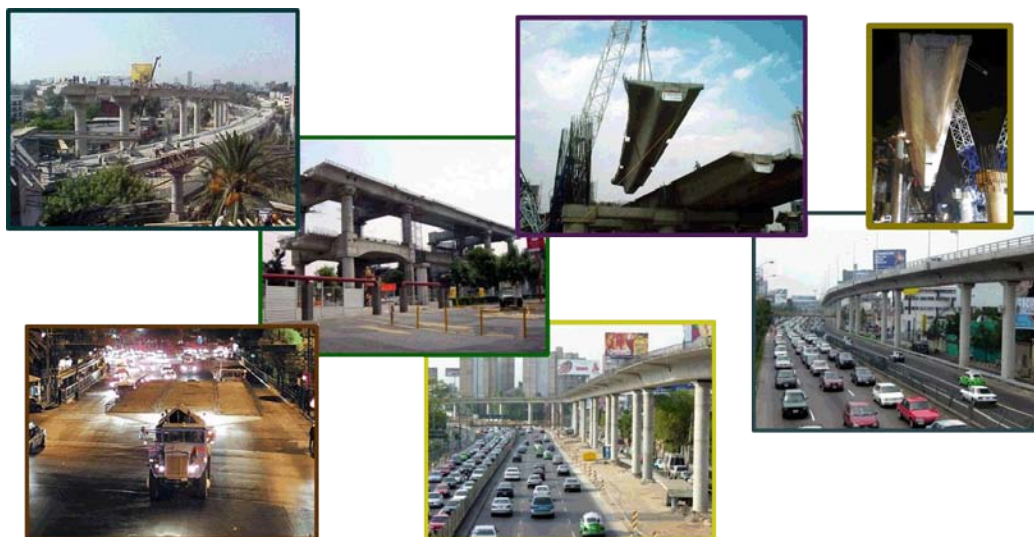


Figura 2.24 Segundos niveles en Viaducto y Periférico.



2.5.2 Red del Sistema de Transporte Colectivo Metro

En la red del STC (Sistema de Transporte Colectivo) del metro, se emplearon puentes elevados en la construcción de la línea 4 (Santa Anita-Martin Carrera), la línea 9 (Pantitlan -Tacuba ya), y línea B (Buenavista-Cd. Azteca), figura 2.25.



(a)

(b)

Figura 2.25 (a) Línea 4. (b) Línea 9.

En la línea B, se construyeron gramos elevados desde la estación San Lázaro hasta la estación Oceanía, en donde la configuración transversal está formada por una columna aislada y la configuración longitudinal se forma un marco con doble columna, como se muestra en la figura 2.26 (a).

En la estación San Lázaro la configuración cambia a marcos con columnas circulares, esto se debe al acceso de la central camionera (TAPO), la cual se muestra en la figura 2.26 (b). La sección transversal de la trabe es tipo cajón pretensado prefabricado, con un peralte de 1.40 m y un ancho de 8.20 m. Las columnas son de sección variable, circular en la parte superior y oblonga en la base. Este sistema tiene un claro de 42 m.



(a)

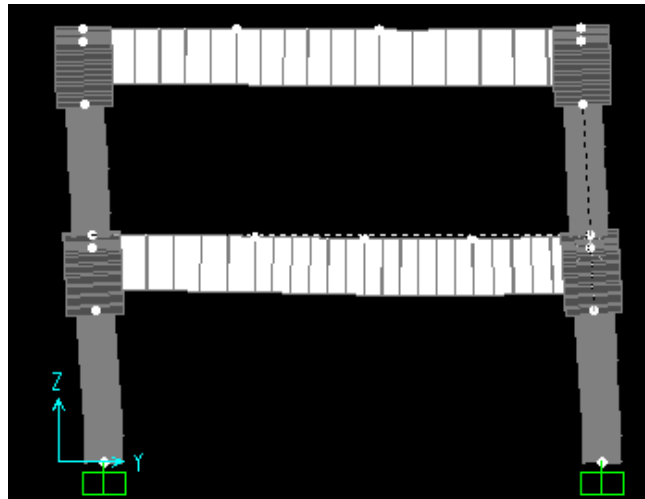
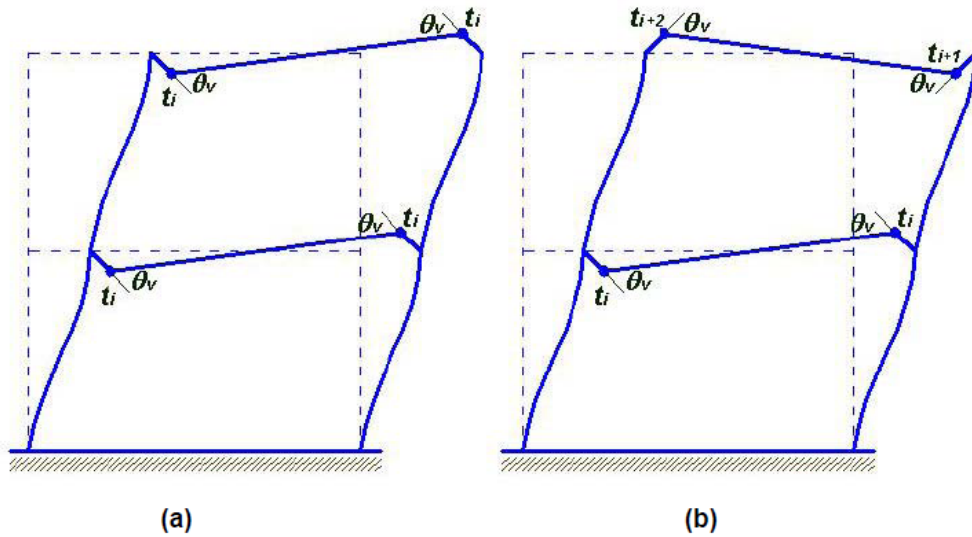
(b)

Figura 2.26 Línea B (a) Estación Romero Rubio. (b) Estación San Lázaro.



Capítulo 3

Comportamiento dinámico en puentes urbanos vehiculares





3.1 introducción

Una estructura que incurre en varios ciclos de comportamiento plástico cuando se somete a una excitación sísmica severa puede sufrir una degradación excesiva de sus propiedades estructurales, lo que puede provocar su falla a niveles de deformación que están muy por debajo de los que alcanza cuando se le sujeta a un estado de desplazamiento monótonamente creciente. Debido a esto, es necesario incorporar al diseño sísmico información que permita caracterizar numéricamente la severidad de las demandas plásticas acumuladas.

Debido a esto, en algunos casos, como lo es el de las estructuras sujetas a la acción de excitaciones sísmicas de larga duración, las demandas máximas de deformación no permiten caracterizar adecuadamente el nivel esperado de daño estructural (Reinoso 1996, Bojórquez 2007, Rodríguez y Padilla 2008).

Es evidente que no sería económico diseñar una estructura para que soporte el probable sismo más intenso sin daño. El costo de proporcionar resistencia para soportar vibraciones laterales de muy alta intensidad debe de ponderarse contra la importancia de la estructura y probabilidad de ocurrencia de sismos intensos (Park y Paulay, 1999).

El desafío en el diseño sísmico resistente, es principalmente concebir y detallar un sistema estructural que, sea capaz de sobrevivir a un nivel de movimiento lateral con un nivel de daño aceptable y baja probabilidad de colapso. El objetivo de los reglamentos es tener estructuras que se comparten elásticamente bajo sismos que se puedan esperar que ocurran más de una vez en la vida de la estructura. Para evitar el colapso durante el sismo más importante, los elementos deben ser tan dúctiles que absorban y disipen energía por medio de deformaciones inelásticas.

El orden de ductilidad involucrada puede estar asociado con deformaciones permanentes muy grandes de esa manera aunque la estructura no se desplomara o pudiese presentar colapso el daño resultante podría estar más allá de la reparación y la estructura sería una pérdida económica total (Cruz, 2008).

3.2 Características de la respuesta dinámica en puentes

En un sismo las estructuras están sujetas a los movimientos del terreno y responden de manera aleatoria. Cuando la estructura se comporta elásticamente, la aceleración máxima de la respuesta depende del periodo natural de vibración y de la magnitud del amortiguamiento presente en la estructura.



Los análisis dinámicos de estructuras que responden elásticamente a registros sísmicos típicos han indicado el orden de aceleración de la respuesta que pueden experimentar las estructuras (Park y Paulay, 1999).

La supervivencia de una estructura no depende solo de los niveles de la respuesta máxima, sino también de la duración del movimiento del terreno y del número de ciclos donde la respuesta se acerca al nivel de respuesta máximo.

Los aspectos de respuesta de sismos reales, tienen forma irregular y presentan variaciones bruscas en la respuesta máxima en función del periodo natural. Por lo tanto, es posible que dos estructuras que tengan casi las mismas características dinámicas, respondan de manera muy distinta o un sismo dado. En la práctica este hecho tiene menos importancia de la que aparece a primera vista gracias a la influencia de amortiguamiento que hace menos bruscas las variaciones de los espectros, a la poca precisión en el periodo natural, por las incertidumbres que existen en el cálculo de masas y rigideces, y a las incursiones de la estructura en el intervalo inelástico, así como la interacción suelo estructura, que modifican el periodo fundamental de vibración (Bazan y Meli, 2000).

Los reglamentos de construcción define espectros suavizados en los que se ensanchan los picos y se elimina los valles. Los conceptos que se toman en cuenta en el cálculo de la ordenada espectral, para una estructura en la forma de un oscilador de un grado de libertad, son: el grupo de construcción a la que pertenece (A o B), zona en que se ubica la estructura (I a III_d) y el factor de comportamiento sísmico (Q). Con estos factores podemos definir una curva que muestra la variación de la aceleración espectral con el periodo (T) usando las tablas y formulas de las NTC-DS (Bazan y Meli, 2000). En la figura 3.1 se muestran los espectros elásticos de diseño para las construcciones del grupo A en las seis zonas que se definen en las NTC.

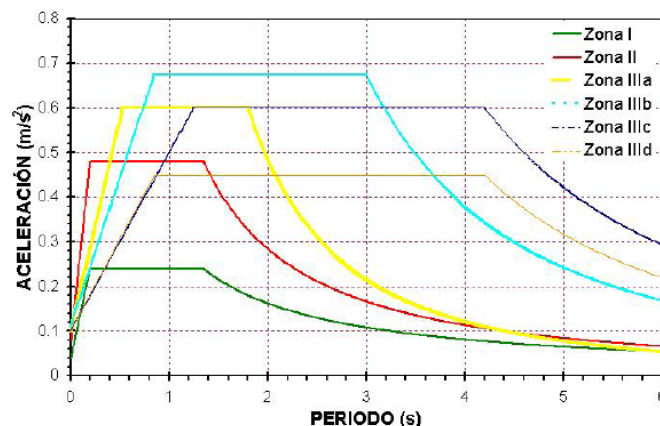


Figura 3.1 Espectros elásticos de Diseño



Para un intervalo de periodos, la aceleración máxima de respuesta de la estructura puede ser varias veces mayor que la aceleración del terreno. La aceleración máxima de la respuesta en estructuras con periodos largos de vibración puede experimentar poco más que la máxima aceleración del terreno, y a periodos mayores experimenta una aceleración menor a la máxima aceleración del terreno. Un aumento en el amortiguamiento generalmente produce una disminución en la aceleración de respuesta (Park y Paulay, 1999).

Las NTC-DS recomiendan una fuerza sísmica de diseño, que representa la fuerza lateral estática. Normalmente se aplica una fuerza lateral estática, equivalente para estructuras de múltiples niveles, con una distribución triangular con la altura, imponiendo la mayor fuerza en la parte superior, simulando con ello el perfil de deflexiones del primer modo de vibraciones reglamento utiliza fuerzas de diseño estáticas para determinar la resistencia de estructura necesaria para soportar las cargas dinámicas inducidas por el sismo.

3.3 Comportamiento dinámico de los puentes en función del periodo y la Rigidez

En zonas de alto peligro sísmico, la respuesta elástica puede implicar aceleraciones laterales tan grandes como la gravedad (9.81 m/s), el costo de proporcionar la resistencia necesaria para resistir fuerzas asociadas con este nivel de respuestas es excesivo, y los sistemas estructurales capaces de resistirlo son severamente limitados.

Cuando la estructura es capaz de responder inelásticamente en el nivel del sismo de diseño, sin deterioro importante de resistencia y desarrollando grandes desplazamientos, se dice que tiene ductilidad. La ductilidad, que debe ser proporcionada durante el sismo, implica posiblemente muchas incursiones en el rango inelástico en cada dirección y sentido.

En los análisis inelásticos en el tiempo, los sistemas de un grado de libertad con resistencia menor al nivel de la respuesta inelástica, por un factor de reducción (R), y con características elatos plásticas, presentan un comportamiento que depende del periodo natural de la estructura. En la figura 3.2 se muestra la influencia del periodo en las estructuras

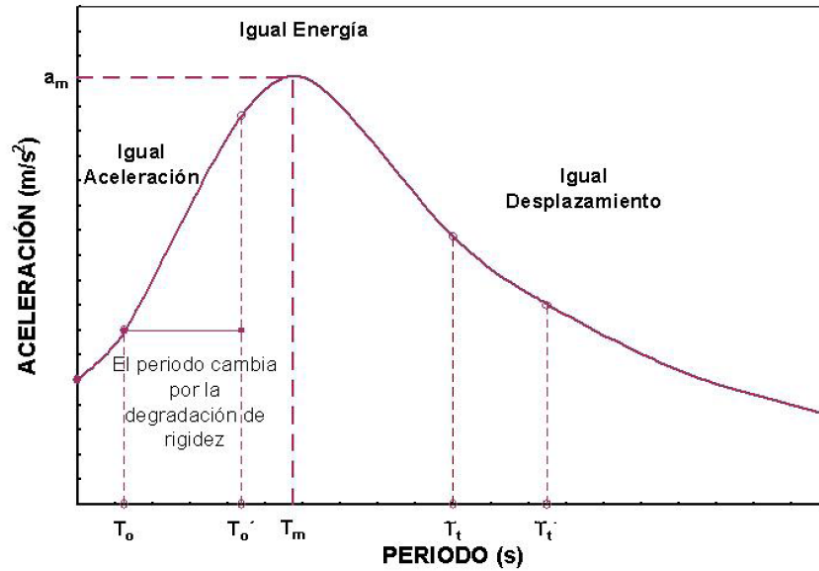


Figura 3.2 Influencia del periodo en las estructuras

En estructuras con periodos largos, mayores que la aceleración máxima elástica espectral ($T_e > T_m$) para el sismo en consideración, se observa que los desplazamientos máximos obtenidos por el sistema inelástico, son muy similares de aquellos obtenidos de un sistema elástico, con la misma rigidez elástica inicial del sistema inelástico pero sin límite de resistencia como se muestra en la figura 3.3 La geometría implica que la ductilidad del sistema inelástico (μ) es aproximadamente igual al factor de reducción (R) expresada como principio de igual desplazamiento con la ecuación:

$$\mu = R \quad 3.1$$

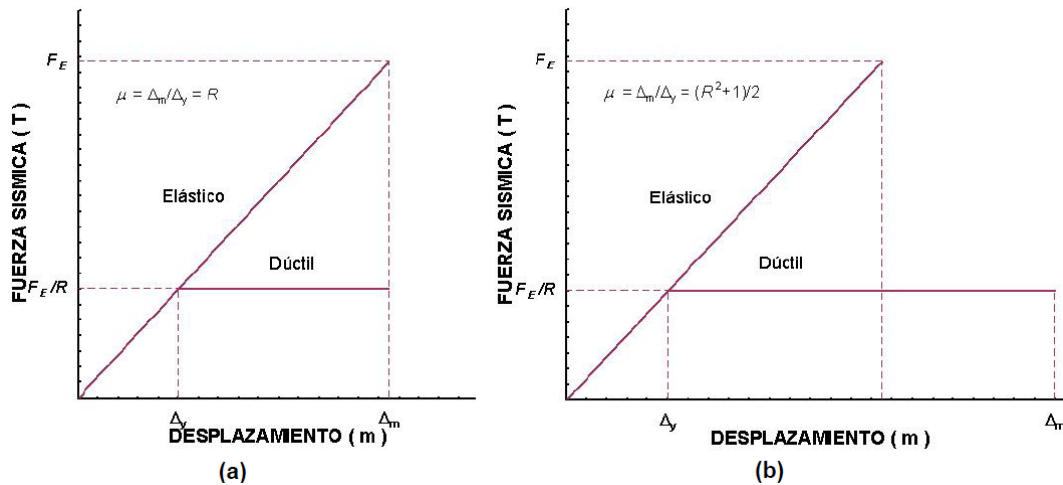


Figura 3.3 Relaciones entre ductilidad y el factor de reducción de fuerza (a) Igual desplazamiento. (b) Igual energía.



3.4 Indicadores de la Respuesta No Lineal en Estructuras

El comportamiento de una estructura en su conjunto, depende del desempeño que tenga los elementos se encuentren integrados y conectados. Es importante estudiar el comportamiento de la estructura en el intervalo no lineal, que depende del tipo y número de elementos que rebasen el intervalo lineal. Mientras mayor es el número de elementos que participen en la deformación no lineal y más dúctil sea el comportamiento de estos elementos; mayor ductilidad tendrá el sistema en conjunto.

El mecanismo de deformación inelástica, que llegara a presentarse en un sistema estructural, depende de las resistencias relativas de las secciones de los elementos para cada posible modo de falla. Por lo que, puede influir en su comportamiento, proporcionado diferentes resistencias en los elementos de la estructura, tales en subconjunto se desarrolle la máxima ductilidad posible.

La relación momento-curvatura para una sección, cuando el acero de tensión fluye con el momento máximo, se muestra en la figura 3.4. La curva indica los puntos en que el concreto comienza a agrietarse, el acero a tensión comienza a fluir e indica el desconchamiento y aplastamiento del concreto. Una sección dúctil mantiene la capacidad del momento cerca del valor máximo para curvaturas grandes más allá de la curvatura en la primera fluencia.

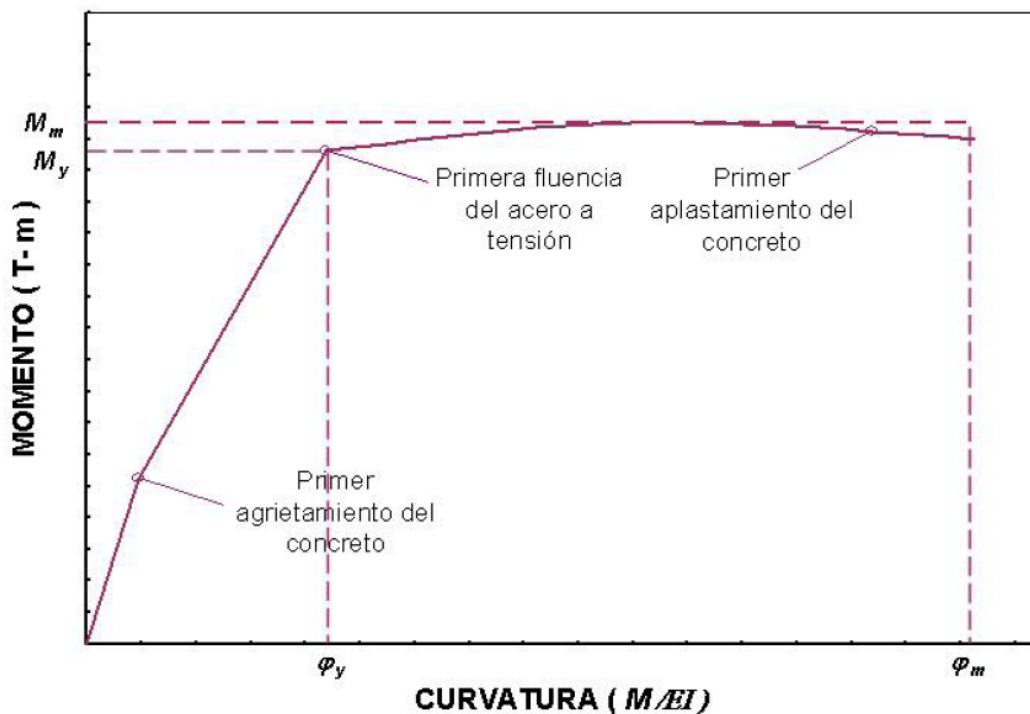


Figura 3.4 Relación de momeno-curvatura para un miembro a flexión de concreto reforzado.



3.4.1 Requerimientos de ductilidad de curvatura

La curvatura es directamente proporcional al momento flexionante (M) e inversamente proporcional a la rigidez de flexión del elemento (EI). La ductilidad de una sección puede representarse mediante la ductilidad de curvatura (μ_ϕ), que es la relación de la curvatura última o de falla (ϕ_u) y la curvatura en la primera fluencia (ϕ_y). Esto supone que predomina la deformación a flexión y que la relación momento curvatura ($M-\phi$) describe el comportamiento del elemento (Park y Paulay, 1999).

La ductilidad de curvatura (μ_ϕ) debe ser grande con respecto a la ductilidad de desplazamiento (μ_Δ). Esto se debe a que cuando se inicia la fluencia en un marco, las deformaciones se concentran en las articulaciones plásticas, por lo que cuando se desplaza lateralmente en el intervalo inelástico, la ductilidad de curva (μ_ϕ) en una articulación plástica es mayor que la ductilidad de desplazamiento (μ_Δ).

Ductilidad de desplazamiento y ductilidad de curvatura

La relación entre la ductilidad de curvatura (μ_ϕ) la ductilidad desplazamiento (μ_Δ) se puede ilustrar mediante el caso simple de una columna en voladizo con una carga lateral en el extremo, como se observa en la figura 3.5.

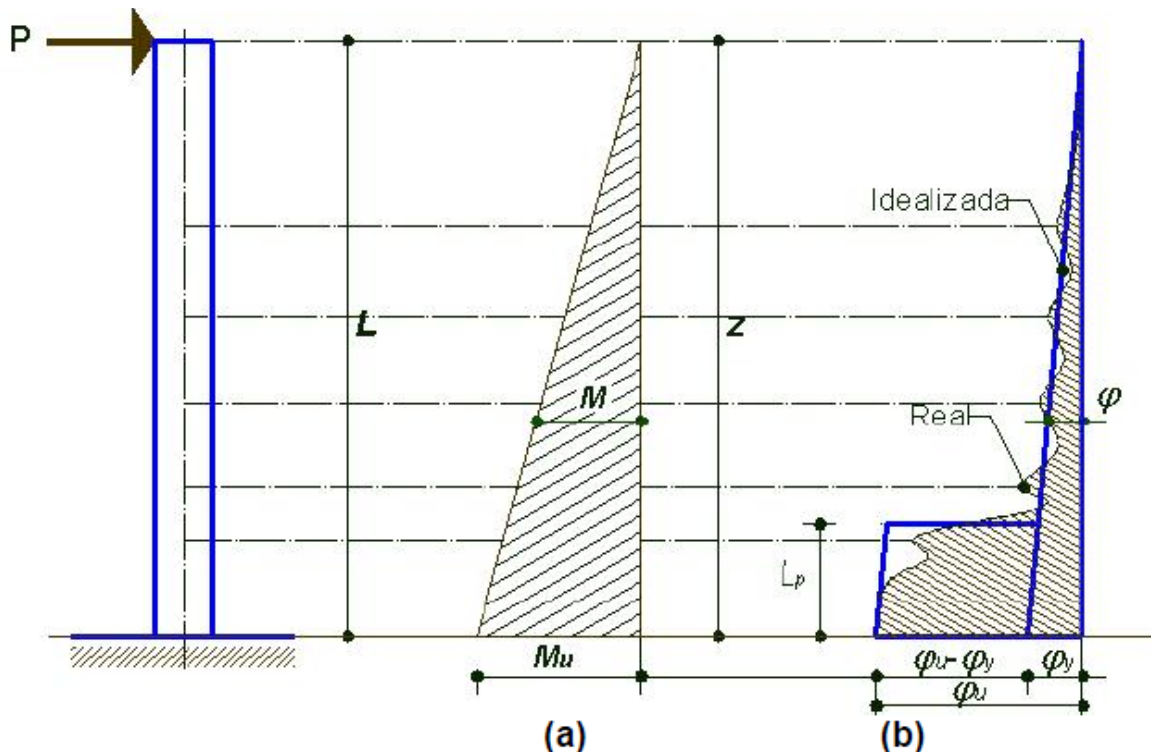


Figura 3.5 Columna en voladizo (a) Diagrama de momento. (b) Distribución de curvatura.



3.4.3 Requerimiento de desplazamiento

Una consideración de importancia en el análisis por sismo es la necesidad de tener una estructura capaz de deformarse dúctilmente cuando se sujeta a varios ciclos de carga lateral que incursionan en el intervalo inelástico.

a) Distorsión de entre piso

Una medida representativa de la respuesta de un sistema estructural sujeto a cargas laterales es el desplazamiento relativo de entrepiso, el cual, es el incremento del desplazamiento lateral entre un piso y el siguiente, mostrado en la figura 3.6.

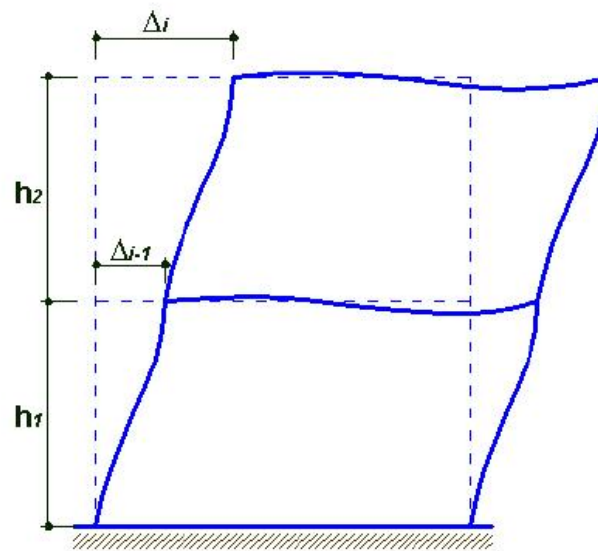


Figura 3.6 Distorsiones de entrepiso en un marco

Resulta conveniente el uso de un índice adimensional que mida esta respuesta, dividiendo el desplazamiento relativo del entrepiso (Δ_r) entre la altura (h) del mismo.

$$\Delta_r = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad 3.2$$

$$\delta = \Delta_r/h \quad 3.3$$

Este índice se define con la distorsión de entrepiso, y es el más empleado para cuantificar la respuesta en estructuras urbanas (edificios), para comparar el comportamiento de sistemas estructurales y para estimar el grado de daño que puede presentarse, tanto en la estructura como en los elementos no estructurales.



De acuerdo con las NTC-DS, la distorsión producida por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, determinada con algún método de análisis sísmico, no excederá 0.006 si tiene elementos no estructurales que puedan sufrir daño y no excederá 0.012 si carece de elementos no estructurales.

La medida global de la respuesta del conjunto de la estructura, es el desplazamiento máximo de la estructura, que generalmente está en la azotea y es la suma de los desplazamientos relativos (Δ_r) de todos los entrepisos que constituyen la estructura, como se muestra en la figura 3.10, (Bazan y Meli, 2000)

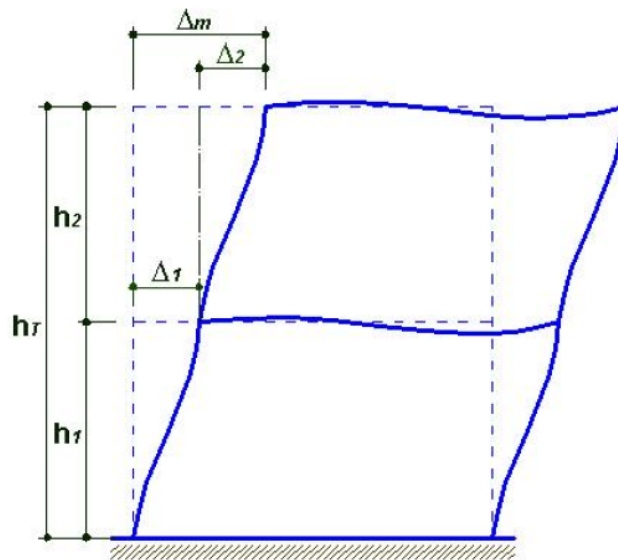


Figura 3.7 Distorsión global en un marco

b) Ductilidad de entrepiso y ductilidad global.

La ductilidad de la estructura en su conjunto se relaciona con el comportamiento del entrepiso más crítico, o con el desplazamiento total de la estructura en la azotea. Por lo que, el factor de ductilidad de entrepiso (μ'_{Δ}) es la relación del desplazamiento máximo (Δ'_u) que se puede presentar el entrepiso antes del colapso y el desplazamiento al que se presentó la primera fluencia (Δ'_y) en alguna sección de los elementos estructurales que lo componen (Bazan y Meli, 2000).

$$\mu'_{\Delta} = \frac{\Delta'_u}{\Delta'_y}$$

3.4



El factor de ductilidad global (μ_{Δ}) es la relación entre el desplazamiento lateral en la azotea al presentarse el colapso (Δ_u) y el desplazamiento en la azotea al presentarse la primera fluencia (Δ_y), para alguna sección.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

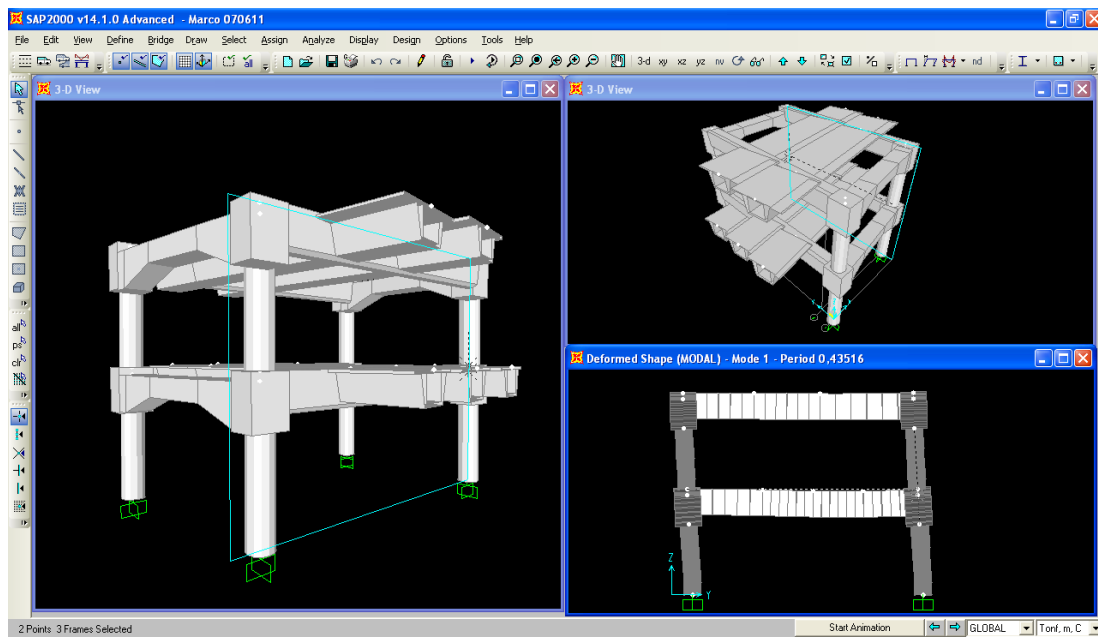
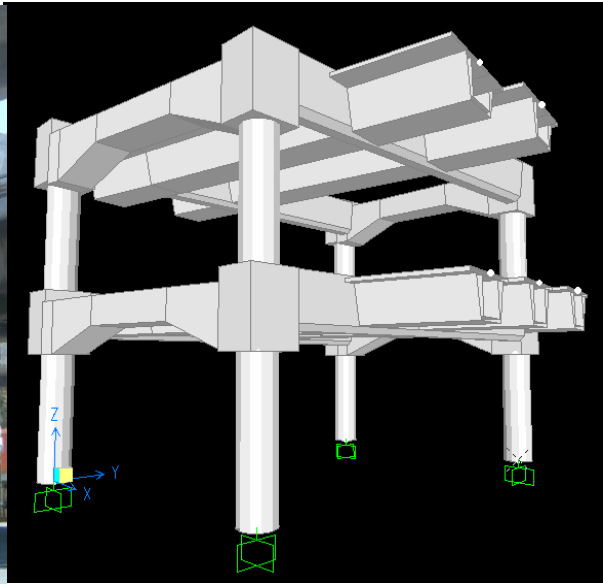
3.5

En términos generales, para que se desarrolle cierto factor de ductilidad de conjunto (μ_{Δ}), se requiere un factor de ductilidad local (μ'_{Δ}) mucho mayor, como se presento en la sección anterior.



Capítulo IV

Modelado y Evaluación del Estados Limite de Distorsión de los Marcos de Concreto





4.1 Introducción

El objetivo básico en el modelado de la estructura de un puente es proveer la formulación matemática más simple para determinar el comportamiento de la estructura y la respuesta de la misma. Aceptando que se cuenta con las herramientas analíticas apropiadas para llevar a cabo el análisis, el modelo debe reflejar las interacciones físicas propias de la estructura con las solicitaciones a que estará expuesta.

El modelo debe incluir la geometría, la masa, las características mecánicas, las condiciones de conectividad y restricciones, así como las cargas lo más cerca de la realidad que sea posible para facilitar la interpretación de la respuesta. Adicionalmente al modelado de la geometría y la caracterización de las cargas inducidas a los elementos, la masa asociada a cada grado de libertad debe determinarse, ya que, las fuerzas inerciales contribuyen a la respuesta dinámica del puente. Además, las conexiones entre los marcos individuales del puente, los apoyos y la cimentación son complejas y típicamente se hacen simplificaciones en el modelaje, figura 4.1.

La mejor descripción de la geometría del puente en estudio debe comprender un modelo de cada uno de los elementos estructurales que lo conformen que represente su relación física y de espacio con otros elementos, pero esto no es siempre posible porque existen puentes que están formados de armaduras, las cuales a su vez están formadas por elementos, así como las conexiones entre cada armadura está compuesta de varios elementos; la necesidad de separar el sistema total en subsistemas manejables, marcos y elementos estructurales individuales para propósitos de modelado es bastante obvio, y las diferentes opciones de modelado son expuestas a continuación.

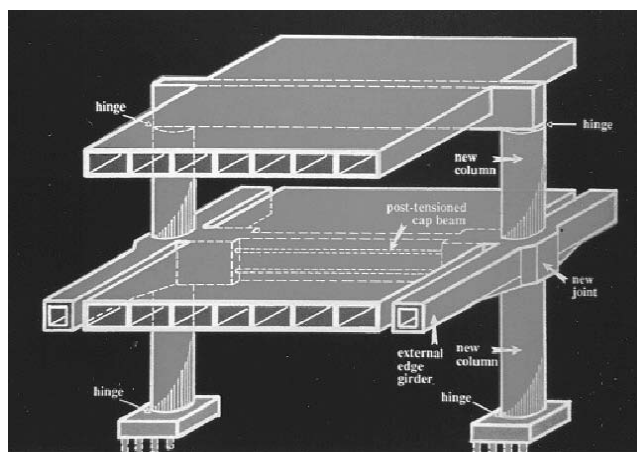


Figura 4.1. Modelo simplificado



En el proceso de análisis sísmico, el modelado es la herramienta que facilita la formulación matemática de la geometría y características mecánicas para conocer el comportamiento de la estructura del puente. La generación de un modelo numérico de análisis para describir la geometría es denominada discretización. Para describir el comportamiento de la estructura, son usados los elementos discretos, con sus conexiones e interacciones.

El objetivo principal de las herramientas de análisis es la evaluación de la respuesta sísmica de puentes en términos de desplazamiento, fuerzas y deformaciones en los elementos (Priestley et al., 1996).

Por lo tanto, en este trabajo de tesis con base en lo anterior se ha moldeado y analizado a este tipo de estructuras para conocer el comportamiento no-lineal ante cargas sísmicas y poder, de esta forma, conocer los posibles tipos de fallas que pudieran presentar.

4.2 Hipótesis para el modelado

Para realizar este estudio se consideraron las siguientes hipótesis, que ayudan a entender el comportamiento estructural de los puentes urbanos.

- Los puentes urbanos tipo marco de dos niveles tienen configuraciones estructurales similares a los edificios, y además, son construidos en la ciudad de México por lo tanto, para su análisis y revisión se emplean los requerimientos de las NTC del RCDF-2004, AASHTO.
- El comportamiento no-lineal que caracteriza a las estructuras de periodo corto, como son los puentes urbanos de concreto, obliga a estimar las deformaciones laterales con mayor precisión. Ya que el utilizar fuerzas elásticas para calcular las deformaciones máximas como se recomienda generalmente en los códigos, supone que los desplazamientos máximos de sistemas lineales y no-lineales son los mismos; estas consideraciones son válidas si las estructuras son de periodo largo, y situadas en terreno firme.
- Para la determinación de la capacidad por resistencia de los elementos estructurales no se utilizaron factores de reducción, por lo que se emplearon las resistencias nominales, con el propósito de obtener la capacidad máxima de la respuesta dinámica de la estructura.
- La estructura se considera con columnas empotradas en los apoyos.
- Se considera un 5% de amortiguamiento para puentes urbanos por ser estructuras con características dinámicas similares a la de los edificios.



- Los sismos considerados actúan 100% en la dirección del eje de cada marco, con el objeto evaluar el comportamiento en el plano, y un factor de carga accidental unitario para evaluar la estructura en condiciones de servicio.
- Para las señales sísmicas simuladas proporcionadas por (Alamilla, 2008) se realizarán 2 tipos de análisis: el primero será considerando Carga gravitacional, y el segundo análisis es imponerle un desplazamiento inicial a la estructura.
- Para revisar los efectos geométricos en la respuesta, además del modelado de los marcos E5 y B17 con sus características geométricas reales, se modelarán los mismos considerando incrementos en sus alturas de entrepiso, en 0.5m, 1.0m y 1.5m, y posteriormente se compara la respuesta respectiva.
- En lo que respecta a la simulación sísmica por medio de las funciones de Green empíricas, con los registros sísmicos aplicados a las estructuras se obtienen las distorsiones máximas de los entrepisos y con ellas se construyen las curvas de fragilidad de la estructura.

4.3 Descripción de la estructura en estudio

Para llevar a cabo este estudio se seleccionó un puente real que forma parte del Distribuidor Vial San Antonio, siendo una de las primeras estructuras en su tipo construida en México, para el transporte vehicular urbano. El Distribuidor Vial San Antonio se localiza al sur-oeste de la ciudad de México, uniendo a dos principales vías primarias de la ciudad, el Periférico con el Viaducto Miguel Alemán.

El distribuidor Vial San Antonio consta de varias configuraciones de marcos, que dependen del trazo de la avenida, la distribución vehicular con otras vialidades, el acceso y salida al viaducto, etc. La parte del puente seleccionado es de tipo doble marco y tiene la mayor altura además, de ser el más regular de todos. Se ubica en el tramo V entre la avenida Revolución y Tintorero, la cual en el primer nivel tiene tres carriles de circulación en dirección de oeste-este y en el segundo nivel dos carriles de circulación en dirección de este-oeste mostrados en las figuras 4.2 y 4.3 (Cruz, 2008).



Figura 4.2 Configuración estructural del sistema seleccionado

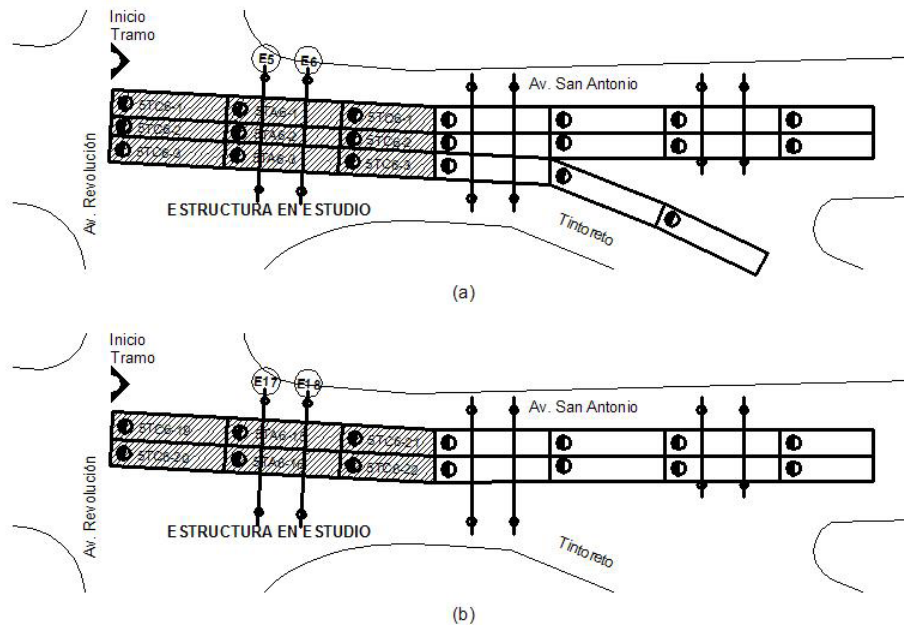


Figura 4.3 Tramo V del distribuidor Vial San Antonio

La estructuración es irregular en su elevación y planta, la cual está constituida por; un par marcos paralelos de dos niveles, traveses de rigidez **TR** que unen en sus extremos a los marcos, traveses de apoyo **TA** empotradas casi en el centro de los marcos, tres traveses de apoyo en el primer nivel y dos en el segundo nivel; y finalmente traveses centrales **TC** que se apoyan en los extremos de la traveses de apoyo, para unirse con el resto del viaducto, como lo muestra la figura 4.4a.

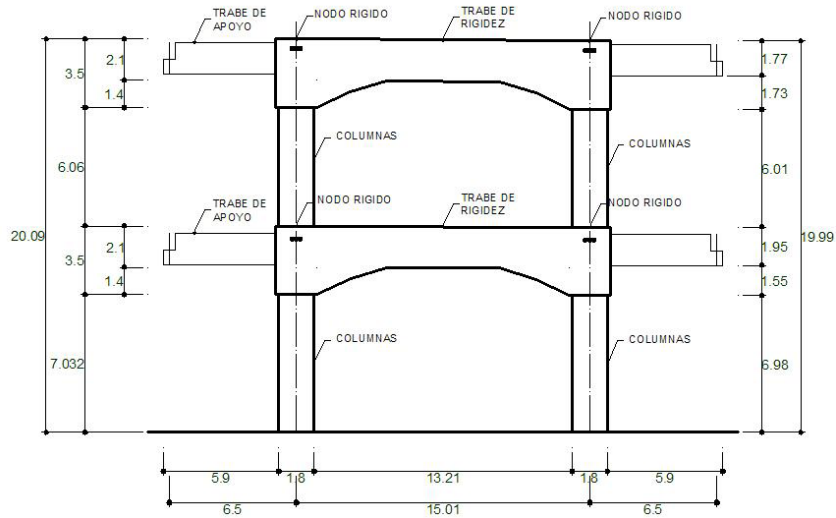


Figura 4.4a Características geométricas del marco longitudinal

Para su estudio en el plano (2D), del puente tipo doble marco, se seleccionó el marco **E5-B17**, el cual es el más representativo por tener mayor altura. Las dimensiones del marco son las mostradas en la figura 4.4b. Las columnas son circulares de sección constante con nodos rígidos rectangulares y los cabezales tienen tres tipos de secciones, la sección cajón con paredes interiores ortogonales, la sección cajón con paredes inclinadas y la sección maciza, todas con sección variable en cada extremo del elemento. Los nodos rígidos y las columnas superiores e inferiores son iguales pero los cabezales son diferentes para cada nivel del marco. En la figura 4.5 se presentan la sección y armado de las columnas, y en la figura 4.6 los tipos de secciones y armado de los cabezales.

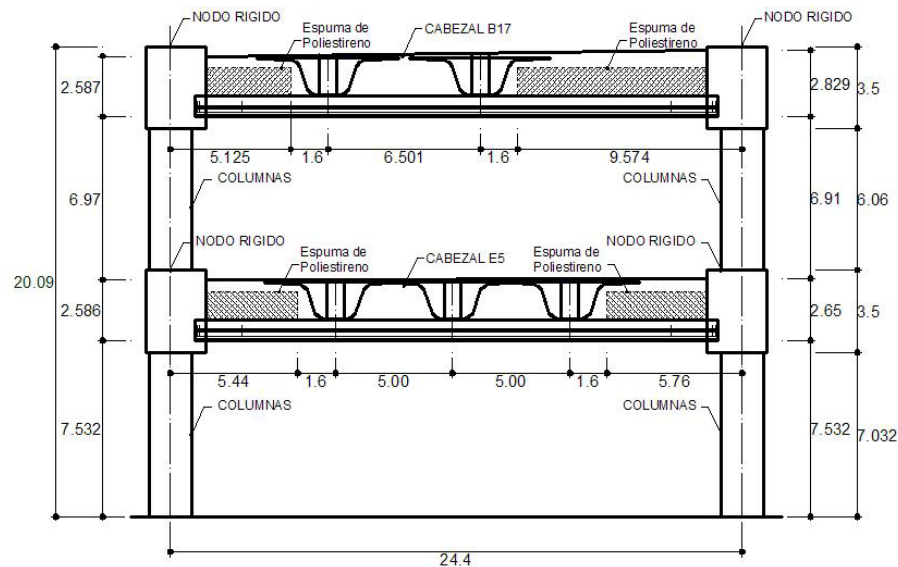


Figura 4.4b Características geométricas del marco transversal



4.4 Elementos Estructurales

Los elementos estructurales que constituyen los cuatro marcos son: columnas, cabezales, traveses de rigidez (TR) y traveses de apoyo (TA).

Columnas

Las columnas son de concreto reforzado y postensado, coladas es sitio en dos etapas. El elemento es de sección circular constante, de 1.80 m de diámetro con once cables formados por nueve torones del núm. 4 de acero de alta resistencia.

Las columnas son iguales para los dos niveles. En la figura 4.5 se presentan las dimensiones y el armado de las columnas (Sánchez y Cruz, 2005).

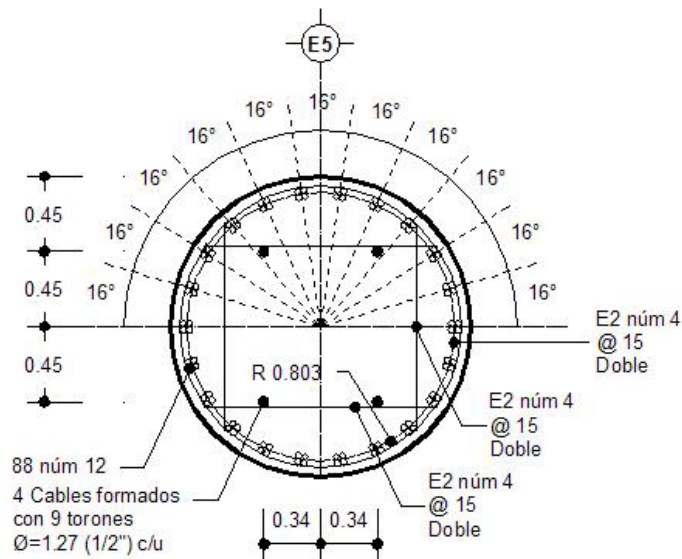


Figura 4.5 Sección y armado de las columnas

Cabezales

Los cabezales son de concreto reforzado, y postensado, construidos en dos etapas. El cabezal tiene tres tipos de secciones: la sección tipo cajón con paredes interiores ortogonales, la sección tipo cajón con paredes inclinadas y la sección maciza, como se muestra en la figura 4.6 las cuales son de secciones variable con relleno de espuma de poliestireno. Los cabezales tienen acero refuerzo del núm. 12, además acero de acero de presfuerzo con dos cables formados por doce torones del núm. 4. Los cabezales son diferentes en dimensiones y armados para cada nivel del marco (Sánchez y Cruz, 2005).

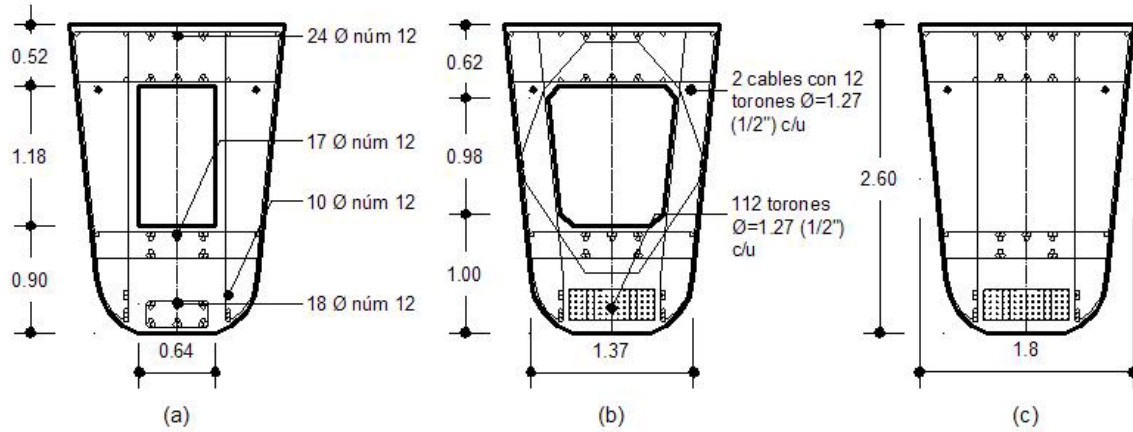


Figura 4.6. Dimensiones y armado de los cabezales. (a) Sección tipo cajón con paredes ortogonales. (b) Sección tipo cajón con paredes inclinadas. (c) Sección maciza.

Trabes de rigidez (TR)

Las través de rigidez son de concreto reforzado colocadas en sitio, una trabe por cada nivel. La trabe de rigidez es de sección rectangular variable tipo cajón, en forma de arco con relleno de espuma de poliestireno, las cuales tienen acero de refuerzo del núm. 12, núm. 6 y núm. 4. Las dimensiones de la trabe de rigidez son diferentes para cada nivel del marco. En la figura 4.7, se presentan las dimensiones, la sección y el armado de las trabes de rigidez (Sánchez y Cruz, 2007).

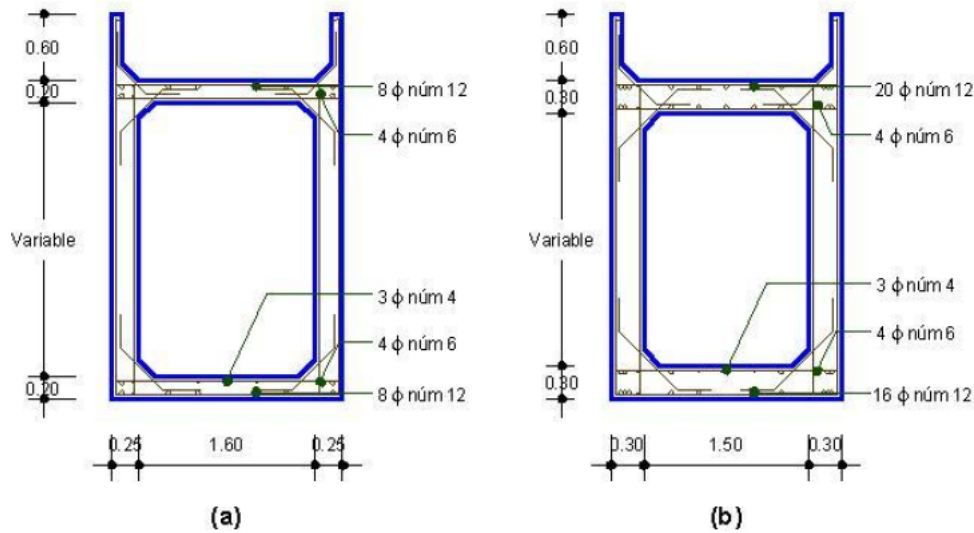


Figura 4.7. Sección y armado de las trabes de rigidez. (a) Trabe de rigidez superior. (b) Trabe de rigidez inferior.



4.5 Propiedades de los materiales

Se hace énfasis en el estudio de las propiedades geométricas y mecánicas que presentan los elementos estructurales, cabezales y columnas, así como a la distribución no uniforme de masas que componen estos marcos planos.

El marco es de concreto reforzado y presforzado. Las propiedades de los materiales, que se presentan en la Tabla 1, son tomadas de planos estructurales del tramo V del Viaducto San Antonio (Sánchez y Cruz, 2006)

Los marcos son de concreto reforzado y presforzado, prefabricados y colados en sitio. En los elementos estructurales se empleo el concreto de clase 1 ($f' c \geq 250$ kg/cm² y $E_c = 14000 f' c$), el cual se elabora con agregados de alta calidad y tienen un peso volumétrico normal, de acuerdo a las NTC-C del RCDF-2004, (tabla 4.1).

Tabla 4.1. Propiedades mecánicas de los materiales				
Material	Descripción		Cantidad	Unidad
CONCRETO	Resistencia columnas	f'_c	400	kg/cm ²
	Resistencia cabezales	f'_c	400	kg/cm ²
	Resistencia de trabes de rigidez	f'_c	400	kg/cm ²
	Módulo de Elasticidad	E_c	280000	kg/cm ²
	Módulo de Cortante	G_c	116666.7	kg/cm ²
	Peso Volumétrico	γ_c	2400	kg/cm ³
	Relación de Poisson	ν_c	0.20	
ACERO de refuerzo	Resistencia acero principal (grado 60)	f_y	4200	kg/cm ²
	Resistencia acero secundario (grado 36)	f_y	2530	kg/cm ²
	Módulo Elasticidad	E_s	2100000	kg/cm ²
	Relación de Poisson	ν_s	0.30	
ACERO de presfuerzo	Resistencia última (grado 270)	f_{pu}	19000	kg/cm ²
	Resistencia a la fluencia (grado 230)	f_{py}	16200	kg/cm ²
	Módulo de Elasticidad	E_p	1900000	kg/cm ²
	Torón 7 hilos (1/2 in)	A_p	0.98	cm ²
	Fuerza inicial (cable con 9 torones)	P_{ic}	117301	kg/cable
	Fuerza efectiva ($0.85P_{ic}$)	P_{ec}	99705.85	kg/cable
	Fuerza inicial (cable con 12 torones)	P_{it}	156408	kg/cable
	Fuerza efectiva ($0.87P_{it}$)	P_{et}	136074.96	kg/cable

Tabla 4.1 Propiedades Mecánicas de los materiales

4.6 Modelado de Marcos de Concreto

El objetivo básico del modelado en el análisis sísmico de puentes es proporcionar una simple formulación matemática del comportamiento real de un puente, el cual satisface un requerimiento particular de revisión o de diseño para la determinación de una respuesta cuantitativa.



El desarrollo de modelos realistas en sistemas de puentes, requiere una caracterización detallada de marcos individuales. Los modelos de marcos individuales, por lo tanto, son usados principalmente para desarrollar las características de rigidez efectiva y estados límite de deformación (Priestley et al., 1993).

El modelado de las estructuras del puente está basado en un comportamiento cinemático de desplazamiento, el cual es una idealización estructural de subsistemas o elementos que componen a toda la estructura para representar a la geometría general de los marcos.

Los marcos se modelan como un ensamble de elementos bidimensionales, los cuales están conectados por nodo, que representan los grados de libertad de la estructura (traslaciones en los ejes "X" y "Y", rotación R representando el eje Z), en donde es posible determinar los desplazamientos (Priestley et al., 1993).

Los nodos están localizados a diferentes distancias donde los elementos estructurales cambien sus propiedades geométricas y mecánicas (secciones y armado). La discretización empleada en los modelos de los marcos se presentan en la figura 4.8, donde los nodos se identifican por números, los elementos trabe por números en círculo y los elementos columna por números en un rectángulo, las masa de la estructura están concentradas en los nodos.

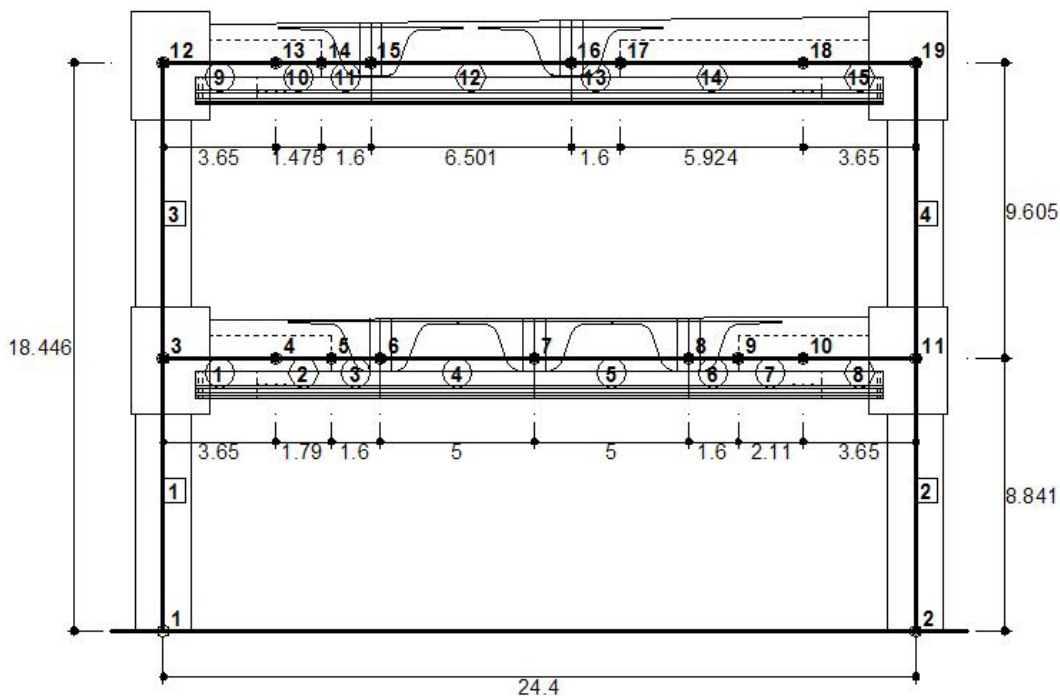


Figura 4.8. Modelo del marco transversal E5-B17.



4.6.1 Resistencia de los Elementos

La resistencia de los elementos estructurales (columnas y traveses) fue determinada a través de un análisis de compatibilidad de deformaciones, en donde se consideran las deformaciones y esfuerzos, en el concreto y en el acero, bajo diferentes niveles de carga (fuerza pretensora efectiva, descompresión completa en el concreto y por carga última).

Se construyeron diagramas de interacción para las columnas, considerando que la dirección del armado coincida con la del marco, y superficies de falla para las traveses, teniendo en cuenta la distribución del acero a lo largo del elemento.

4.6.2 Diagrama de interacción de las columnas

El diagrama de interacción de la columna se construye con la sección, la resistencia de los materiales (concreto y acero), y una fuerza pretensora, seleccionando sucesivamente ubicaciones del eje neutro para obtener puntos de la curva de interacción, figura 4.9.

Par el caso específico del concreto la forma del diagrama de interacción sería así:

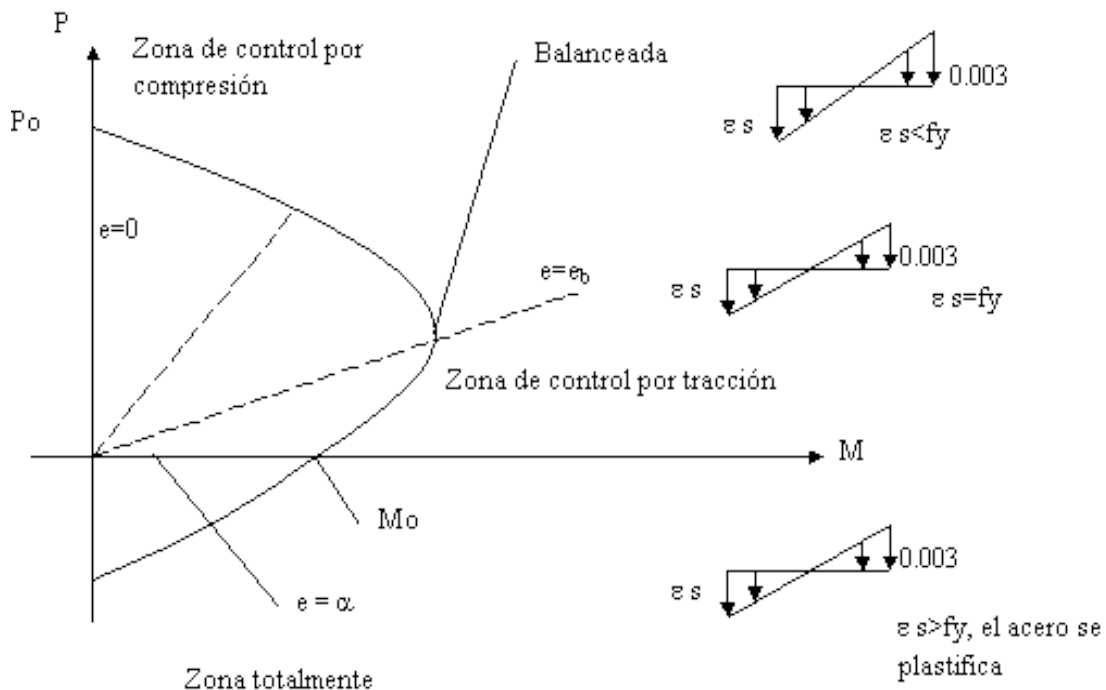


Figura 4.9. Diagrama de interacción tipo de la columna.



En la figura 4.10 se muestran los diagramas de interacción de las columnas del marco E5 y el marco B17, los cuales se utilizarán para observar de una manera gráfica la respuesta de la estructura.

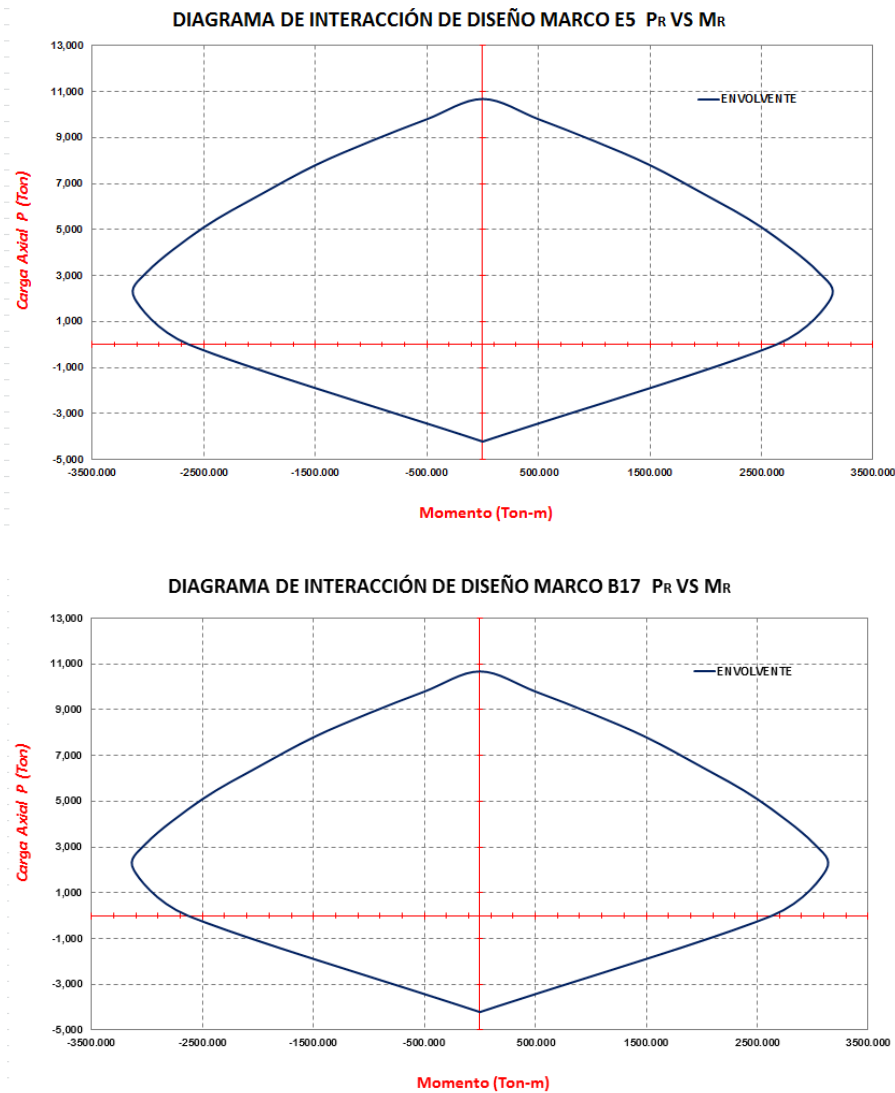


Figura 4.10 Diagrama de interacción de la columna. Marco E5-B17

4.6.3 Superficies de Fluencia de las Trabes

La superficie de fluencia de las trabes, se construyen con base en su geometría, tomando en cuenta los cambios de la sección transversal del elemento y el armado de acero. Se consideran las deformaciones en el concreto y acero bajo varios niveles de carga (Nilson, 1990).



En la figura 4.11a y 4.11b se muestran las superficies de falla de las trabes cabezal del marco E5-B17, con la misma intención de lo mencionado en el diagrama de interacción de columnas anteriormente descrito.

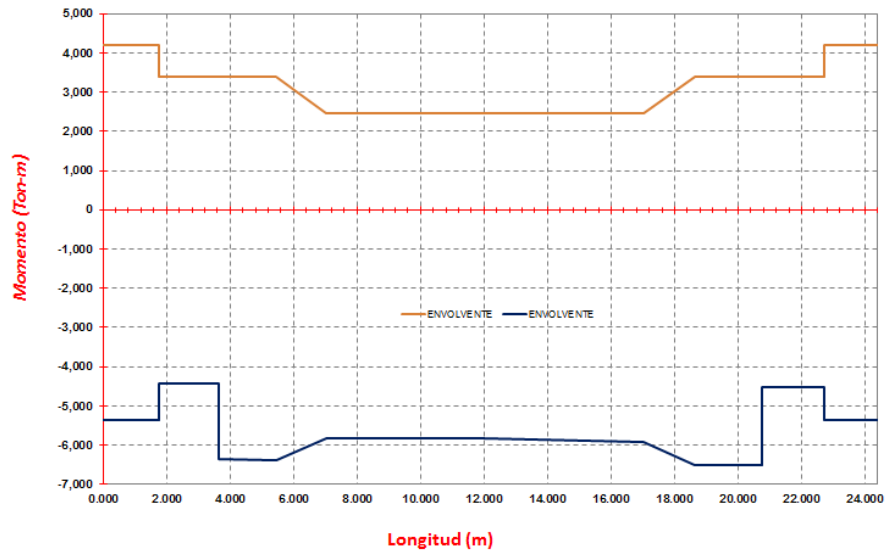


Figura 11a. Superficie de fluencia del cabezal del marco E5

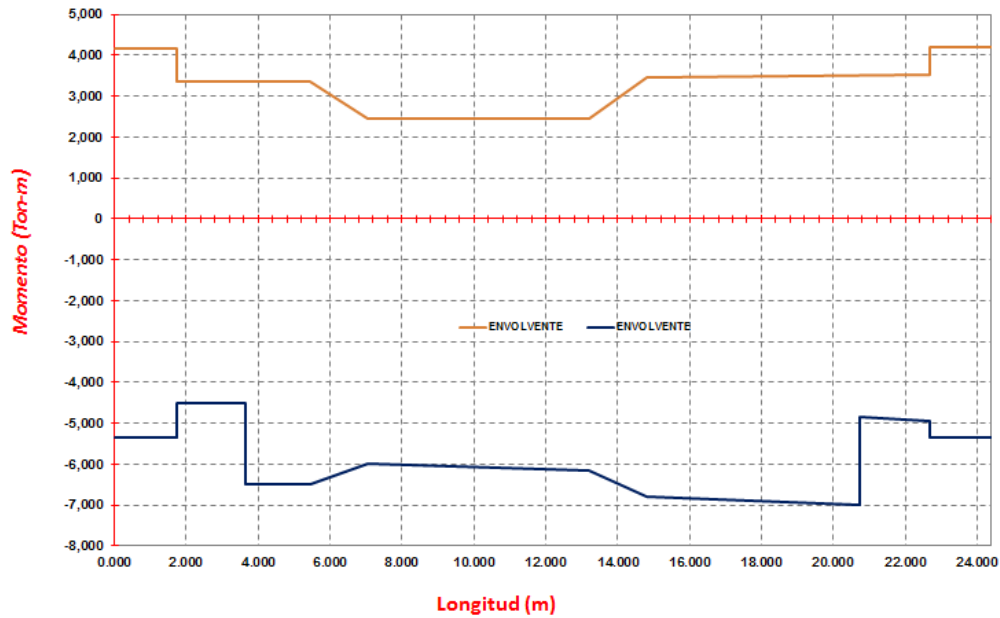


Figura 11b. Superficie de fluencia del cabezal del marco B17



4.7.1 Constante de rigidez a flexión

Para analizar los sistemas de marcos, se emplea el método de la columna ancha, con sus propiedades concentradas en su eje longitudinal, se supone que las zonas de los elementos, que se encuentran dentro de las columnas, son infinitamente rígidas a flexión. En la figura 4.12 se muestra un elemento viga-columna, identificando las zonas rígidas y rotaciones en los extremos [Ghali, 1983].

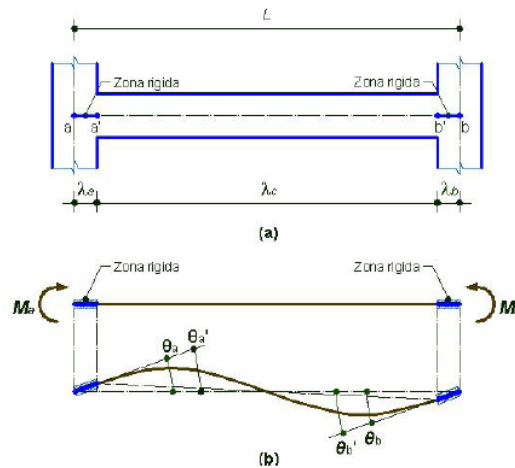


Figura 4.12 Elemento viga-columna. (a) zonas rígidas. (b) momentos y rotaciones.

4.7.2 Modelo mecánico bilineal

La caracterización de elementos no-lineales, con relaciones fuerza – desplazamiento, es definido con un elemento viga, el cual incorpora degradación tangencial de rigidez por modificación de la matriz de rigidez del elemento en cada etapa.

El comportamiento no-lineal del elemento viga está representado mediante modelos bilineales esfuerzo-deformación (σ - ϵ). En los análisis se emplea un modelo mecánico bilineal de endurecimiento pro deformación del material. En este modelo la pendiente de la primera rama es el modulo de elasticidad E , y la pendiente de la segunda está controlada por el parámetro Y , como un función del modulo de elasticidad E que varia 0 al 10%, como se muestra en la figura 4.13 [Prakash y Powell, 1993].

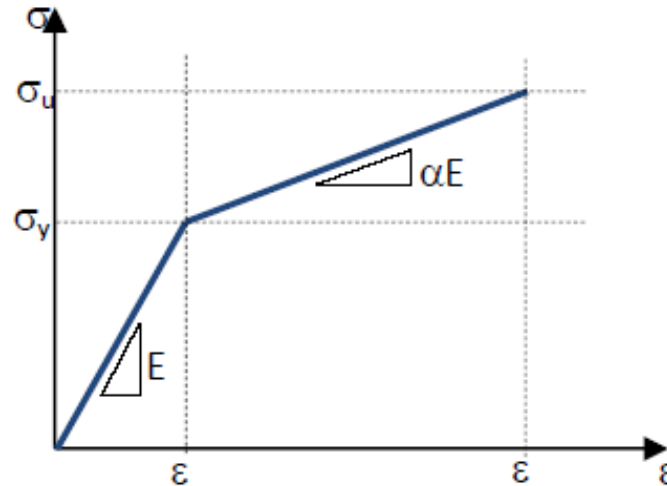


Figura 4.13. Modelo mecánico bilineal de endurecimiento por deformación.

4.8 Método de Análisis

Las herramientas de análisis proporcionan el proceso numérico matemático para extraer la cuantificación de la respuesta desde el modelo. Para estudiar los modelos de los marcos del puente se realiza análisis de historia en el tiempo, que utilizan registros sísmicos para obtener respuestas estructurales de cada sismo empleado.

Para el análisis de historias en el tiempo, se utiliza la integración en el dominio del tiempo paso a paso, la integración en el dominio del tiempo paso a paso, obtiene la respuesta dinámica de la estructura en una secuencia individual de pulso de fuerza, dependientes de la longitud del tiempo o del paso de la integración (Δt). La fuerza $P(t)$ dependientes del tiempo, en la ecuación 4.1, es dividida en n etapas de tiempo de la duración Δt , y la respuesta del puente al impulso de la fuerza $p(t_i \text{ a } t_{i+1})$ es evaluada con condiciones iniciales para desplazamientos, velocidades, y aceleraciones nodales $u(t)$, $\dot{u}(t)$, y $\ddot{u}(t)$, respectivamente (Chopra, 1995).

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = P(t) \quad (4.1)$$

Donde $m\ddot{u}(t)$ es la fuerza de inercia en función del tiempo, $c\dot{u}(t)$ es la fuerza de amortiguamiento en función del tiempo, $ku(t)$ es la fuerza elástica en función de tiempo, y $P(t) = m\ddot{u}(t)$ es la fuerza efectiva dependiendo del tiempo.



En el análisis de historias en el tiempo, es necesario definir una matriz de amortiguadores viscosos [C]. La matriz de amortiguadores viscosos es proporcional a la rigidez de los elementos y a las masas de los nodos. El amortiguador proporcional o amortiguamiento de Rayleigh es empleado en el programa DRAIN-2DX, y tiene forma:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4.2)$$

Donde [M] es la matriz de masa, y [K] es la matriz de rigidez.

El amortiguador dependiente de las masas, introduce amortiguamientos en traslación y rotación en cada nodo, con coeficientes de amortiguamiento αM . El amortiguamiento en paralelo con los elementos, con coeficiente de amortiguamientos βK . Los coeficientes α y β se calculan resolviendo el sistema de ecuaciones mostrando en forma matricial en la ecuación 4.3.

$$\begin{Bmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_i & \omega_i \\ 1/\omega_j & \omega_j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} \quad (4.3)$$

Donde ζ_i es el porcentaje de amortiguamiento para el modo i , ζ_j es el porcentaje de amortiguamiento para el modo j , ω_i es la frecuencia del modo i , y ω_j es la frecuencia del modo j .

Si el porcentaje de amortiguamiento del modo i y j son considerados iguales, los coeficientes α y β se calculan con las ecuaciones 4.4a y 4.4b, respectivamente [Chopra, 1995].

$$\alpha = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j}$$
$$\beta = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.4a) \text{ y } (4.4b)$$



4.9 Registros Sísmicos

Una estructura ubicada en sitios con un alto peligro sísmico se encuentra sometida varios sismos a lo largo de su vida, y durante un sismo se puede generar esfuerzos y deformaciones en las estructuras, que pueden dañarlas e incluso llevarlas al colapso. Para realizar estos análisis se considera la premisa siguiente:

Empleando sismos simulados a partir de modelos estocásticos del movimiento del terreno, que consideren las incertidumbres propias de los sismos reales. La simulación de sismos a través de un modelo estocástico conduce a la formulación de un análisis realista.

En este trabajo se utilizan registros simulados, los cuales son modulados en amplitud y frecuencia, con propiedades evolutivas dependientes de las características de las fuentes sísmicas cercanas (magnitud y distancia). Los registros sísmicos se simularon en la estación Unidad Colonia IMSS (UC44), ubicada en Villalongin núm. 117, colonia San Rafael Del. Cuauhtémoc, cerca de las avenidas Reforma y Chapultepec.

Para realizar el análisis no lineal paso a paso se seleccionaron 6 acelerogramas de registros sísmicos simulados, de acuerdo a las características dinámicas de la estructura en estudio. Se tomó en cuenta tipo de suelo y el periodo natural $T=0.51$ seg. En la figura 4.14 se muestran los espectros elásticos de respuestas de los registros sísmicos simulados con un amortiguamiento crítico de 5%.

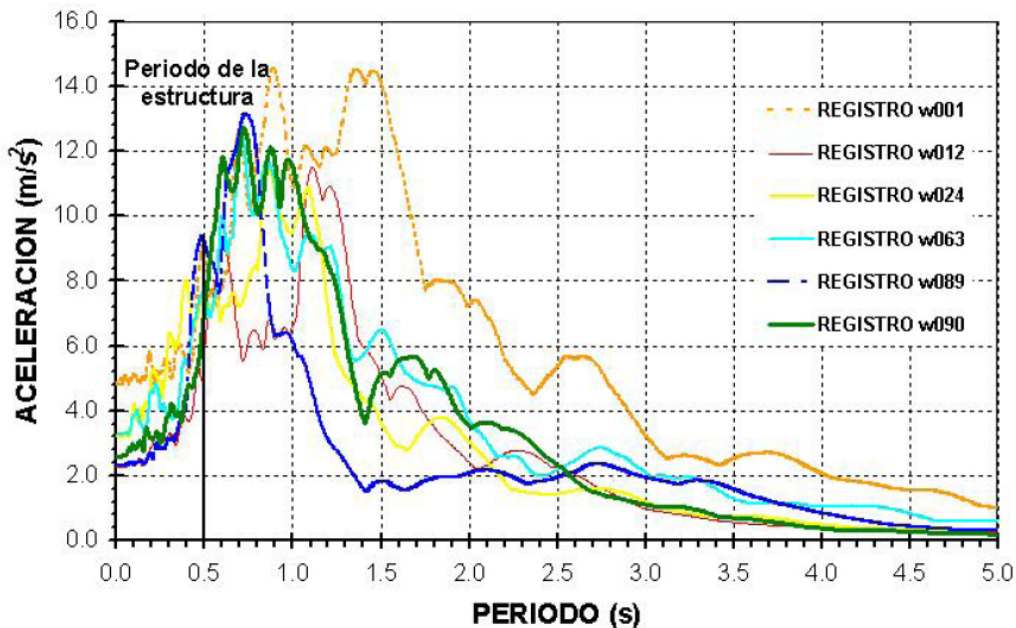


Figura 4.14. Espectros Elásticos de Registros Simicos Simuldos en la estación UC44



Las características de los 6 acelerogramas simulados, se presentan en la tabla 4.2

Registro	Intervalo	Pasos	Tiempo	a_{em}	a_e
w 001	0.02	3851	77.00	14.52	9.03
w 012	0.02	3907	78.12	11.50	5.97
w 024	0.02	2450	48.98	11.40	7.47
w 063	0.02	3079	61.56	12.48	7.63
w 089	0.02	5267	105.32	13.12	9.23
w 090	0.02	4482	89.62	12.73	7.35

Tabla 4.2 Características de los acelerogramas simulados

4.10 Análisis Sísmico.

Para realizar estos análisis se empleó el programa DRAIN-2DX, donde se introducen las características geométricas y mecánicas de los elementos estructurales (Cabezales, traveses de rigidez y columnas), con un modelo de histéresis sin degradación de rigidez ni resistencia. Los resultados de este estudio, muestra el comportamiento de marco longitudinal y transversal del puente de dos niveles en estudio sujeto a diferentes registros sísmicos y considerando cuatro configuraciones de marcos de concreto variando la geometría, figura 4.15.

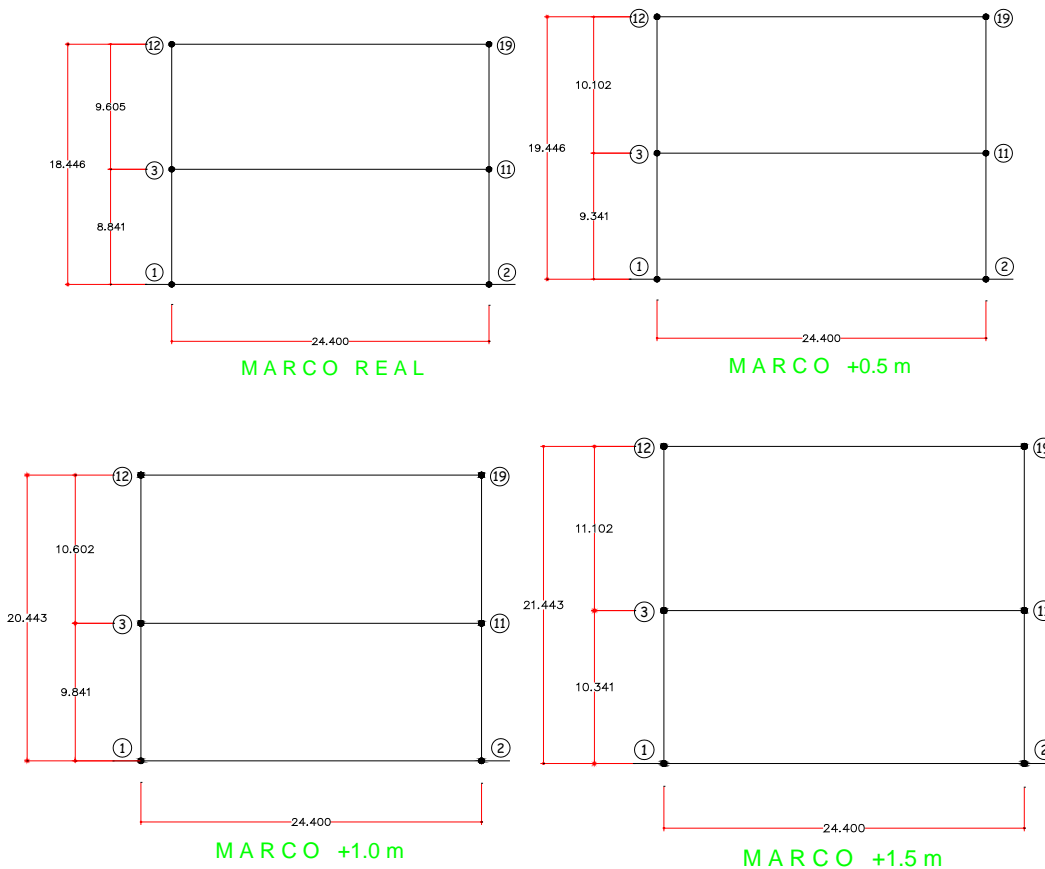


Figura 4.15 Configuraciones de los marcos con geometría variable.



4.11 Evaluación del comportamiento no lineal

Se estudia el comportamiento no-lineal de marcos de concreto en 2d de puentes urbanos de dos niveles ubicados en la Cd. de México. Se modela un puente real de concreto reforzado sometido a acciones sísmicas. La estructura del puente es del tipo marco rígido y es estudiada mediante análisis dinámicos y en el dominio del tiempo mediante la utilización de registros sintéticos y registros reales ocurridos en la zona de subducción del Pacífico Mexicano. Finalmente los resultados numéricos obtenidos en este trabajo se compararan con la normativa actual.

5.1 CONFIGURACION DE DAÑO.

La configuración de daño muestra la localización de articulaciones plásticas (rotulas), y la evolución del daño.

Las configuraciones de daño numeran secuencialmente la forma en que se va presentando la fluencia en los elementos estructurales (trabes cabezales, trabes de rigidez y columnas).

La configuración de daño muestra la localización de articulaciones plásticas, rotulas y la secuencia del daño. Los sismos al ser de fuente y origen distinto producen diferente daño a la misma estructura, estos daños se muestran en la figura 4.16.

Con el registro *UC44-W001* se obtuvo una configuración de daño como lo muestra en la figura 4.16 (a), la cual muestra en la primera fase una articulación en la base de la columna inferior derecha, para la segunda fase se forma otra articulación en la base de la columna inferior izquierda, finalmente en la tercera fase se forma una articulación en la parte superior del cabezal del primer nivel del lado derecho. La configuración final muestra tres articulaciones, dos en la base de las columnas y una en el cabezal del primer nivel.

Para el registro *UC44-W012* se obtuvo una configuración como lo muestra en la figura 4.16 (b), la cual muestra en la primera fase una articulación en la parte inferior del cabezal del primer nivel del lado izquierdo, en la segunda fase se forman articulaciones simultáneamente en la base de las columnas inferiores del lado izquierdo, finalmente en la tercera fase se forman tres articulaciones, dos en la base de las columnas inferiores del lado derecho provocando rotulas en las bases y la otra articulación se forma en la parte superior del cabezal inferior del lado izquierdo. La configuración final muestra 2 rotulas en la base de las columnas inferiores y dos articulaciones en los extremos del cabezal del primer nivel.



Para el registro *UC44-W024* se obtuvo una configuración como lo muestra en la figura 4.16 (c), la cual muestra en la primera fase una articulación en la parte superior del cabezal del primer nivel del lado izquierdo, la segunda fase se articula la base de la columna inferior del lado derecho, en la tercera fase se forman simultáneamente dos articulaciones una en la base de la columna inferior del lado izquierdo y la otra en la parte inferior del cabezal del primer nivel del lado izquierdo, posteriormente en la cuarta fase se forman simultáneamente dos articulaciones una en la base de la columna inferior derecha formando una rotula, la segunda en la parte superior de la columna superior izquierda, y finalmente se articula la parte superior de la columna inferior izquierda. La configuración final muestra una rotula en la base de la columna inferior derecha además de articulaciones en los extremos del cabezal del primer nivel así como en la columna superior e inferior.

Con el registro *UC44-W063* se obtuvo una configuración de daño como lo muestra en la figura 4.16 (d), la cual muestra en la primera fase una articulación en la parte superior del cabezal del primer nivel del lado derecho y para la segunda fase se forma otra articulación en la base de la columna inferior derecha. La configuración final muestra dos articulaciones, una en la base de las columnas y la una en el cabezal del primer nivel.

Para el registro *UC44-W089* se obtuvo una configuración como lo muestra en la figura 4.16 (e), la cual muestra en la primera fase una articulación en la parte inferior del cabezal del primer nivel del lado izquierdo, en la segunda fase se forma en la parte superior del cabezal del primer nivel del lado derecho, en la tercera fase se forman simultáneamente tres articulaciones, dos en la base de las columnas inferiores y en la parte superior de la columna superior derecha, posteriormente en la cuarta fase se forma dos articulaciones en la base de las columnas inferiores formando dos rotulas. La configuración final muestra 2 rotulas en la base de las columnas inferiores y, además articulaciones en los extremos del cabezal del primer nivel así como en la columna superior del lado izquierdo.

Para el registro *UC44-W090* se obtuvo una configuración como lo muestra en la figura 13 (f), la cual muestra la primera fase una articulación en la base de cada columna inferior y en la parte inferior del cabezal del primer nivel del lado izquierdo, la segunda fase se forman simultáneamente cinco articulaciones, dos en la base de las columnas inferiores produciendo rotulas y una en la parte superior de la columna inferior y columna superior derecha, y en la parte superior del cabezal del primer nivel del lado derecho, en la tercera fase se forma una articulación en la parte superior de la columna inferior izquierda, posteriormente en la cuarta fase se forma tres articulaciones una en la parte superior de la columna



inferior derecha formando una rotula, la segunda en la parte superior de la columna superior izquierda y en la parte inferior del cabezal del primer nivel lado derecho formándose una rotula, y finalmente en la quinta fase se articula la parte superior de la columna inferior izquierda formando se una rotula. La configuración final muestra 5 rotulas en los extremos de las columnas inferiores y en la trabe del primer nivel del lado derecho además, articulaciones en la trabe del primer nivel así como en las columnas superiores.

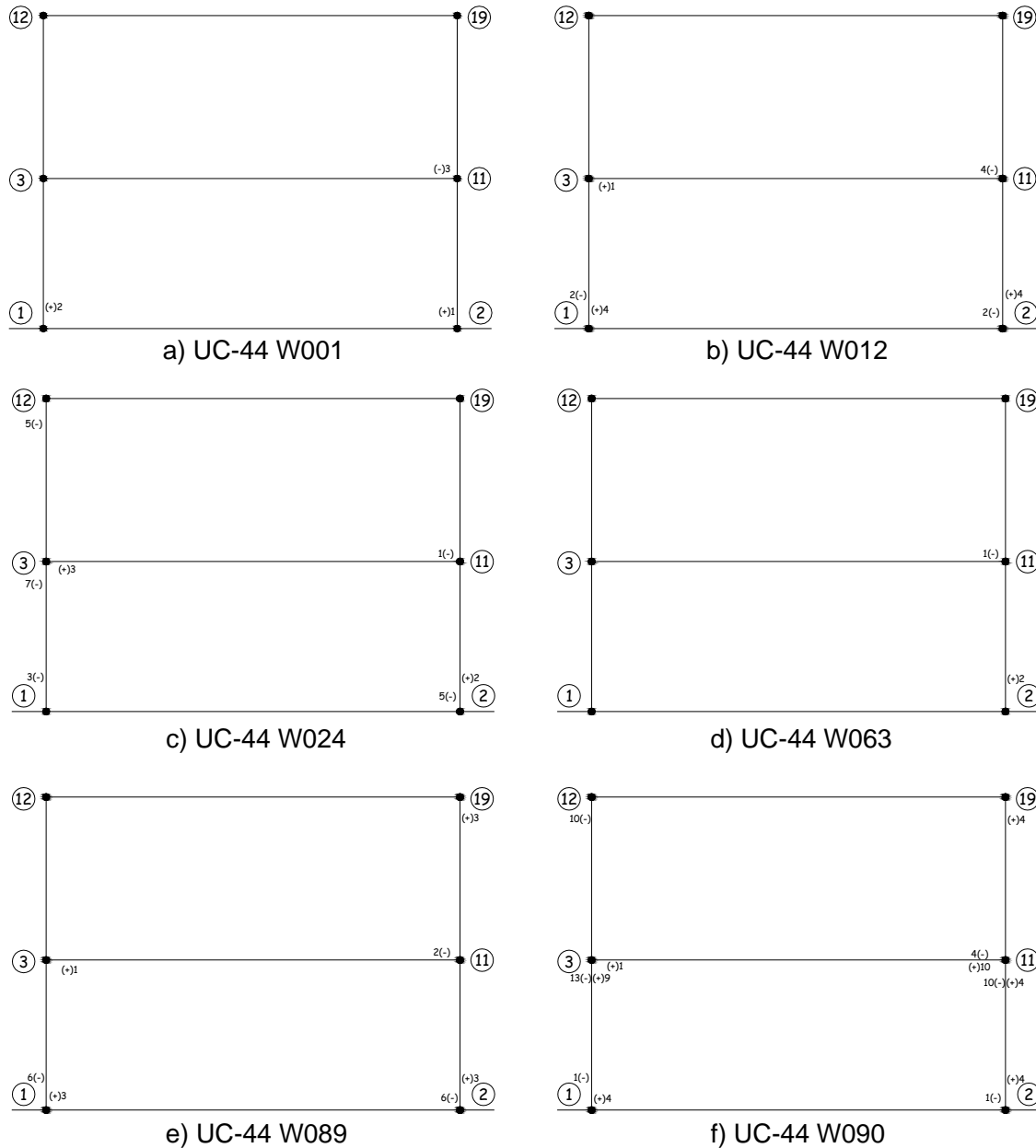


Figura 4.16 Configuraciones de daño con los sismos sintéticos UC-44 para el caso del marco real.



En el marco transversal E5B17, con el registro UC44-W089, se formó un mayor número de articulaciones, produciendo 7 rotulas; 2 en el cabezal inferior y 5 en las columnas, dos de ella en la base. Por lo cual se formó una configuración daño mayor. Para el marco longitudinal, con el registro UC44-W090, fue uno de los que hizo incursionar en el intervalo inelástico provocando la formación de 24 rotulas, 22 en las traveses de rigidez y dos en la base de las columnas que le ocasiono la inestabilidad del marco real, figura 4.17.

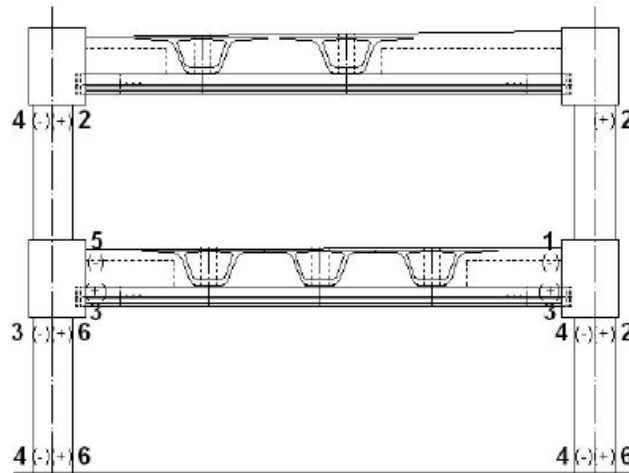
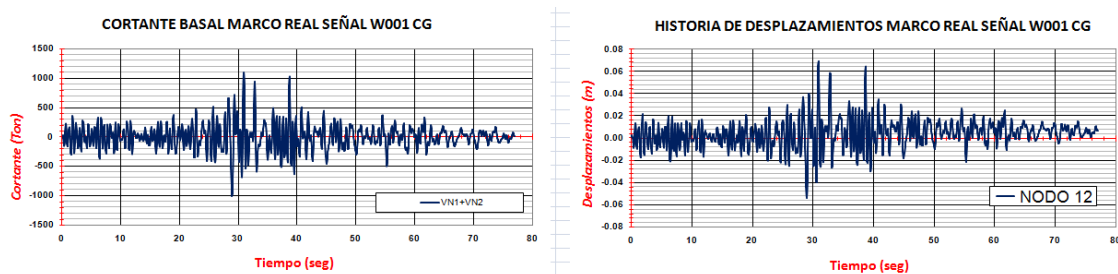


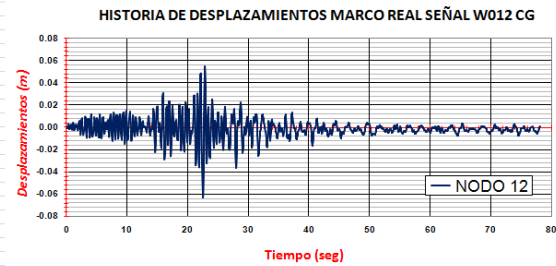
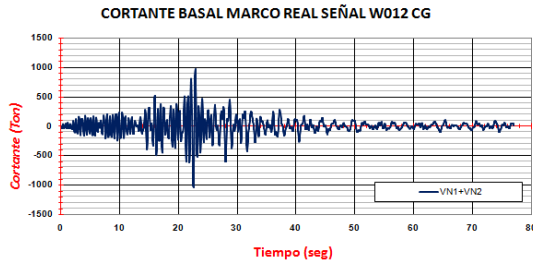
Figura 4.17. Configuración de daño

5.1.2 Desplazamiento máximo y ductilidad global

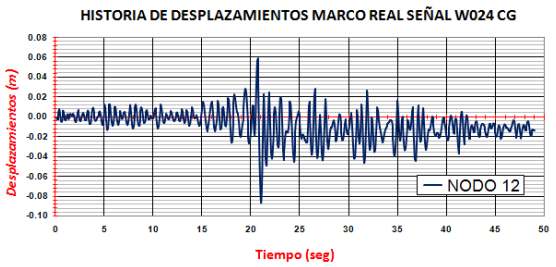
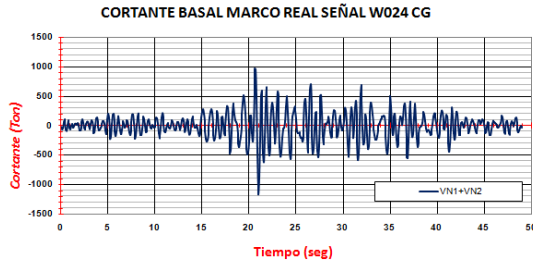
Las historias de cortantes y desplazamientos de la figura 4.18, muestran el comportamiento de la estructura en el tiempo, evaluado con cada registro sísmico sintético. Las historias de cortante y desplazamiento se observan los instantes en que se produce una fuerza de cortante de fluencia en la base, asociado a un desplazamiento. En las historias de cortante se observa de zona intensa, y en las historias de desplazamientos se observa el daño permanente de la estructura.



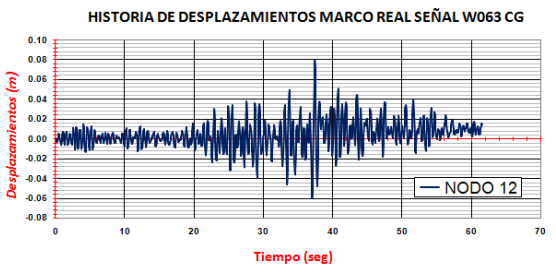
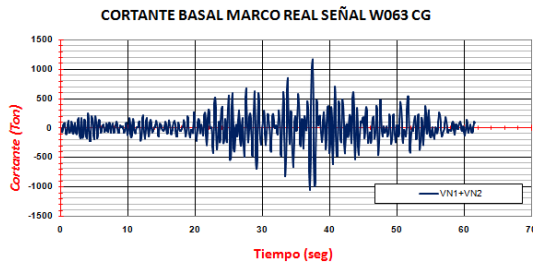
(a) UC-44 W001



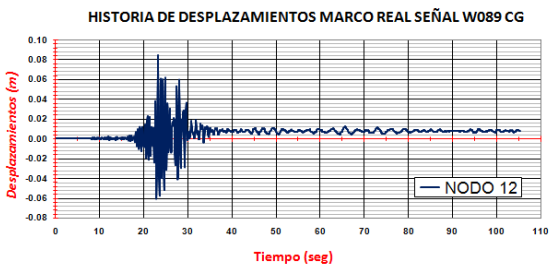
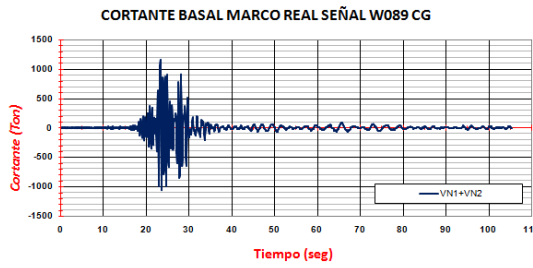
(b) UC-44 W012



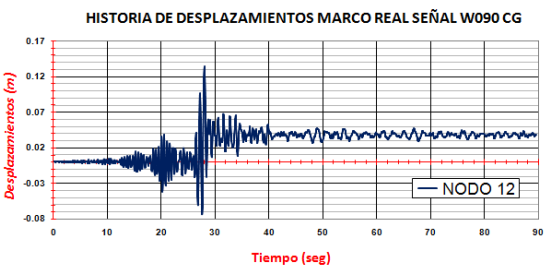
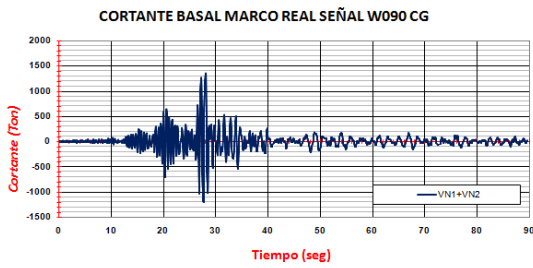
(c) UC-44 W024



(d) UC-44 W063



(e) UC-44 W089



(f) UC-44 W090

Figura 4.18 Historias de cortantes y desplazamientos



En la tabla 4.3 se presentan los valores de los cortantes y desplazamientos para cada registro sísmico.

Registro	Cortante (T)		Desplazamientos (m)	
	+	-	+	-
UC44-W001	1048	-	0.064	-
UC44-W012	1096	-1113	0.070	-0.073
UC44-W024	-	-1066	-	-0.066
UC44-W063	-	-	-	-
UC44-W089	1116	-1072	0.080	-0.066
UC44-W090	1196	-1122	0.096	-0.074

Figura 4.3 Historias de cortantes y desplazamientos

En estos datos se puede observar que el cortante y desplazamiento causado por el registro UC44-W090 es mayor de todos. Esto indica nuevamente la influencia del la ubicación del periodo dominante de la estructura en la rama ascendente del espectro de respuesta.

La ductilidad global (μ_g) se obtuvo comparando el desplazamiento de fluencia (μ_y) y último (μ_u) en la curva de histéresis Cortante-Desplazamiento, con la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

En la figura 4.19, se muestra el diagrama de histéresis *cortante basal vs desplazamientos laterales*, evaluados con cada registro sísmico.

En los diagramas se observa que el registro UC44-W063 mantiene a la estructura en el rango lineal y con el registro UC44-W090 la estructura disipa mayor energía que los demás. En la tabla 4.3 se muestran los valores de las ductilidades desarrolladas por la estructura para cada registro sísmico.

Registro	Desplazamiento de fluencia		Desplazamiento Máximo		Ductilidad	
	+	-	+	-	+	-
UC44-W001	0.064	0.055	0.081	0.055	1.27	1.00
UC44-W012	0.070	0.073	0.070	0.073	1.00	1.00
UC44-W024	0.061	0.066	0.061	0.092	1.00	1.39
UC44-W063	-	-	-	-	-	-
UC44-W089	0.080	0.066	0.080	0.066	1.00	1.00
UC44-W090	0.096	0.074	0.123	0.124	1.28	1.67

Figura 4.3 Historias de ductilidades globales

Las ductilidades desarrolladas por la estructura son menores a dos y esto se asocia a la poca disipación de energía, con una ligera degradación de resistencia. Esto muestra que los puentes urbanos son estructuras rígidas.

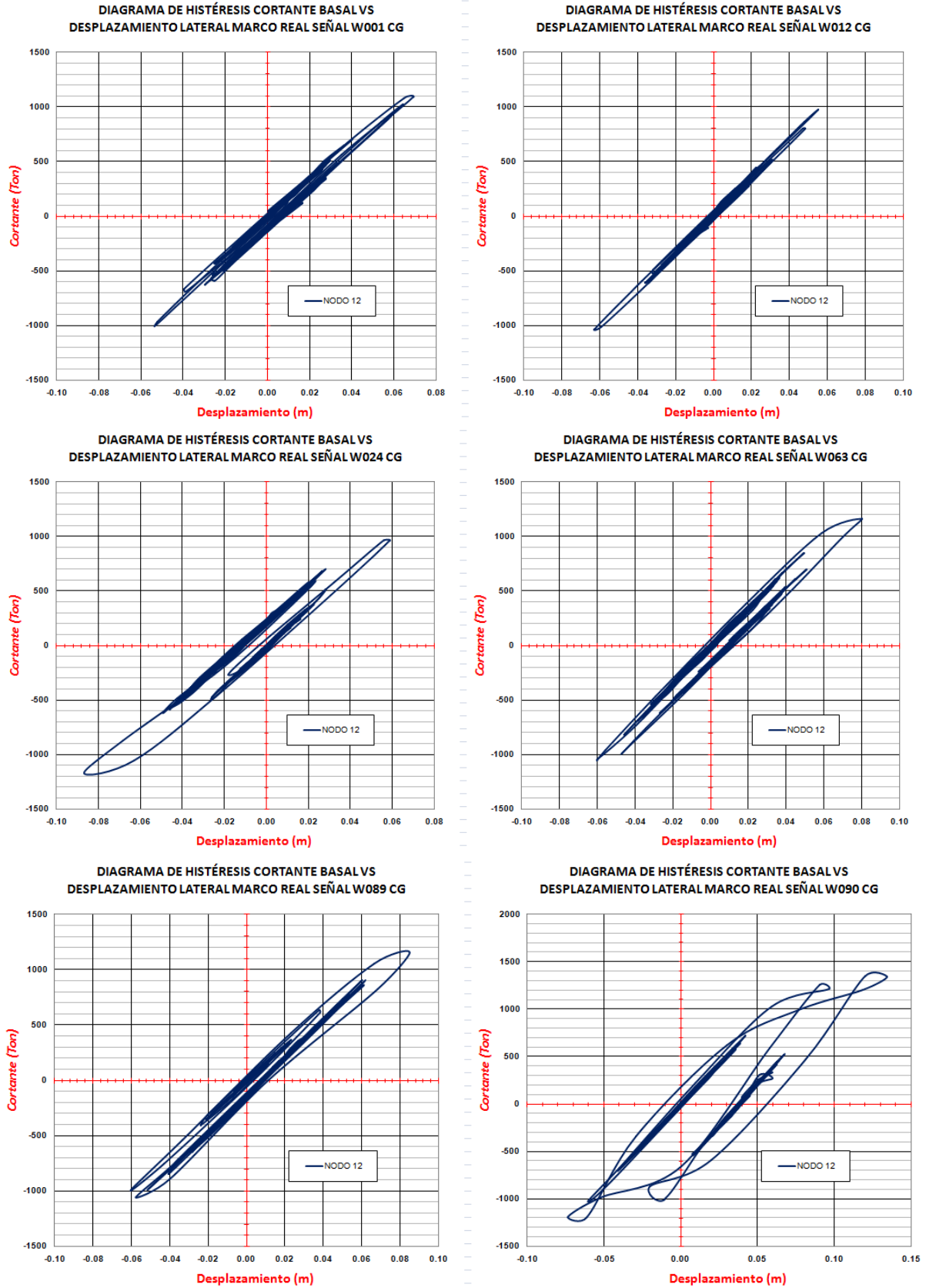


Figura 4.19 Diagrama de histéresis cortante basal vs desplazamiento laterales.



5.1.3 Distorsiones

Un parámetro muy importante es la distorsión de entrepiso, que relaciona con buena aproximación el daño que experimentan los elementos estructurales y los no estructurales. Las distorsiones que se obtienen con cada registro sísmico se muestran en la figura 4.20.

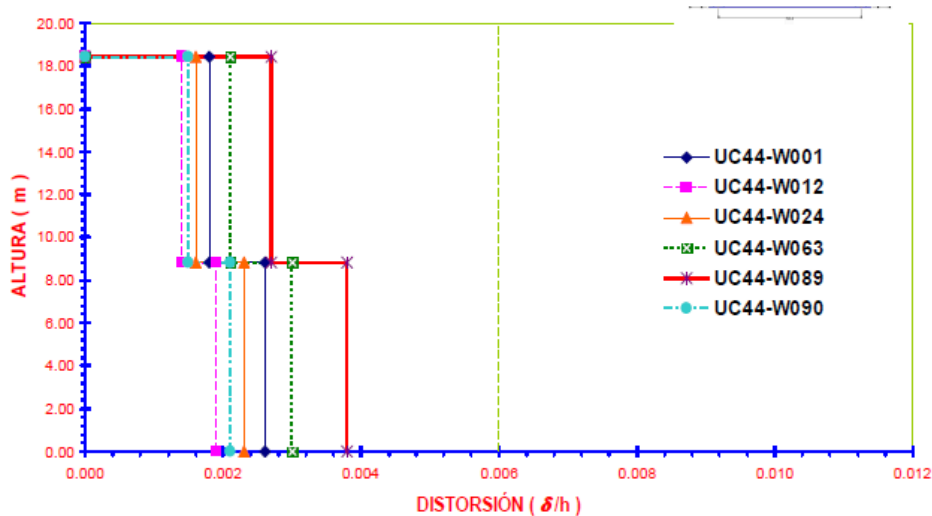


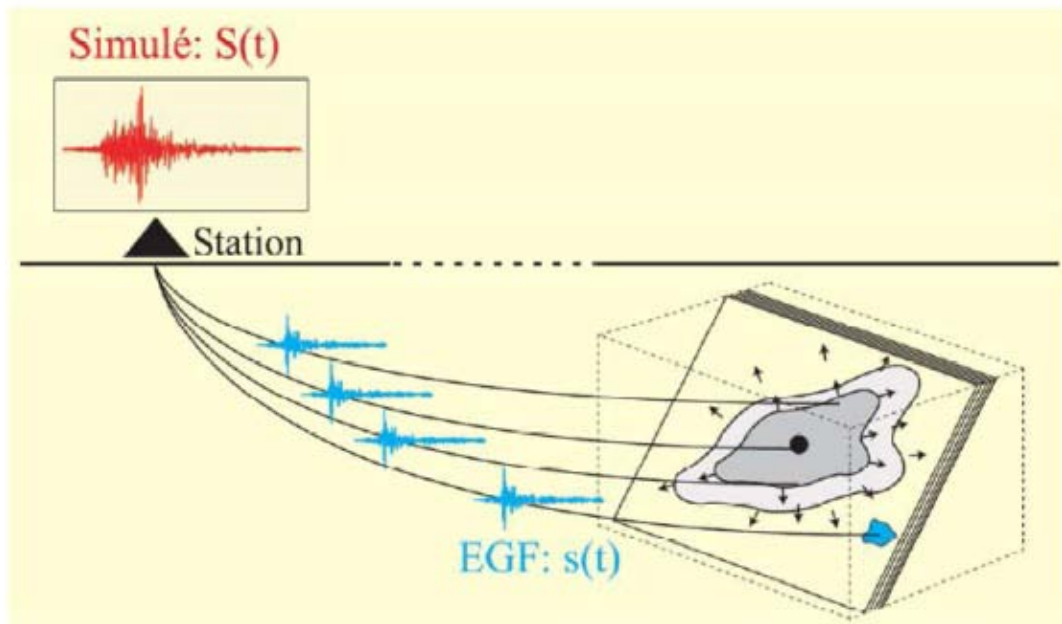
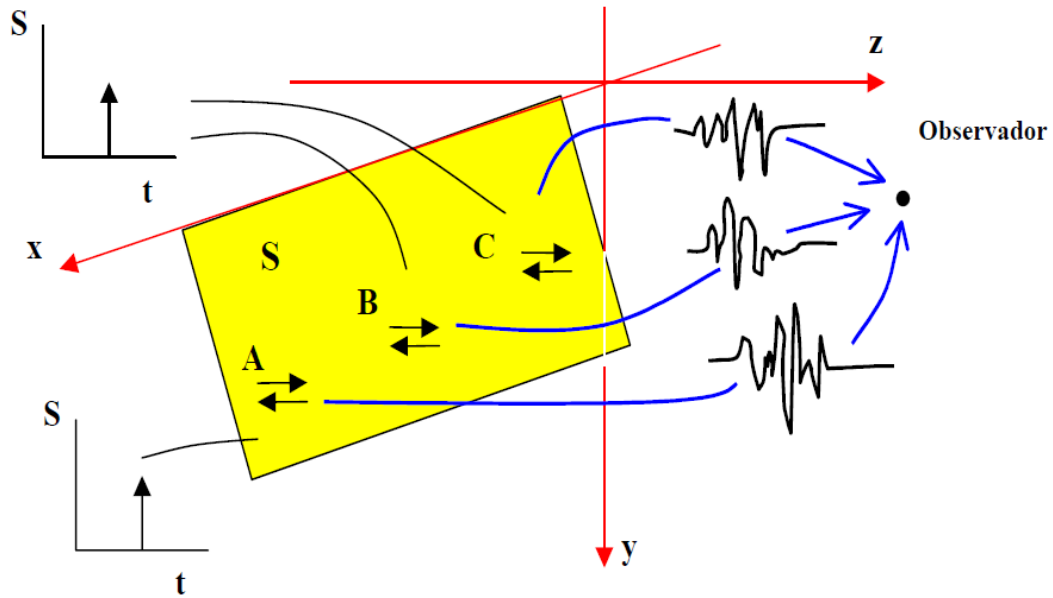
Figura 4.20. Distorsiones de los entrepisos.

En todos los registros sísmicos, las distorsiones del segundo nivel son menores a las distorsiones del primer nivel. Esto se debe a que el primer nivel tiene mayor peso que el segundo nivel, por tener una trabe de apoyo **TA** más, y por lo tanto mayor masa. Además, las distorsiones obtenidas son menores que las recomendadas por el RCDF 2004, $0.012h$ para marcos sin elementos estructurales y $0.006h$ para marcos con elementos estructurales. Hay que hacer notar que, aunque las distorsiones cumplen con las distorsiones máximas del reglamento, experimentan daños importantes, por lo que las distorsiones son conservativas para puentes vehiculares urbanos, como lo menciona Miranda (1993).



Capítulo V

Simulación Sísmica Utilizando el Método de la Función de Green Empírica





5.1 Descripción del método de simulación sísmica utilizado

El interés de entender las principales características de los movimientos sísmicos generados por los grandes sismos, nos hizo analizar la posibilidad de estimar los acelerogramas de grandes terremotos que podrían ocurrir en el futuro, usando el procedimiento de simulación de las Funciones de Green Empíricas.

El Método de la Función de Green Empírica es usado para sintetizar la señal del sismo principal por la superposición de los registros de la réplica. Este método asume que un evento principal se genera por la superposición de una serie de pequeños eventos que se van generando conforme progresa la ruptura del plano de falla; en consecuencia, para poder reproducir adecuadamente este evento lo ideal sería tener un gran número de pequeños eventos cuyos focos estén distribuidos en toda la superficie de la falla. Sin embargo, dada la imposibilidad de obtener un número representativo de pequeños eventos, se puede usar un solo evento que haya sido generado en el plano de falla. Existen varios estudios realizados que prueban la efectividad de este método a pesar de las simplificaciones que se efectúan tanto en el mecanismo de la fuente como en el modelo de ruptura (Aguilar, 1996).

El método de simulación sísmica llamado de la función de Green empírica supone que el sismo que se registra en cierto lugar, debido al deslizamiento de una falla tectónica, se puede obtener considerando las contribuciones del movimiento del suelo, en el lugar dado, debidas al deslizamiento de distintos puntos sobre dicha falla. Para hacer esto, primero hay que especificar cómo se desliza cada punto sobre la misma, como se mueve el suelo en el lugar donde se realiza el registro cuando uno solo de estos puntos se desliza. Una vez que se conoce el movimiento del suelo en el lugar de registro debido al deslizamiento de cada punto sobre la falla, el movimiento “total” del suelo es la suma de todos los movimientos del suelo causados por el deslizamiento individual de todos los puntos sobre la falla, (Flores, 2004) Figura 5.1.

Una forma de simular los terremotos, cuando no tenemos un buen conocimiento del medio del subsuelo, es emplear los métodos de suma de las funciones de Green empíricas. Estos métodos se basan en sumar los registros de pequeños terremotos para simular un sismo grande (Figura 5.1). Los pequeños terremotos tienen que ser de la misma región que el sismo grande y tener el mismo mecanismo focal.

La magnitud necesita ser al menos un orden de magnitud menor que el grande. Si el evento es muy pequeño, aparecen problemas con la razón señal ruido en las bajas frecuencias.

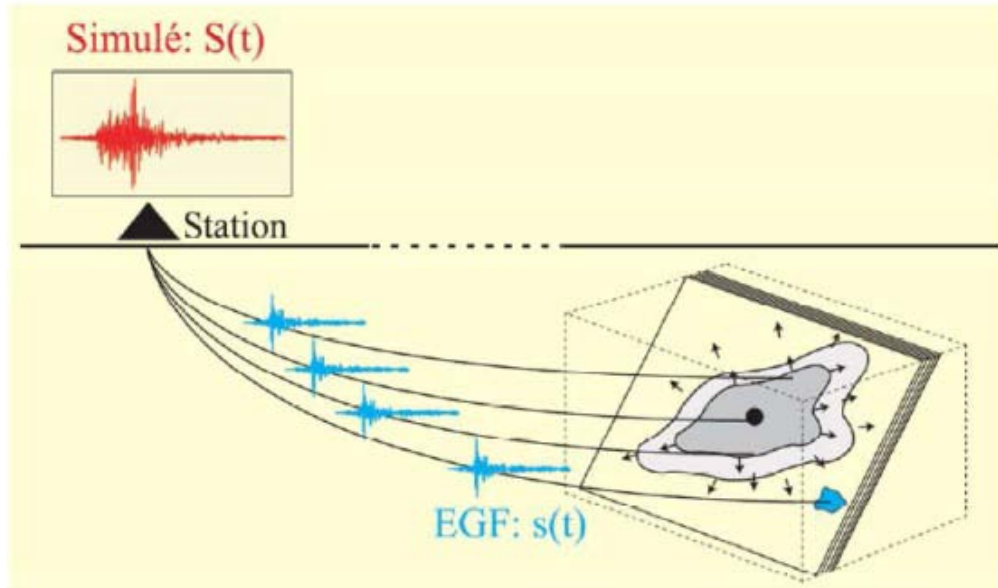


Figura 5.1 Representación esquemática de los métodos de suma de funciones de Green empíricas. El pequeño sismo registrado en la estación, representado en azul, es sumado varias veces para generar un terremoto grande en rojo.

La función de Green describe la señal que arribaría al acelerógrafo, si la función temporal fuera una función Delta de Dirac (un impulso). El pequeño terremoto registrado contiene toda la información de los efectos de propagación entre la fuente y el receptor, éste se puede tomar como una función impulsiva puntual que representa entonces la función de Green empírica. El sismo generado con esta función de Green, incorpora los efectos de propagación de las ondas en el medio, los efectos de atenuación y los efectos de sitio.

Para simular los efectos de un terremoto grande, los pequeños sismos, tomados como funciones de Green empíricas, deben sumarse con un retraso temporal en todo el tiempo de ruptura. (Ver Figura 5.1). La suma de los efectos de los pequeños terremotos para generar el mayor, se basa en la hipótesis de la similitud en los fenómenos de la fractura entre el terremoto mayor y el menor, y en que las ondas del pequeño sismo tendrán los mismos efectos de propagación que las del grande. Como los efectos de propagación son tomados como similares en ambos terremotos, este método no nos proporciona información sobre efectos no lineales del suelo.



Para que se cumpla que los efectos de propagación sean similares, asumimos, que se encuentren las estaciones en las mismas posiciones, un hipocentro del sismo cercano y un mecanismo de falla similar.

5.2 Bases teóricas del procedimiento de simulación.

Lo primero que es necesario hacer para simular sismos con el método de la función de Green empírica es la especificación de la fuente sísmica. La fuente sísmica se describe proporcionando la localización de la falla y la función de deslizamiento (la historia temporal del deslizamiento relativo entre dos lados de la falla) en cada punto sobre la falla. Para crear un modelo de la fuente, se deben considerar las propiedades conocidas de ruptura sísmica, que han sido estudiadas por distintos autores (Ordaz et al., 1984).

Las funciones de deslizamiento que pueden caracterizar un sismo hipotético en diversos puntos sobre una falla se muestran en la Figura 5.2, donde se aprecian algunas de las características comunes que presentan dichas funciones: todas ellas son no decrecientes, comienzan en cero y terminan con un valor constante en el tiempo, consistente con el hecho de que los sismos resultan del deslizamiento relativo entre los lados de una falla. También se aprecia en la Figura 5.2, que el deslizamiento en los distintos puntos puede comenzar en diferentes momentos. La fuente sísmica se caracteriza completamente haciendo graficas como estas para las tres componentes de deslizamiento para cada punto de la falla.

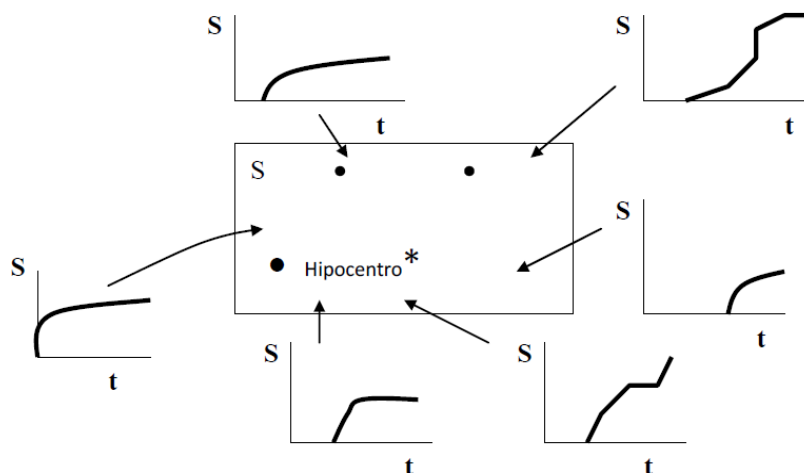


Figura 5.2 Funciones de deslizamiento en varios puntos sobre una superficie de falla hipotética. Tanto la forma como la amplitud de las funciones de deslizamiento pueden variar irregularmente sobre la falla.



La segunda parte del problema es la descripción de como se propagan las ondas sísmicas que viajan desde la falla donde se producen, hasta el lugar del registro. Esta parte del problema se caracteriza por las funciones de Green. Para definir una función de Green, supóngase que un punto de la falla se desplazan mediante un deslizamiento caracterizado por $\delta(t)$ (Delta de Dirac), tal como se ilustra en el punto A de la Fig. 5.3 el movimiento del suelo en el lugar de registro (punto de observación), causado por esta fuente puntual individual, se le denomina función de Green para la fuente puntual.

La función de Green es en esencia la respuesta de la estructura geológica al impulso unitario. La razón para introducir funciones de Green es que una vez conocida dicha función para un punto de la falla, el movimiento del terreno, causado por una función de deslizamiento arbitraria de dicho punto, se puede conocer a través de realizar el producto de convolución de la historia temporal del deslizamiento del punto que se encuentra en la falla, con la función de Green. Por lo tanto, para determinar la contribución de cada punto de la falla en el lugar de registro, primero se determinan las funciones de Green para cada punto de ella, tal como los puntos A, B y C en la Fig. 5.3.

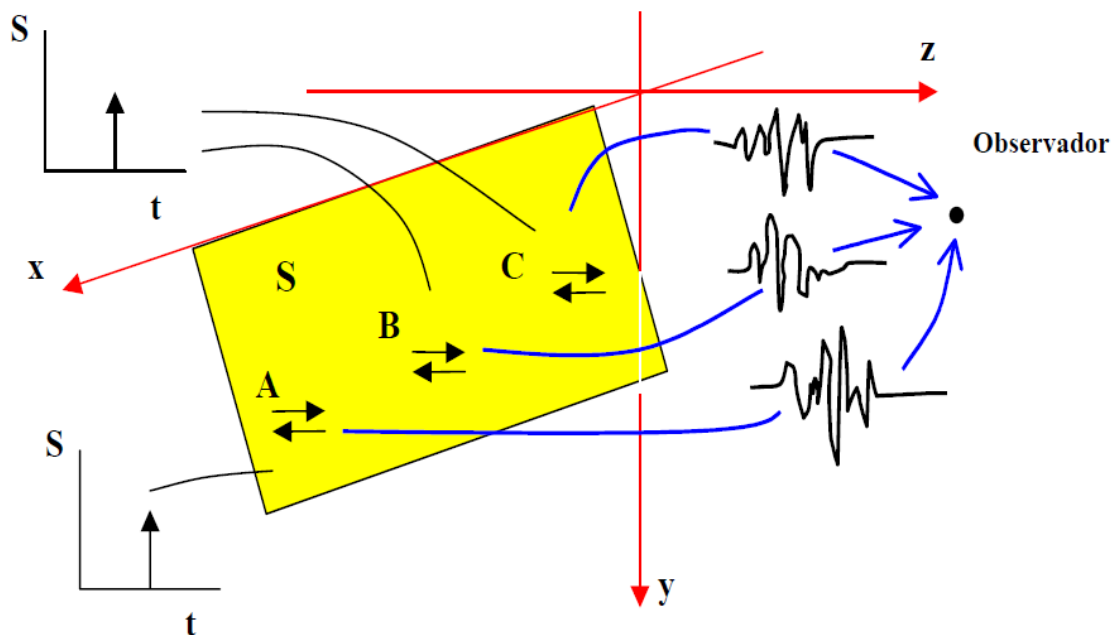


Figura 5.3 Descripción de las funciones de Green. Puntos individuales sobre la superficie de falla, se desplazan con funciones $\delta(t)$ de deslizamiento, como se indica en el gráfico. El movimiento del terreno que ocurre en la posición del observador debido a una de las fuentes puntuales es la función de Green. Se indican las funciones de Green causadas por los puntos A, B y C.



Una vez conocida las contribuciones de cada punto de la falla, estas se suman sobre todos los puntos de la falla para obtener el movimiento total causado por la ruptura de la falla entera. Lo que se debe hacer matemáticamente, es una integral de área sobre toda la superficie de la falla, y el procedimiento de la suma de puntos descrito en el párrafo anterior es el método más simple posible para esta integral. En la práctica, se debe tomar una muestra suficientemente densa de puntos sobre la falla para alcanzar una aproximación apropiada en la integral.

El método de la función de Green, permite expresar al acelerograma generado por un sismo en la forma:

$$as(t) = Kf(t) * r(t) * l(t) \quad (4.1)$$

Donde K es una constante, * es el producto de convolución, r(t) es un término que incluye las modificaciones que sufre la señal por efectos de trayecto, l(t) incluye los efectos de sitio y f(t) es la aceleración en la fuente sísmica. De acuerdo con el modelo ω_2 de Brune (1970), el espectro de f(t) esta dado por:

$$F(\omega) = \frac{M_0 \omega^2}{1 + (\omega^2 / \omega_c^2)} \quad (4.2)$$

Donde M_0 es el momento sísmico y ω_c es la llamada frecuencia de esquina, dada por (Brune, 1970):

$$\omega_c = 2\pi 4.9 \times 10^6 \beta (\Delta\sigma / M_0)^{1/3} \quad (4.3)$$

Donde β es la velocidad de propagación de las ondas de cortante en Km/s, M_0 está en dinas-cm (1 Dina = 10^{-5} N) y $\Delta\sigma$ es la ~~ida~~ **ida** de esfuerzos en bares (1bar = 100 kilo pascales). Considerando dos eventos generados en la misma región y registrados en el mismo sitio, con los parámetros del sismo de mayor magnitud dados por: M_{0s} , $\Delta\sigma_s$ y ω_{cs} , y con los parámetros del sismo de menor magnitud dados por: M_{0e} , $\Delta\sigma_e$ y ω_{ce} .

El método de simulación sísmica que se utiliza en este trabajo se debe a Ordaz et al. (1995), quienes suponen que la falla es puntual y que emite una sola función de Green en tiempos aleatorios. La única función de Green utilizada es un registro



sísmico en un sitio de interés. Los sismos que se simulan con este método tienen un contenido de frecuencias predicho por el modelo de fuente de Brune (Ordaz et al., 1995). El método consiste en construir un sismo de magnitud dada con base en otro de menor magnitud registrado en cierto lugar de interés. Se requiere también conocer, las características de la falla y la velocidad de las ondas de cortante. Al sismo registrado se le denomina función de Green empírica $a_e(t)$.

Las características de la falla que se requieren son el momento sísmico y la caída de esfuerzos. Al momento sísmico de la falla que produce la función de Green se le denomina M_{oe} y a su caída de esfuerzos $\Delta\sigma_e$, al momento sísmico de la falla que produce la señal por simular M_{os} y a su caída de esfuerzos $\Delta\sigma_s$.

Considerando que el evento que produce el sismo por simular se genera en una superficie de falla dividida en N celdas concentradas en un punto, cada una de las cuales produce al tiempo τ_i un sismo $\xi_{ae}(t)$, el sismo simulado resulta de la superposición escalada del sismo registrado y se expresa como:

$$a_s(t) = \xi \sum_{i=1}^N a_e(t - \tau_i) \quad (4.4)$$

Donde las τ_i son variables aleatorias, independientes e igualmente distribuidas con función de densidad de probabilidad (fdp) en $p(t)$.

$$p(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\sqrt{1 + a(\omega / \omega_{ce})^2}}{1 + (\omega / \omega_{ce})^2} e^{i\omega t} d\omega \quad (4.5)$$

Los coeficientes ξ y N están dados de forma tal que el cociente de espectros de la señal registrada a la señal simulada satisfaga las condiciones límite del cociente espectral dado por la ecu. (4.5). Tomando la transformada de Fourier de la ec. (4.6) se obtiene:

$$N = \left(\frac{M_{oe}}{M_{os}} \right)^{4/3} \left(\frac{\Delta\sigma_e}{\Delta\sigma_s} \right)^{-4/3}$$
$$\xi = \left(\frac{M_{oe}}{M_{os}} \right)^{-1/3} \left(\frac{\Delta\sigma_e}{\Delta\sigma_s} \right)^{4/3} \quad (4.6) \text{ y } (4.7)$$



5.3 Procedimiento de Simulación

La función de Green empírica utilizada en este trabajo corresponde al sismo del 25 de abril de 1989 de Guerrero registrado en el sitio Esparza y Oteo, con $Moe = 2.5 \cdot 10^{26}$ dinas-cm (Magnitud sísmica de 6.9), $\Delta\sigma_e = 150$ bar, $Mos = 1.5 \cdot 10^{28}$ dinas-cm, $\Delta\sigma_s = 150$ bar, y con una velocidad de cortante de $\beta = 0.06$ Km/s.

Este sismo en particular fue seleccionado, debido a que presenta las características morfológicas de un temblor grande (se aprecia claramente la llegada de la onda S), y es de magnitud 6.9, figura 5.4, que permite simular sismos de magnitud mayor o igual a 7, con el método de simulación que se decidió utilizar. Por otro lado, este sismo fue generado por la fuente sísmica de mayor peligro para las estructuras del Valle de México: la brecha de Guerrero, lo que permite estudiar la fragilidad sísmica de la estructura considerada.

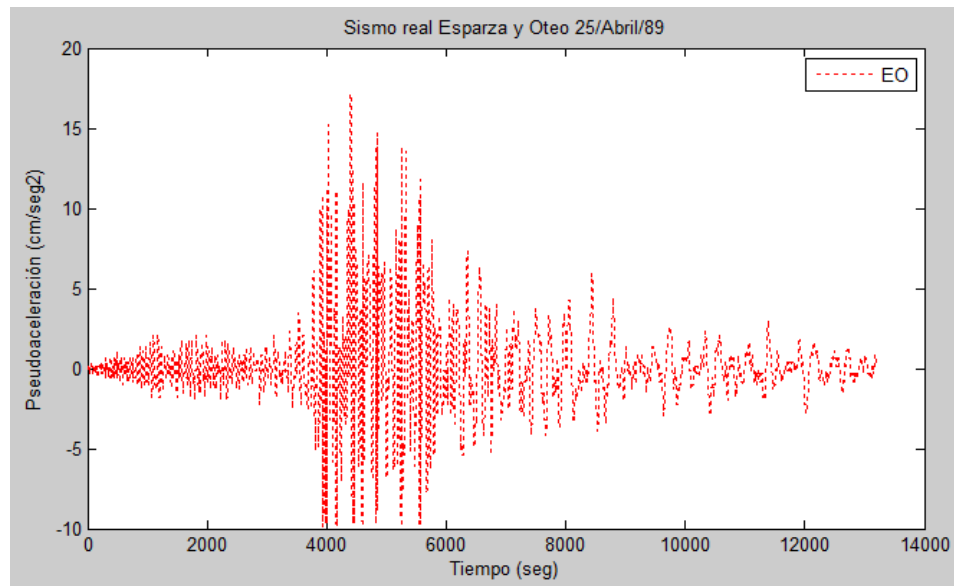


Figura 5.4 Sismo real registrado en la estación Esparza y Oteo de magnitud 6.9.

5.3.1 Simulación de sismos en la estación de CU

Para la simulación de los sismos en la estación de CU se utilizó la señal del 25 de abril de 1989 de magnitud 6.9, figura 5.5 registrada en la estación CU con propiedades sismológicas similares a las del sismo registrado en Esparza y Oteo.

Una de las premisas para utilizar el método de la función de Green es que se debe contar con dos sismos registrados de igual magnitud sin importar la estación donde se hayan registrado.

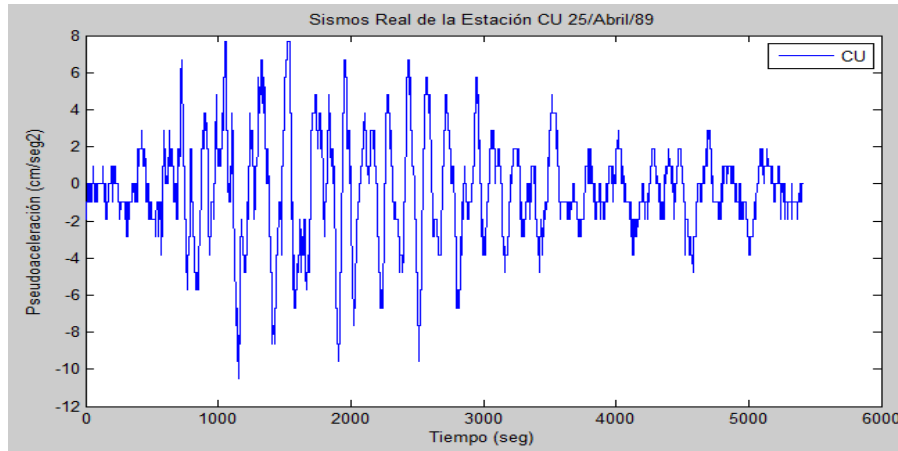
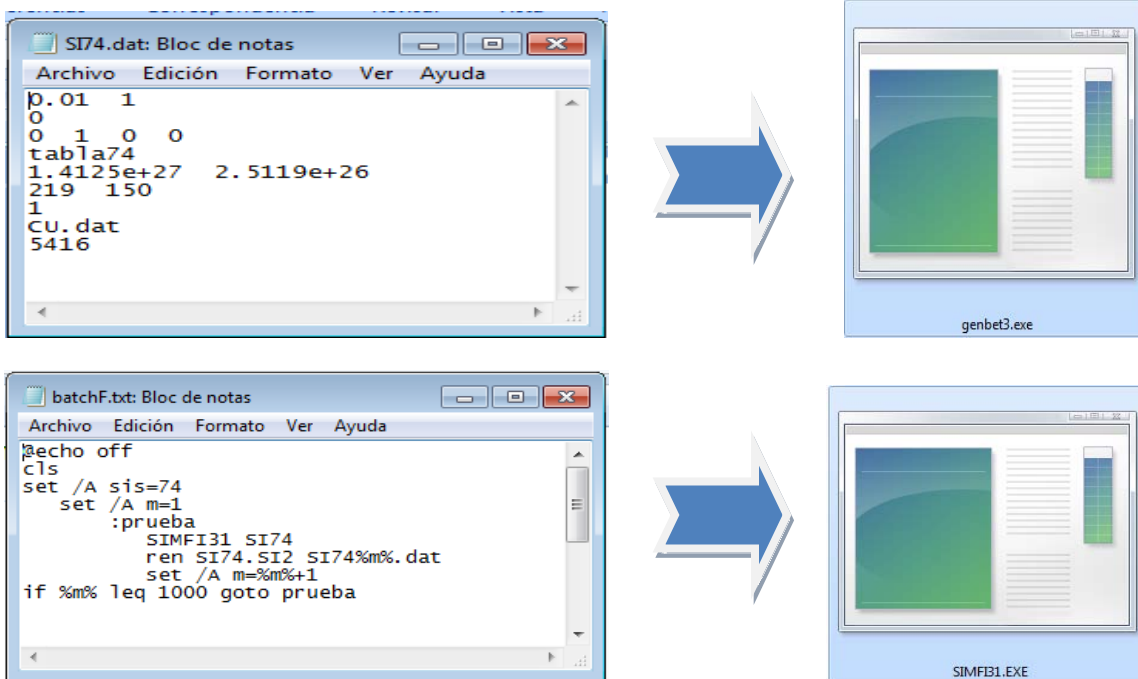


Figura 5.5 Sismo real registrado en la estación CU de magnitud 6.9.

Para la simulación de los sismos en CU se utilizó la técnica de Mario Ordaz con ayuda de sus programas computacionales genbet3 y SIMFI31.



En la Figura 5.6, se muestran dos sismos simulados con la técnica de la función de Green empírica en la estación CU, correspondientes a las magnitudes $M_s = 6.9$ y 7.7 ; en la misma se aprecia la gran diferencia de las aceleraciones pico alcanzadas.

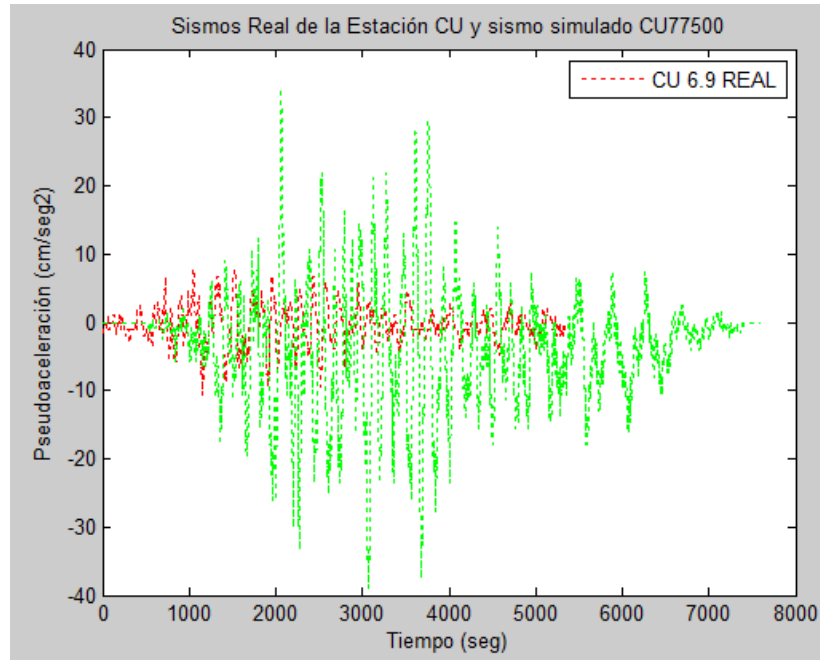


Figura 5.6 Sismo real registrado en la estación CU de magnitud 6.9 y sismo simulado de magnitud 7.7.

Debido a que la convergencia de la media y la densidad espectral de potencia de las señales simuladas con el método de la función de Green empírica, es función del número de señales simuladas, se generaron mil señales para cada magnitud (Flores et al., 2003), tabla 5.1.

Magnitud Sismica	Numero de Simulaciones	Caida de Esfuerzos (bar)				Magnitud Sismica	Numero de Simulaciones	Caida de Esfuerzos (bar)				Magnitud Sismica	Numero de Simulaciones	Caida de Esfuerzos (bar)					
		F. de Green Δ0e	F. Simulada Δ0s	Sa Máx (Ordaz) Gal	Sa Máx (Reyes) Gal			F. de Green Δ0e	F. Simulada Δ0s	Sa Máx (Ordaz) Gal	Sa Máx (Reyes) Gal			F. de Green Δ0e	F. Simulada Δ0s	Sa Máx (Ordaz) Gal	Sa Máx (Reyes) Gal		
7.0	300	150	200	9.153	12.997	7.6	300	150	150	27.230	36.520	8.1	300	150	150	60.230	92.926		
	300	150	180	9.688			300	150	185	31.737			300	150	340	92.680			
	300	150	170	9.153			300	150	200	32.403			300	150	355	94.470			
	300	150	160	9.683			300	150	230	35.934			300	150	360	95.466			
	300	170	190	9.758			300	150	240	36.007			8.2	300	150	150	72.368	112.492	
	300	160	180	9.714			300	150	250	36.336				300	150	350	109.399		
	300	163	183	9.884			300	150	200	37.747				300	150	360	109.709		
7.1	300	150	170	9.875	15.395	7.7	300	150	150	31.572	43.850	8.2	300	150	150	72.368	112.492		
	300	150	185	8.865			300	150	240	40.879			300	150	370	113.682			
	300	150	190	9.279			300	160	260	42.778			300	150	265	111.510			
	300	160	185	12.062			300	160	270	43.989			300	150	380	114.551			
7.2	300	150	190	9.557		7.8	300	160	280	44.830		8.2	300	150	367	112.498			
	300	150	150	15.789	18.256		8.3	300	150	250	48.149		52.800	8.3	300	150	360	131.211	136.358
	300	160	150	14.743				300	160	260	49.405				300	150	370	132.385	
	300	170	170	13.594				300	170	275	50.860				300	150	385	135.007	
	300	150	160	14.853				300	150	285	52.209				300	150	400	138.393	
300	150	180	17.508		300	150		290	53.959		300	150	390		136.730				
7.3	300	150	185	18.141		8.0	300	160	285	50.458		8.4	300	150	388	136.421			
	300	150	190	15.204			300	150	288	53.079			300	150	390	160.234	165.504		
	300	150	150	17.601	21.680		7.9	300	150	150	42.999		63.660	8.4	300	150	395	163.560	
	300	150	185	18.669				300	150	290	61.968				300	150	400	165.755	
300	150	205	21.468		300	150		300	62.358		8.5	300	150		400	191.543	201.144		
300	150	210	21.990		300	150		310	62.721			300	150		405	195.657			
7.4	300	150	150	20.383	25.760	8.0	300	150	320	64.628			8.5	300	150	410	201.247		
	300	150	185	22.226			300	150	330	65.649		300		150	410	201.247			
	300	150	200	22.942			300	150	315	63.719		8.5		300	150	400	191.543	201.144	
	300	150	215	25.060			8.0	300	150	200	50.755			76.865	300	150	405	195.657	
	300	150	220	25.982				300	150	320	75.641				300	150	410	201.247	
7.5	300	150	150	22.982	30.650	8.0		300	150	325	76.135		8.5	300	150	410	201.247		
	300	150	200	27.140			300	150	330	77.057		300		150	410	201.247			
	300	150	215	28.365			8.0	300	150	300	62.358			8.5	300	150	400	191.543	201.144
	300	150	230	30.404				300	150	320	64.628				300	150	405	195.657	
	300	150	240	28.620				300	150	330	65.649				300	150	410	201.247	



Magnitud Sismica	Numero de Simulaciones	Caida de Esfuerzos (bar)		Sa Máx (Ordaz) Gal	Sa Máx (Reyes) Gal	Magnitud Sismica	Numero de Simulaciones	Caida de Esfuerzos (bar)		Sa Máx (Ordaz) Gal	Sa Máx (Reyes) Gal	
		F. de Green ΔG_e	F. Simulada ΔG_s					F. de Green ΔG_e	F. Simulada ΔG_s			
7.0 →	1000	150	150	9.282	12.997	7.8 →	1000	150	288	52.472	52.800	
	1000	160	180	9.714			1000	150	289	52.935		
	1000	163	183	9.854			1000	150	290	53.288		
7.1 →	1000	160	180	9.784	15.395	7.9 →	1000	150	315	64.750	63.660	
	1000	160	150	9.914			1000	150	310	63.120		
	1000	150	230	9.347			1000	150	313	63.950		
7.2 →	1000	150	185	17.758	18.256	8.0	1000	150	330	76.850	76.865	
	1000	150	186	14.379			8.1	1000	150	340	91.551	92.926
	1000	150	187	14.496				1000	150	345	91.836	
7.3 →	1000	150	205	21.349	21.680	8.2	1000	150	370	112.264	112.492	
	1000	150	210	22.187			8.3 →	1000	150	390	137.469	136.358
	1000	150	207	21.743				1000	150	385	136.154	
7.4 →	1000	150	220	26.020	25.760	8.4	1000	150	400	164.103	165.504	
	1000	150	215	25.144			8.5 →	1000	150	405	166.404	
	1000	150	218	25.340				1000	150	403	165.779	
7.5 →	1000	150	230	28.657	30.650	8.5	1000	150	410	199.833	201.144	
	1000	150	235	29.685			1000	150	415	201.094		
	1000	150	238	30.062								
7.6 →	1000	150	242	30.450								
	1000	150	245	31.450								
	1000	150	250	35.938	36.520							
7.7 →	1000	150	254	36.235								
	1000	150	255	36.850								
	1000	150	270	43.942	43.850							
			265	43.887								

Tabla 5.1 Correlación de las aceleraciones medias máximas con la técnica de Carlos Reyes y la técnica de Mario Ordaz.

5.3.2 Función de Transferencia

Procedimientos para estimar el espectro de respuesta en las zonas de transición y del lago a partir de la estimación del movimiento en suelo firme. (Reyes, 2001)

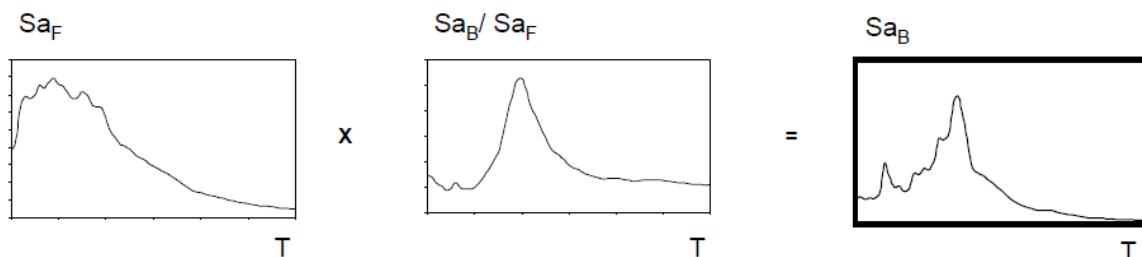


Figura 5.7 Función de transferencia para llevar un sismo del suelo firme al suelo blando



5.3.3 Método de la Función de Transferencia

La función de transferencia es el cociente entre la de la transformada rápida de Fourier del sismo real registrado en Esparza y Oteo y la transformada rápida de Fourier del sismo real registrado en CU, figura 5.8.

$ftsEO = \text{abs}(\text{fft}(\text{sisEO}))$; Transformada rápida de Fourier en EyO

$ftsCU = \text{abs}(\text{fft}(\text{sisCUm}))'$; Transformada rápida de Fourier en CU

$FT = ftsEO ./ ftsCU$; (Función de transferencia)

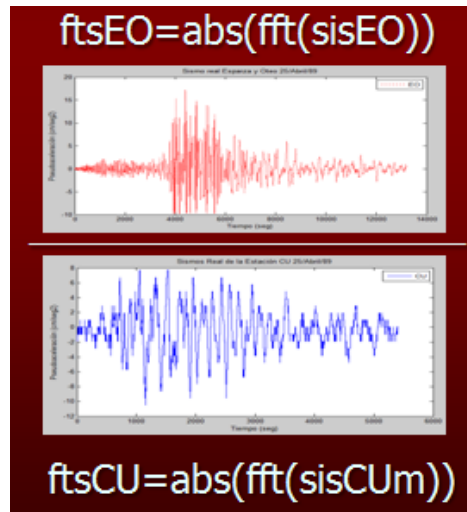


Figura 5.8 Función de transferencia

El siguiente paso es multiplicar la Transformada rápida de Fourier del sismo simulado en CU por la función de transferencia y como resultado final se tendrá el sismo simulado en Esparza y Oteo, como se ilustra en la figura 5.9.

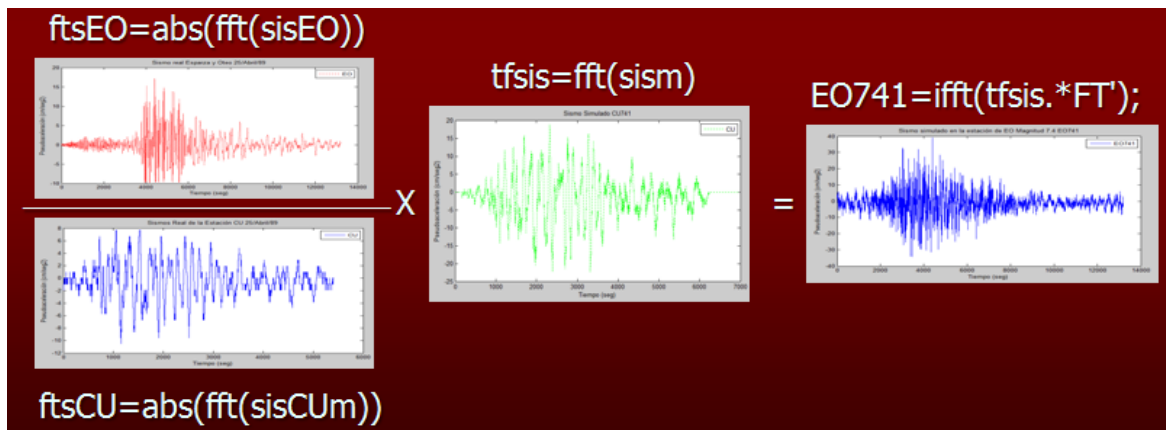
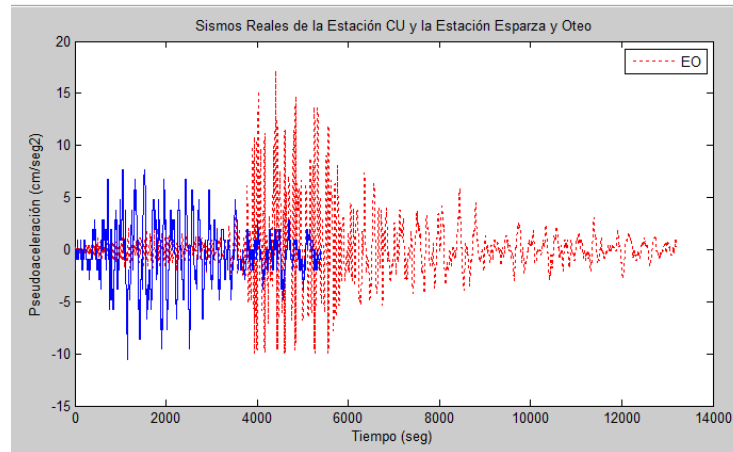


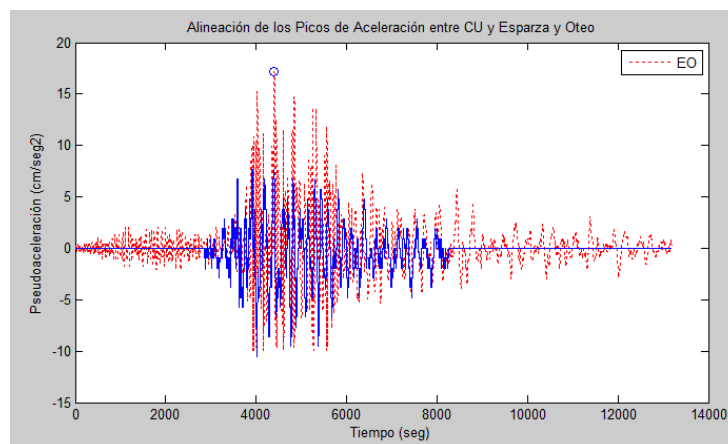
Figura 5.9 Metodología para la simulación sísmica



El primer paso para comenzar la simulación con la metodología antes mencionada es alinear los picos de aceleración del sismo real en CU y el sismo real en EyO, esto con la finalidad de que los sismos mencionados tengan la misma duración, figura 5.10a y 5.10b.



(a)



(b)

Figura 5.10 (a) Sismo de CU en azul y Sismo de EyO en rojo. (b) Alineación de las aceleraciones pico del sismo simulado en CU y el sismo real de Esparza y Oteo.

Una vez alineados los picos de aceleración, además de ser ahora de la misma duración el paso siguiente es utilizar la función de transferencia y con ello obtener el sismo simulado en la estación Esparza y Oteo ubicada en la zona de Transición, a partir de la señal registrada en la estación de CU perteneciente al suelo firme. En la figura 5.11 se observa que la señal toma la forma de una función armónica, motivo por el cual se le aplica un filtro a la señal para corregirla, como se observa en la figura 5.12.

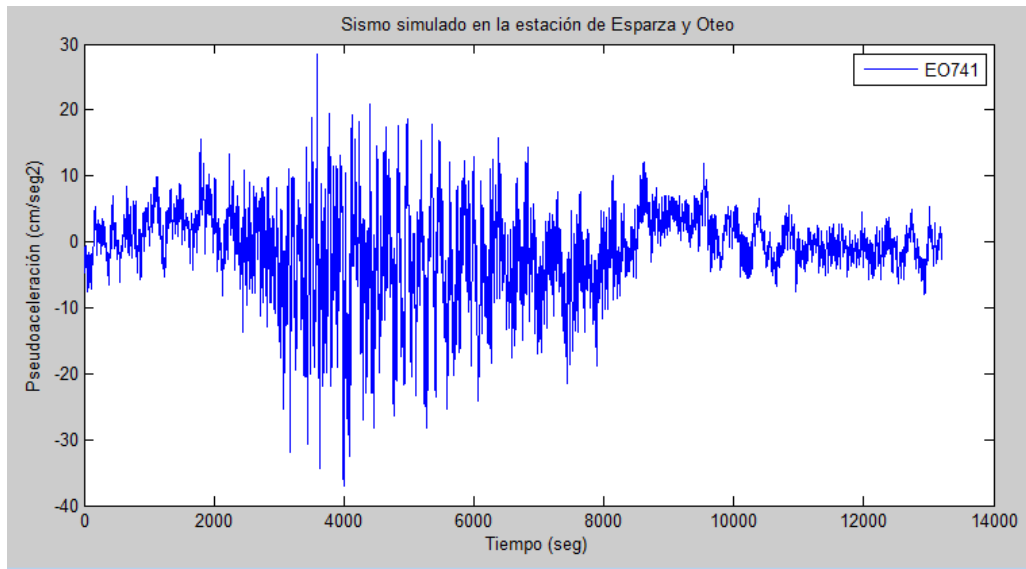


Figura 5.11 Sismo simulado en la estación Esparza y Oteo utilizando la función de transferencia.

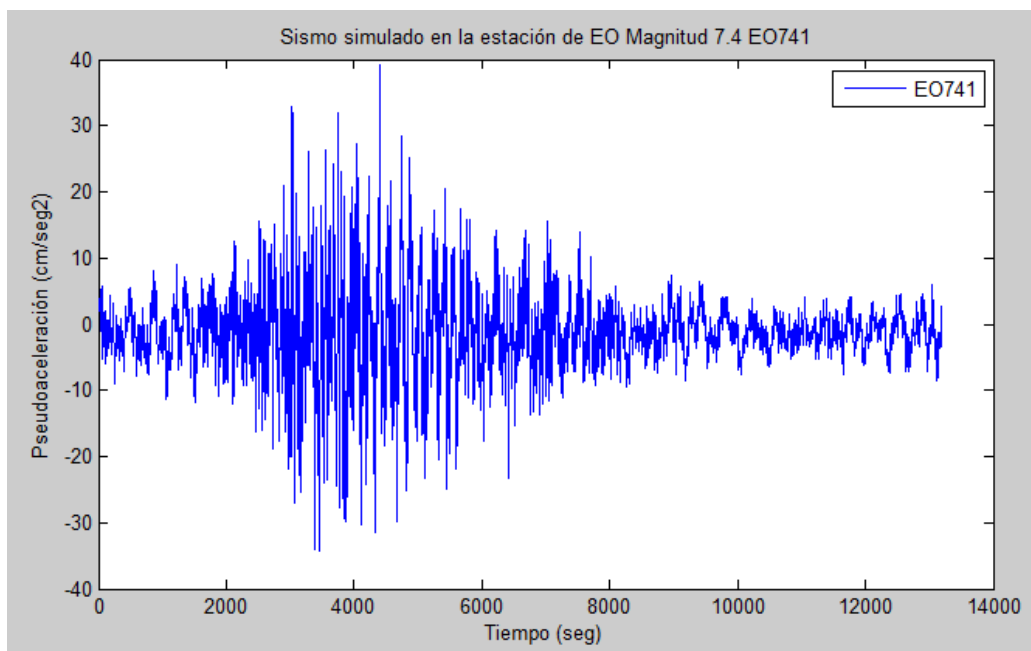


Figura 5.12 Señal ajustada del sismo simulado en Esparza y Oteo de magnitud 7.4.

El producto terminado al utilizar esta técnica de simulación se muestra a continuación figura 5.13, para con ello poder trabajar la estadística de máximos de distorsión.

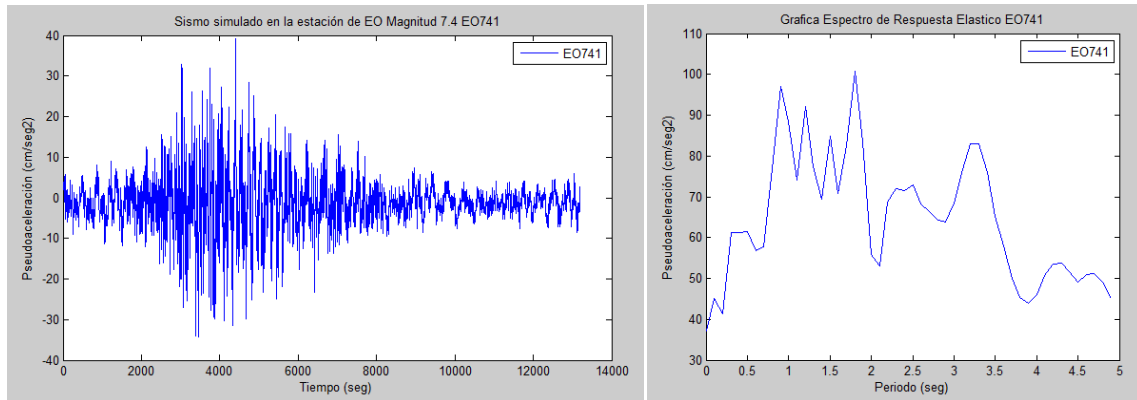
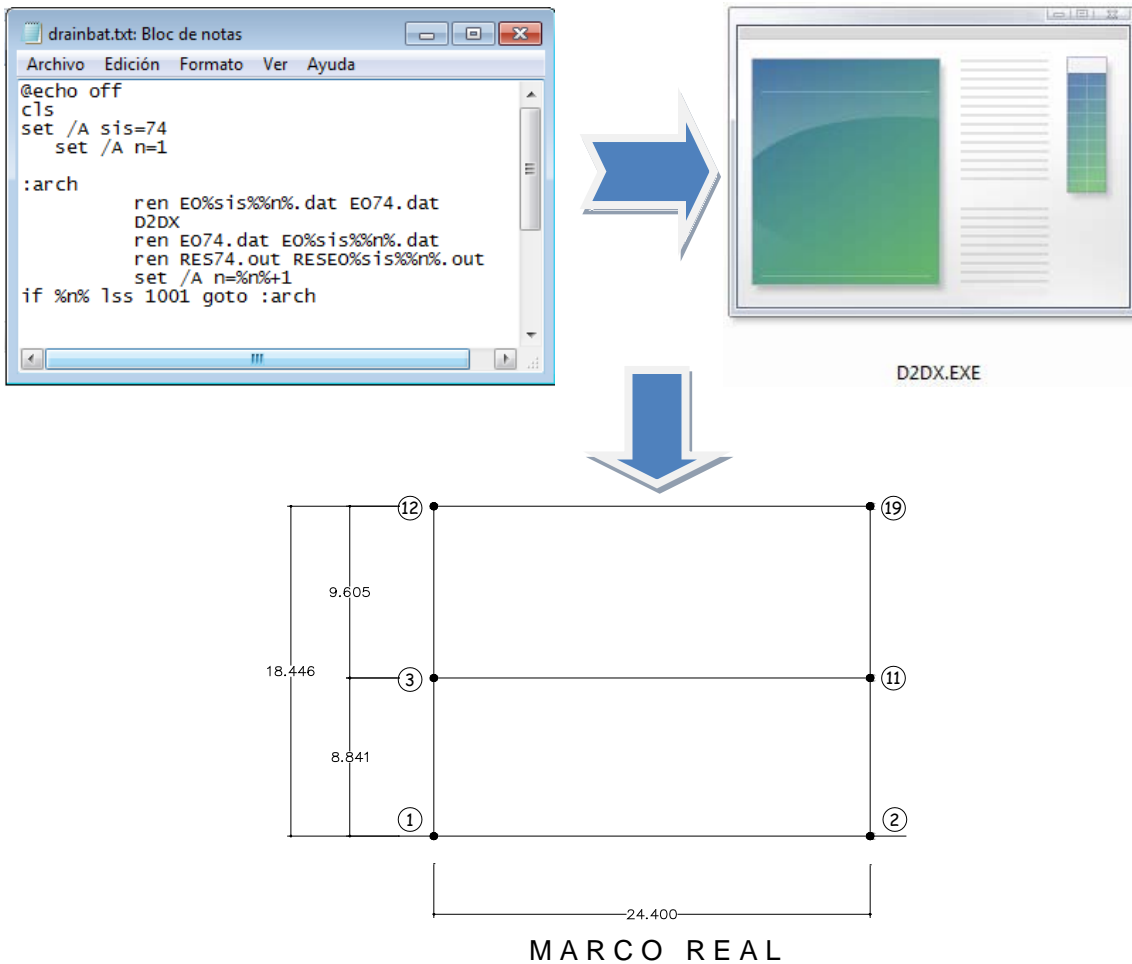


Figura 5.13 Acelerograma y espectro de respuesta del sismo simulado en Esparza y Oteo de magnitud 7.4.

Una vez que se tienen las 15,000 mil señales en la Estación Esparza y Oteo se procede a su manejo en el programa DRAIN 2DX con la finalidad de obtener las 15,000 mil respuestas de las estructuras en estudio, y con ello generar la estadística de los máximos de distorsión de entrepiso.





5.4 Fragilidad sísmica del marco E5-B17 del distribuidor vial de San Antonio

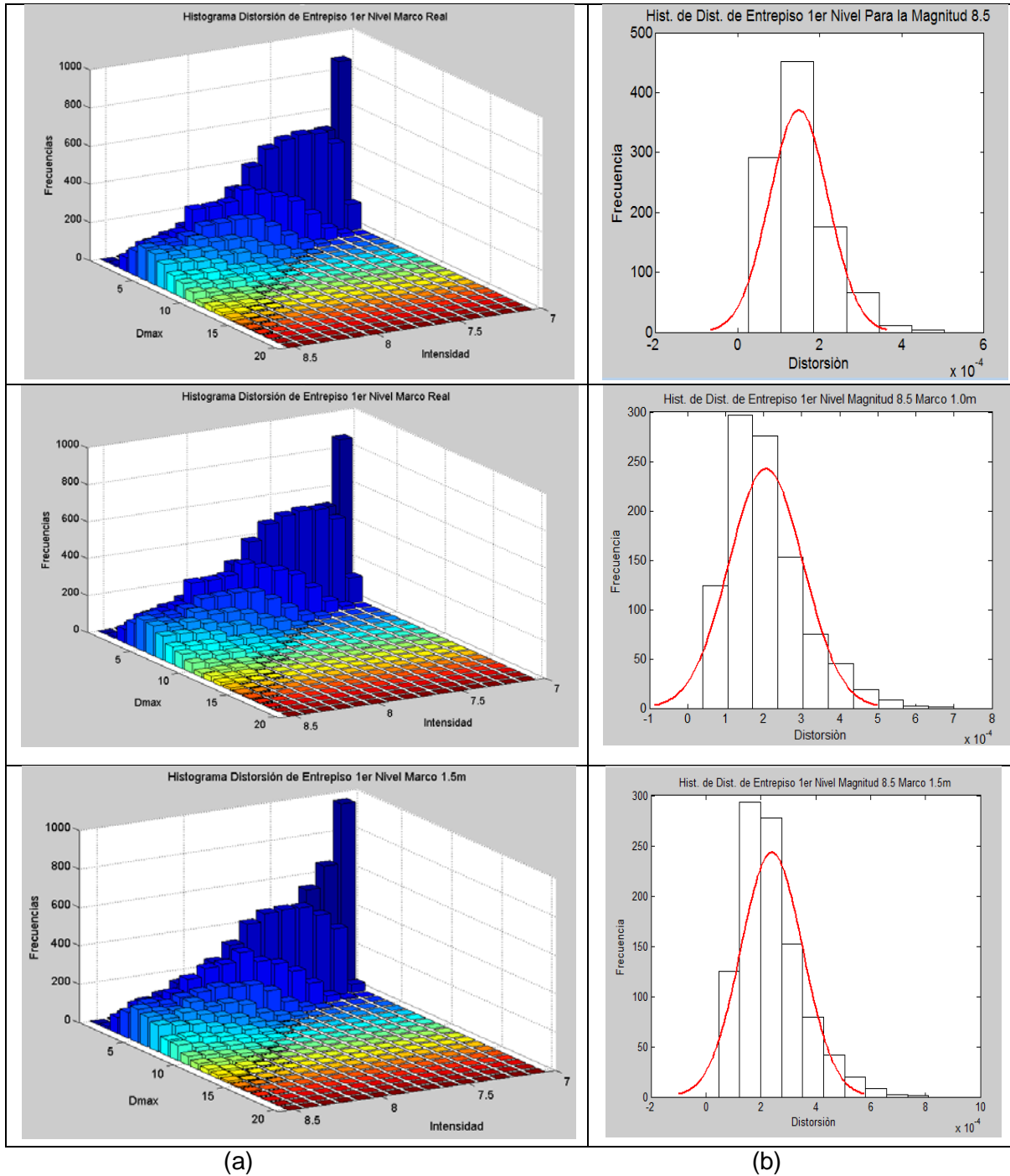
Evaluar el impacto que tienen los sismos en las estructuras es una tarea importante por las pérdidas de vidas y económicas que ocasionan, por lo que es necesario contar con un método que cuantifique, confiable y eficazmente, la probabilidad de que una estructura incurra en cierto nivel de daño (estado límite) por estar sujeta a un sismo de intensidad dada, como puede ser agrietamiento, fluencia o colapso.

La fragilidad sísmica de una estructura, se define como la probabilidad condicional de que su respuesta exceda un estado límite dado, cuando se le somete a sismos de cierta intensidad.

La fragilidad se expresa por una función entre dos conjuntos: el dominio y el contradominio de dicha función, en la que el dominio de la función (abscisas), es una medida de intensidad sísmica y el contradominio (ordenadas), la probabilidad condicional de que la respuesta de la estructura exceda un estado límite cuando se le sujeta a sismos de intensidad dada.

En la figura 5.14 a), se presentan los histogramas de la distorsión de entrepiso del primer nivel (N1) del marco en estudio en función de la magnitud sísmica M_s , las magnitudes van de 7.1 a 8.5, en incrementos de 1 grado; en la figura 5.14 b), se presenta el histograma de la distorsión de entrepiso N1, para la magnitud 8.4.

En la figura 5.15 a), se presentan los histogramas del segundo nivel del marco en estudio en función de la magnitud; en la figura 5.15 b), se comparan los histogramas de los dos niveles N1 y N2. Se aprecia que la distorsión media y la dispersión del nivel inferior es mayor que la del superior, lo que hace sentido ya que la masa del primer nivel es mayor que la del segundo.



(a) Histograma de la distorsión de entrespiso N1 del Marco E5-B17 Marco Real, Marco +1.0m y Marco+1.5m en función de la magnitud. (b) Histograma de la distorsión de entrespiso N1 del Marco E5-B17 Marco Real, Marco+1.0m y Marco +1.5m para la magnitud 8.5.

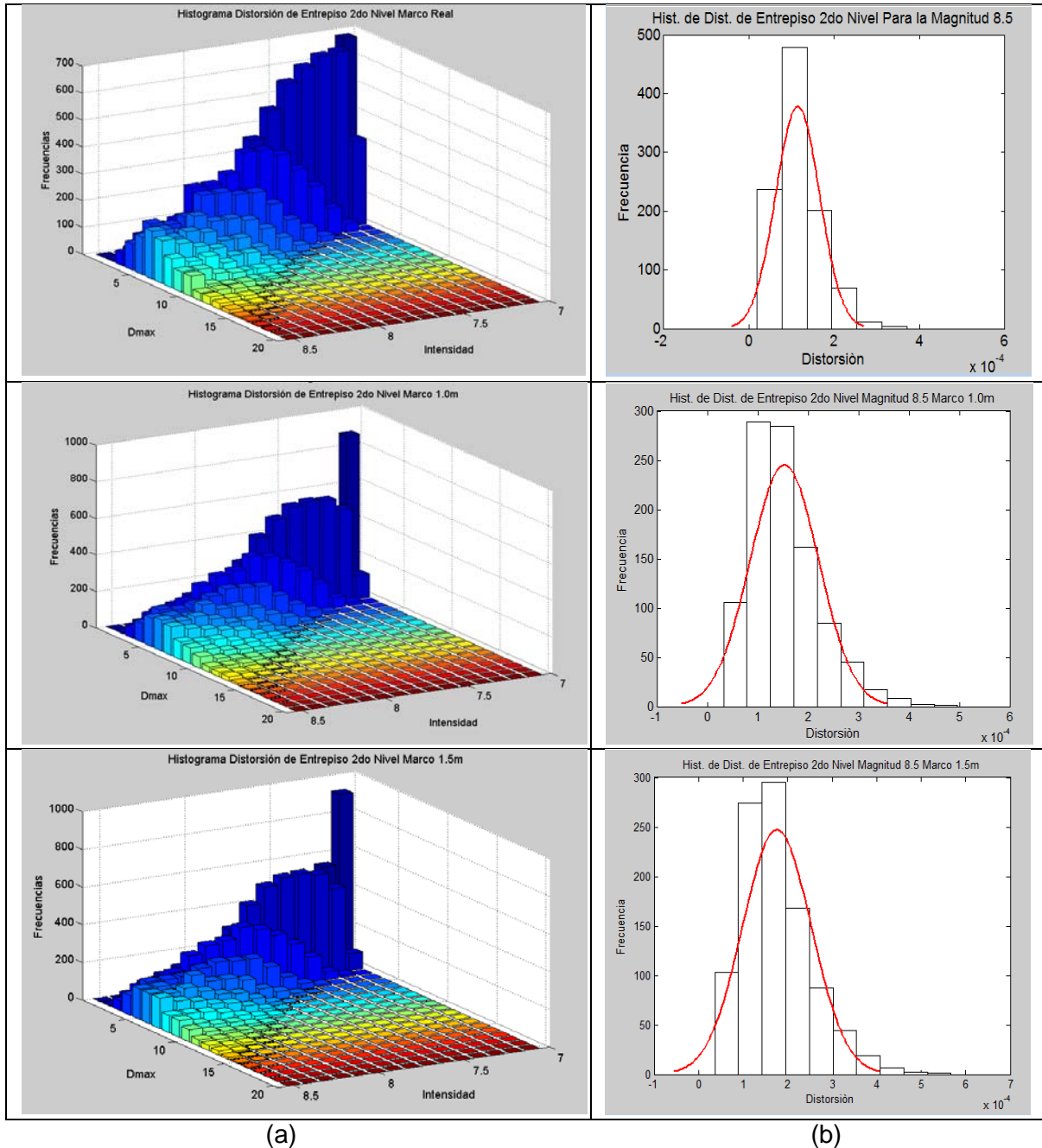
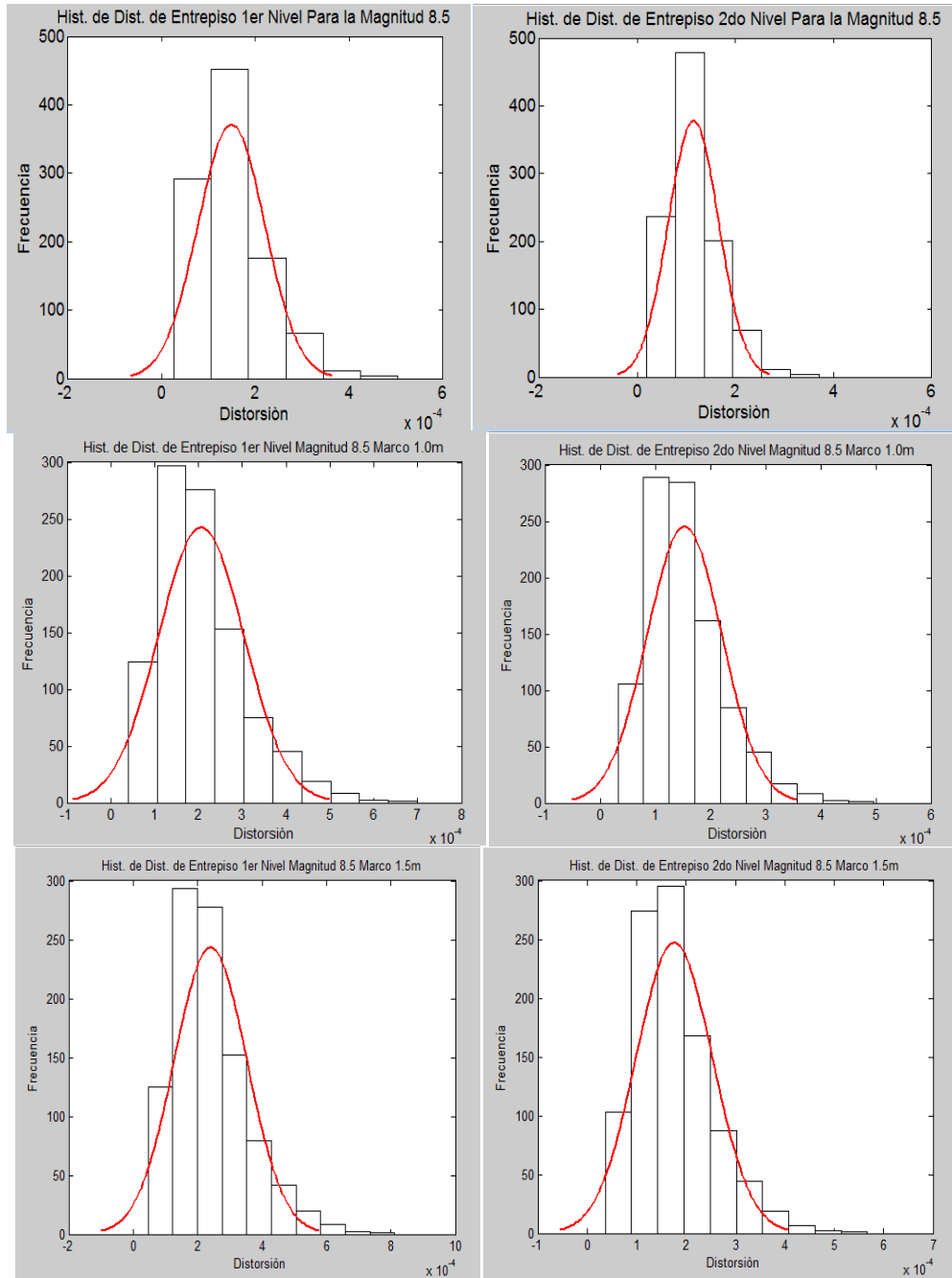


Figura 5.15 a) Histograma de la distorsión de entrepiso N2 del Marco E5-B17 Marco Real, Marco +1.0m y Marco +1.5m en función de la magnitud. b) Histograma de distorsión de entrepiso N2 del marco E5-B17 Marco Real, Marco +1.0m y Marco +1.5m, para la magnitud 8.5.



(a)

(b)

Figura 5.16 Comparación de los Histogramas de la distorsión de los entresijos N1 (a) y N2 (b) del Marco E5-B17 Real, +1.0m y +1.5m, para la magnitud 8.5.

Los estados límite de las estructuras, se pueden definir en términos de la distorsión de entrepiso, la cual representa un índice que se correlaciona muy bien con el daño experimentado por ellas en el caso de sismos (Reyes, 1999).



La distorsión de entrepiso para el caso de estructuras a base de marcos, se define como la diferencia de desplazamientos entre dos niveles consecutivos dividida por la altura del entrepiso, figura 5.17 y 5.18.

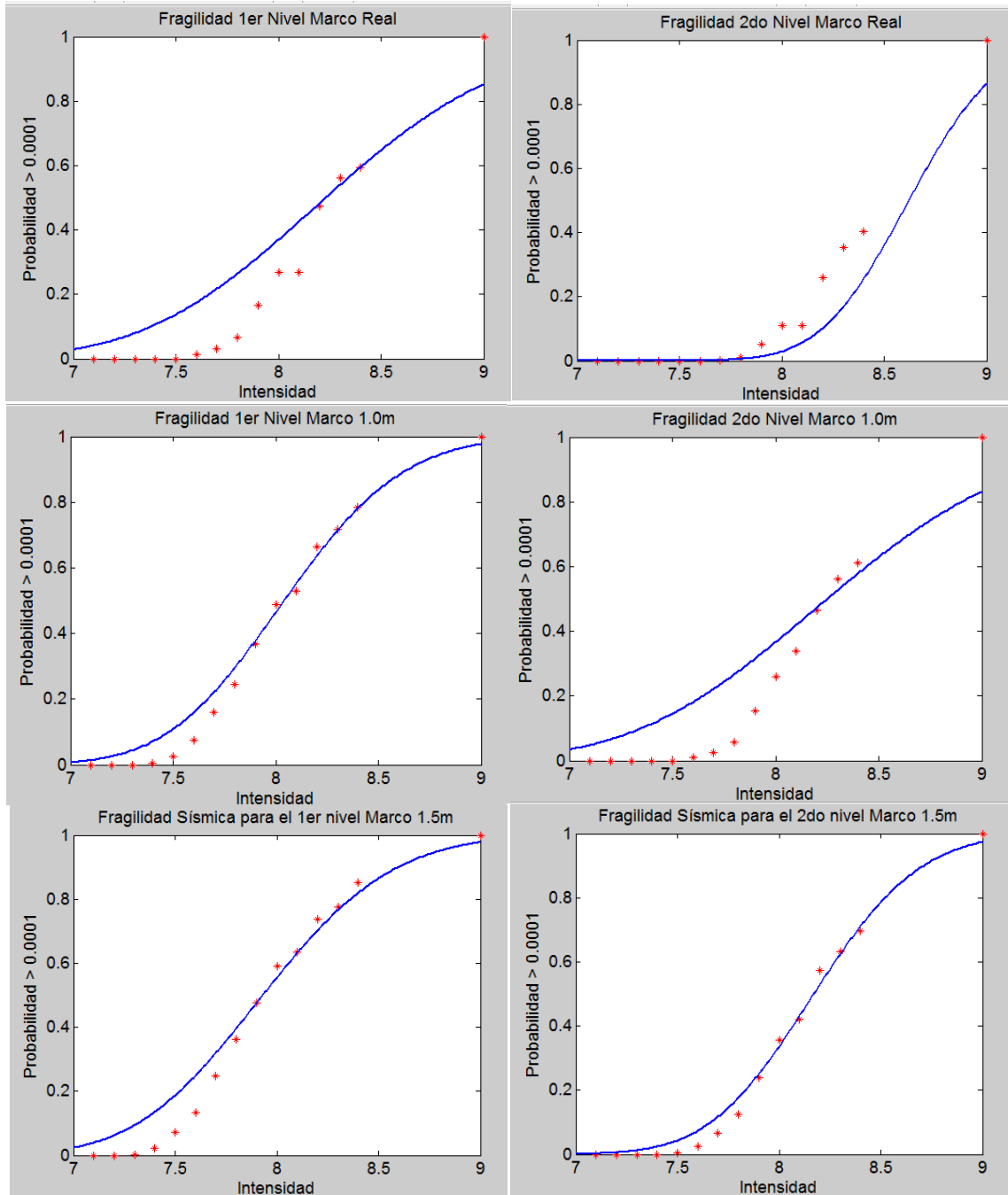
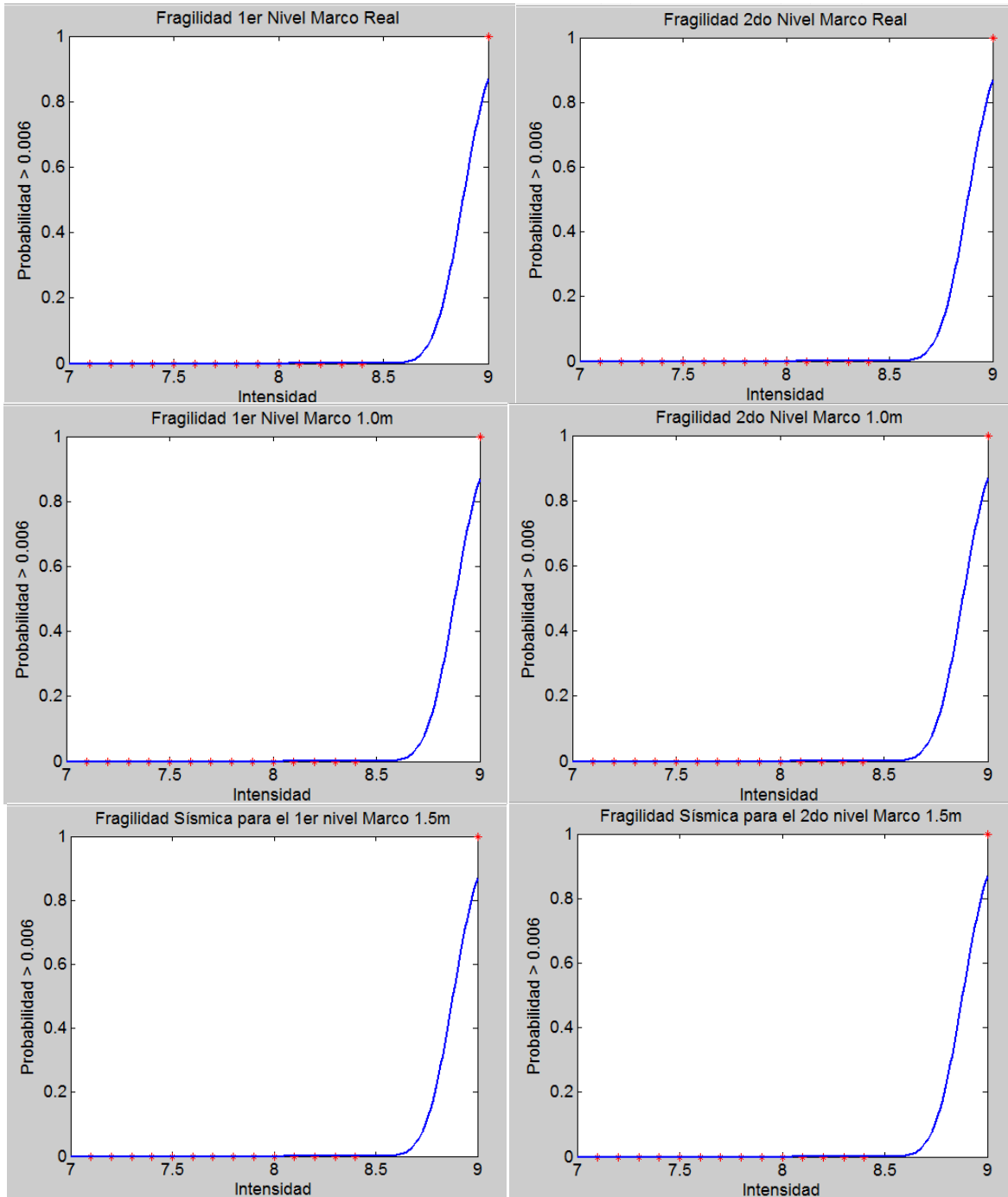


Figura 5.17 Curvas de fragilidad del nivel N1(a) y N2(b) del Marco E5-B17 Real, +1.0m y +1.5m correspondientes al estado límite de distorsión de entrepiso de 0.0001.



(a)

(b)

Figura 5.19 Curvas de fragilidad del nivel N1y N2 del Marco E5-B17 Real, 1.0m y +1.5m correspondientes al estado límite de distorsión de entrepiso de 0.006.

Estas curvas indican que tan propensa es la estructura a exceder un estado límite de acuerdo al ambiente sísmico de una región considerada.



Las curvas representan la probabilidad condicional que tiene la distorsión de entrepiso de exceder los estados límite, en función de la magnitud sísmica. Se aprecia que cuando la magnitud sísmica **M_s** es mayor; la probabilidad de exceder el estado límite considerado es mayor. Igualmente, cuando el estado límite considerado es mayor se requieren sismos de mayor magnitud para exceder el estado límite.

De los resultados obtenidos, se observa que la estructura está lejos de la falla debido a que sus propiedades dinámicas (frecuencias o periodos), se encuentran alejadas de los periodos dominantes del sitio. No obstante, en el caso que la estructura falle, el entrepiso inferior N1 será el primero en incursionar en el intervalo no-lineal, ya que su respuesta es 25% mayor al entrepiso superior N2, como se aprecia en la figura 5.16.

En el caso del primer estados límite considerado se observa que con una certidumbre del 20% la estructura lo habrá excedido, como su puede ver en la figura 5.18. Los demás estados límite serán difícilmente excedidos por los sismos más frecuentes que suceden en el Valle de México, figura 5.19.



Conclusiones

En el análisis paso a paso, con registro sísmicos reales la estructura no incurrió en el rango inelástico, esto se debe a que el periodo fundamental de la estructura se encuentra lejos de la aceleración máxima de los registros. Por lo que, se emplearon registros sísmicos simulados que incursionan a la estructura en el intervalo inelástico. Los registros sísmicos simulados empleados presentan condiciones de riesgo en el sitio y representan las características detalladas del movimiento del terreno durante posibles eventos futuros con la probabilidad asociada a periodos de retorno de 80 a 200 años.

De acuerdo con los registros sísmicos empleados, los registros UC44-W001 y UC44-W063 causan menores daños. Esto se debe a que el periodo fundamental de la estructura es corto, y se ubica en la rama ascendente del espectro sísmico de respuesta en los últimos tres registros, lo que induce mayores amplitudes y por lo consiguiente mayores daños. Las diferencias en las respuestas de los marcos, se deben a las características de los registros sísmicos que dependen de la fuente y la trayectoria (magnitud y distancia).

Para los marcos de 1.0m más de altura de entrepiso en adelante las seis señales sísmicas simuladas le causan daño permanente.

En el caso del marco con aumento de columnas de 1.5m presenta las mayores distorsiones, así como el mayor número de rotulas y articulaciones plásticas en la respuesta de la estructura.

La configuración del daño depende de la ubicación y distribución de las articulaciones plásticas en la estructura, haciendo que incurriere rápidamente en el intervalo inelástico. Estas articulaciones se presentan primero en las trabes y después en las columnas, por lo tanto, los marcos muestran un comportamiento columna fuerte y vida débil. Este comportamiento es recomendado por el Reglamento de Construcciones de D.F. y las N.T.C. sismo 2004, y es adecuado para las estructuras que se ubican en zonas altamente sísmicas.

Los elementos estructurales con mayor daño y una disipación de energía no adecuada, son las trabes de rigidez, esto se puede atribuir al tipo de elemento estructural que las constituyen, las cuales son secciones tipo cajón de concreto reforzado.



Las distorsiones obtenidas en los cuatros casos estudiados, son menores que las recomendadas por el RCDF 2004, de 0.012h para marcos sin elementos no estructurales. Has que hacer notar que, aunque las distorsiones obtenidas son menores a las distorsiones máximas del reglamento, estos marcos presentan daños importantes; por lo que más distorsiones del reglamento mostraron ser mayores a la que experimentan estos puentes urbanos.

Este patrón de comportamiento pone de manifiesto que con distorsiones menores, los marcos de puentes urbanos incursionan en el intervalo no-lineal a diferencia de lo que se pudiera esperar en estructuras de tipo urbano ó de edificación, como lo refiere Miranda (1993).

Como su puedo observar, los demás estados límite serán difícilmente excedidos por los sismos más frecuentes que suceden en el Valle de México.

Se observa que los puentes urbanos son estructuras rígidas que se caracterizan por tener un periodo corto ($t \leq 0.5$ seg.) e incursionan bajo una acción sísmica importante en el intervalo no-lineal con pequeños desplazamientos laterales, generando un daño estructural permanente.

Los marcos presentan menores distorsiones a las recomendadas por las NTC-DS sismo 2004

La respuesta de las estructuras es diferente dependiendo de la fuente y origen de los registros sísmicos.

Como su puedo observar, los demás estados límite serán difícilmente excedidos por los sismos más frecuentes que suceden en el Valle de México.

Las curvas de fragilidad sísmica del Marco en estudios, establecen la probabilidad condicional que tiene la distorsión de entrepiso de exceder cierto estado límite en función de la intensidad sísmica considerada, usando señales sísmicas simuladas mediante la técnica de la función de Green empírica.

De estos resultados, se observa que la estructura está lejos de la falla debido a que sus propiedades dinámicas (frecuencias o periodos), se encuentran alejadas de los periodos dominantes del sitio. No obstante, en el caso que la estructura falle, el entrepiso inferior N1 será el primero en incursionar en el intervalo no-lineal, ya que su respuesta es 25% mayor al entrepiso superior N2, como se pudo apreciar.



Referencias

AASHTO, (2004), “**Standard Specifications for Highway Bridges**”. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc, 15th Ed, Washington, D.C.

Buckle I. G. y Goodson M., (1990), “**Bridge structures**”, ERRI, Earthquake Engineering Research Center, Supplement to Vol. 6, No. 2, May, pp. 151-187.

BMDSF, (2000), “**Base mexicana de datos de sismos fuertes**”, SMIS, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, CD-ROM, México.

Brune J. N., (1970), “**Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes**”, Journal of Geophys Res. Vol. 75, pp. 4997 – 5009.

Cruz G.M., (2008), “**Comportamiento no-lineal de marcos estructurales de concreto de puentes urbanos ubicados en zonas sísmicas**”, Tesis Grado de Maestro en Ciencias, SEPI, ESIA-ZAC, IPN.

Flores E., Ayala G. y Ordaz M., (2003), “**Second order statistical response of a bilinear hysteretic oscillator excited by non stationary stochastic processes**”, Proceedings of the Ninth International Conference on Applications of Statistics and Probability ICASP9, San Francisco California, 6 – 9 de Julio de 2003.

IMT, (2007), “**Normativa para la infraestructura del transporte, Proyecto de puentes y estructuras**”, SCT, Secretaría de Comunicaciones y transportes, N PRY CAR 6 01, http://www.imt.mx/marco_contenido.htm

Miranda E., (1993), “**Evaluation of seismic design criteria for highway bridges**”, EERI, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Vol. 9, No. 2, pp. 233-250.

NTC-S, (2004), “**Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo**”, Gaceta oficial del Distrito Federal, México D.F. 22 p.

Ordaz M., Arboleda J., y Singh S. K., (1995), “**A Scheme of Random ummations of an Empirical Green’s Function to Estimate Ground Motions from Future Large Earthquakes**”, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 85, No. 6, pp. 1635-1647.

Reyes C., (1999), “**El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios**”, Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.



Sánchez H. y Cruz M., (2006), "**Inelastic response of the San Antonio viaduct subjected to synthetic ground acceleration records**", Proceedings of the 5NSC, Fifth National Seismic conference on Bridges and Highways, San Francisco, California, September 18-20. Paper B33.

Sánchez H. Victorio A. y Cruz M., (2001), "**Comportamiento no lineal de subestructuras de concreto reforzado de estructuras de puentes vehiculares ante excitaciones dinámicas**", Proyecto de investigación CGPI:20010587, Sección de Posgrado e Investigación ESIA-UZ, Instituto Politécnico Nacional, México D.F.

Alamilla J. y Esteva L., (2001a), "**Evolutionary properties of stochastic models of earthquake accelerograms: Their dependence on magnitude and distance**", journal of seismology, No. pp. 1-21.

Alamilla J., (2001), "**Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad para estructuras aporricadas**" Tesis de Doctorado, División de Estudios de Posgrado de la facultad de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Anónimo, (2003a), "**Distribuidor vial de san Antonio, plan vial para la ciudad de México**", IC, Revista Ingeniería Civil, Num-411, Año LIII, Julio, pp.16-20.

Anónimo, (2003b), "**Primera etapa del distribuidor vial San Antonio**", SMIE, Revista Sociedad Mexicana de ingeniería Estructural, Segunda época,, Núm. 2, Julio-Septiembre, pp. 6-9.

BAZAN E. y Meli R., (2000), "**Diseño sísmico de edificios**", Editorial Limusa, Noriega editores, México.

BMDSF, (2000), "**Base mexicana de datos de sismos fuertes**", SMIS, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, CD-ROM, Mexico.

Buckle I. G. y Goodson M., (1990), "**Bridge structures**", ERRI, Earthquake Engineering Research center, supplement to Vol.6, No.2, May, pp. 151-187

CFE, (1993), "**Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por sismo**", Comisión Federal de Electricidad , Instituto de Investigaciones Eléctricas.

Chopra A. K., (1995), "**Dynamics of Structures, theory and applications to earthquake engineering**", Prentice hall, United States American.

Ghali A. y Neville A., (1983), "**Análisis Estructural, un enfoque unificado clásico y por matrices**", Editorial Diana, México D.F.



Gómez C. y Acosta J.A, (2007), “**Comparación de diferentes reglas de combinación de las componentes de sismos en la respuesta de puentes carreteros**”, presentado en el XVI Congreso Nacional de Ingeniería, sísmica, Ixtapa Zihuatanejo, Noviembre 1-3.

Terán Gilmore Amador y Espinoza Arroyo Danny, (2005), “**Planteamiento de factores de amplificación de resistencia para estructuras con asimetría en fluencia**”, Revista de Ingeniería Sísmica No.72, pp. 81-106, México.

Anderson, J C, E Miranda y V V Bertero (1991), “**Evaluation of the seismic performance of a 30-story building**”, Reporte UCB/EERC-91/16, Universidad de California, Berkeley.

Arias, A (1970), “**A measure of earthquake intensity**”, Seismic Design for Nuclear Power Plants, edited by R. J. Hansen, MIT Press, Cambridge, MA, pp. 438-483.

Arroyo, D y A Terán-Gilmore (2002), “**Strength reductions factors to account for low cycle fatigue**”, Seventh US Conference on Earthquake Engineering, Boston, USA, (CD-ROM).

Arroyo, D y M Ordaz (2007), “**Hysteretic energy demands for SDOF systems subjected to narrow band earthquake ground motions. Applications to the lake bed zone of Mexico City**”, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 11, pp. 147-165.

Avilés, J y L E Pérez-Rocha (2007), “**Damage analysis of structures on elastic foundation**”, Journal of Structural Engineering, ASCE. Vol. 133, No 10, pp. 1453-1461.

Caltrans (1993), “**Bridge Design Specifications Manual**”, California Department of Transportation, Division of Structures, Sacramento, California.

Calvi, G y G Kingsley (1995), “**Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures**”, Earthquake Engineering and structural Dynamics, Vol. 24, pp. 1247-1266.

CEC (1994), “**Eurocode 8 –Structures in seismic regions design, Part 2 – Bridges**”, Commission of the European Communities, Draft report, March, 1994.



Anexo 1

Estructura general de comandos de DRAIN 2DX

TABLA A.1.- ESTRUCTURA DE COMANDOS EN DRAIN 2DX			
No	ETAPA	COMANDO	OBSERVACIONES
1.-	Inicio del archivo de datos DRAIN.INP.	*START *STARTXX *RESTART	Reconoce el archivo de entrada de DRAIN 2DX
2.-	Definición del modelo.	*COMPOUND *NODECOORDS *NODETYPES *RESTRAINTS *SLAVING, *MASSES *ELEMENTGROUP *SECTION *GENDISP	Topología del modelo, coordenadas de los nodos, incidencias, masas, apoyos, etc.
3.-	Especificación de salida de resultados.	*RESULTS	
4.-	Cargas y registros sísmicos. <ul style="list-style-type: none">• Carga estática en elementos• Carga estática en nodos• Caso de velocidad inicial• Registro de aceleración• Registro de desplazamiento• Registros de fuerza dinámica• Espectro de respuesta	*ELEMLOAD *NODALOAD *NODALVEL *ACCNREC *DISPREC *FORCREC *SPECTRUM	
5.-	Memoria para la fase de análisis.		Determinación de los recursos del sistema de cómputo utilizado.
6.-	Rigidez tangencial inicial y coeficiente de amortiguamiento.		Cálculo de valores de arranque de cálculo.
7.-	Parámetros de análisis.	*PARAMETERS	
8.-	Tipos de análisis. <ul style="list-style-type: none">• Análisis gravitacional• Análisis estático• Restablecer a estado estático• Formas modales y periodo• Análisis de espectro de respuesta• Análisis de aceleración	*GRAV *STAT *REST *MODE *SPEC *ACCN o *ACCR	



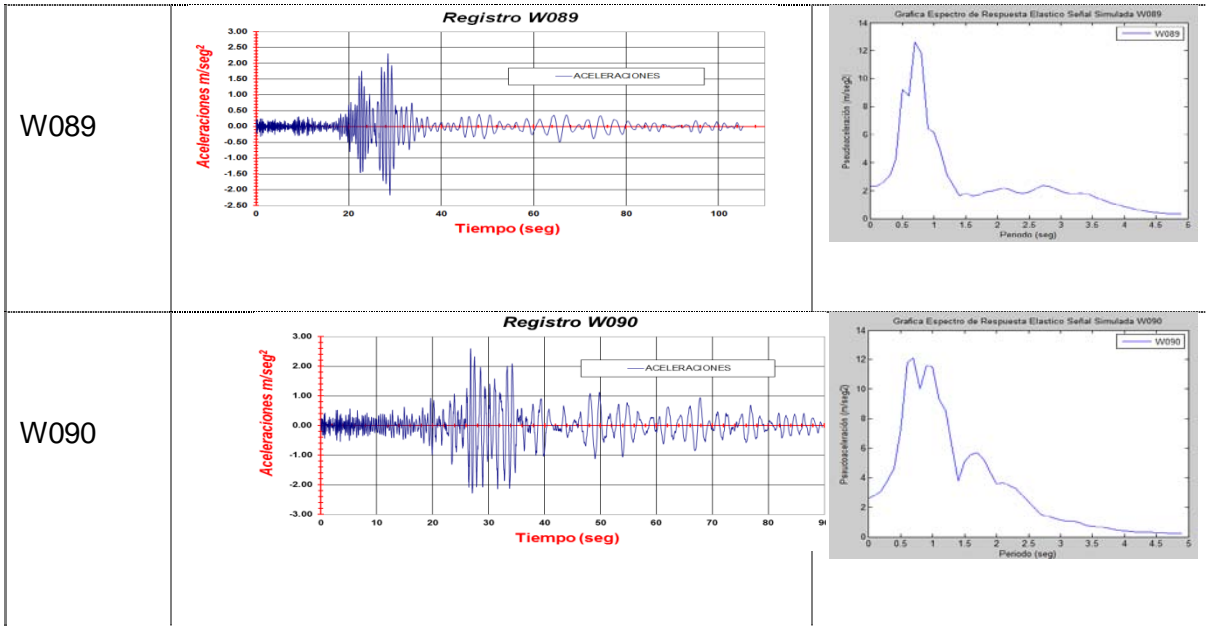
	<ul style="list-style-type: none">• Análisis de velocidad inicial• Análisis de desplazamiento• Análisis de fuerza dinámica	*VELN o *VELR *DISN o *DISR *FORN o *FORR	
9.-	Colocación de cargas ó registros sísmicos para el tipo de análisis <ul style="list-style-type: none">• Análisis gravitacional• Análisis estático• Restablecer a estado estático• Análisis de aceleración• Análisis de velocidad inicial• Análisis de desplazamiento• Análisis de fuerza dinámica	*GRAV *STAT *REST *ACCN o *ACCR *VELN o *VELR *DISN o *DISR *FORN o *FORR	
10.-	Desarrollo de análisis <ul style="list-style-type: none">• Análisis gravitacional• Análisis estático• Restablecer a estado estático• Análisis de aceleración• Análisis de velocidad inicial• Análisis de desplazamiento• Análisis de fuerza dinámica• Formas modales y periodos• Análisis de espectro de respuesta	*GRAV *STAT *REST *ACCN o *ACCR *VELN o *VELR *DISN o *DISR *FORN o *FORR *MODE *SPEC	
11.-	Fin de la sesión.	*STOP	Fin de archivo.



Anexo 2

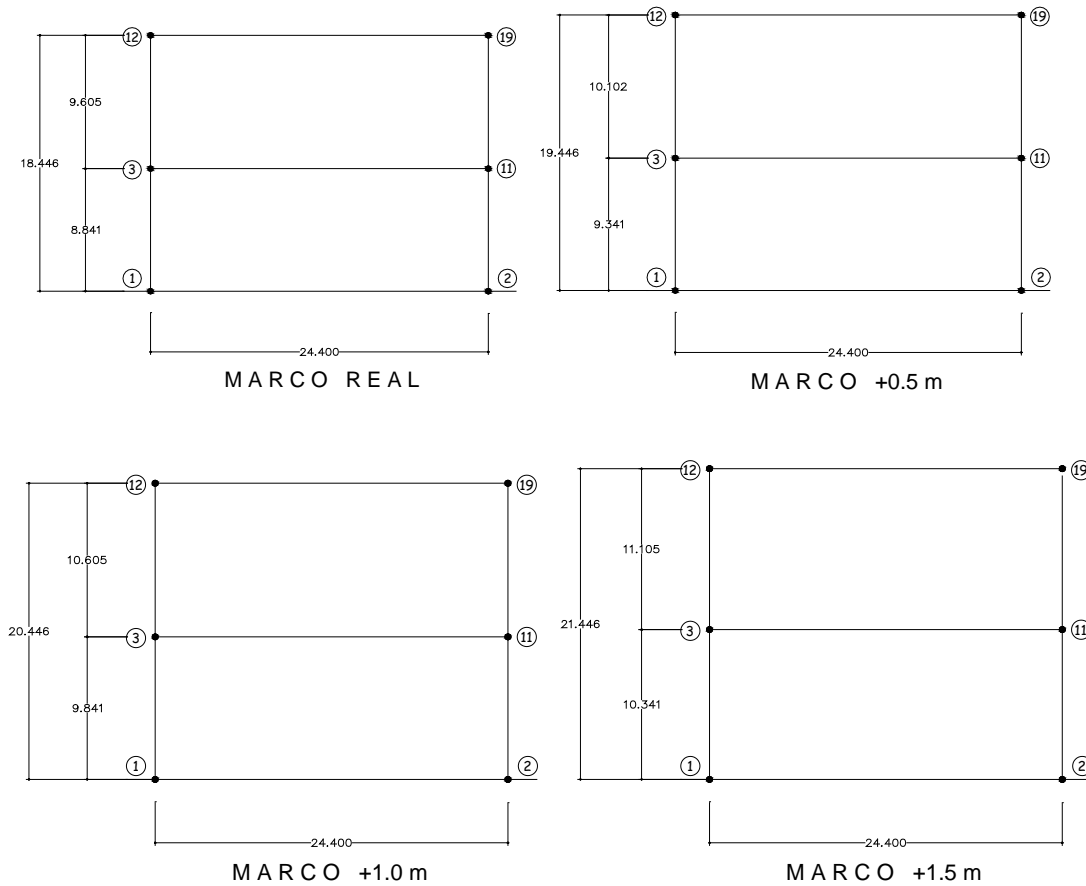
Registros Sismicos Simulados

NOMBRE	REGISTRO ACELEROGRAFICO	ESPECTRO
W001	<p>Registro W001</p>	<p>Gráfica Espectro de Respuesta Elastico Señal Simulada W001</p>
W012	<p>Registro W012</p>	<p>Gráfica Espectro de Respuesta Elastico Señal Simulada W012</p>
W024	<p>Registro W024</p>	<p>Gráfica Espectro de Respuesta Elastico Señal Simulada W024</p>
W063	<p>Registro W063</p>	<p>Gráfica Espectro de Respuesta Elastico Señal Simulada W063</p>



Anexo 3

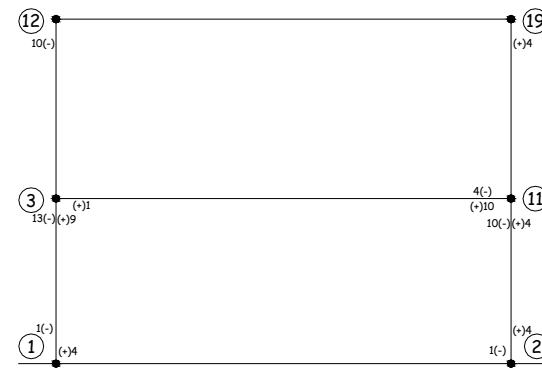
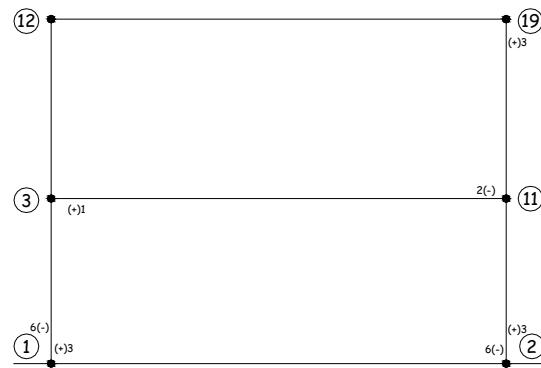
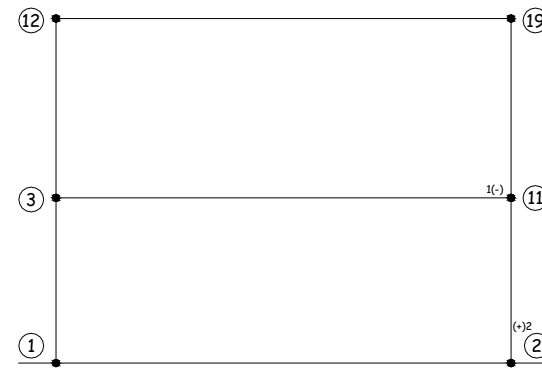
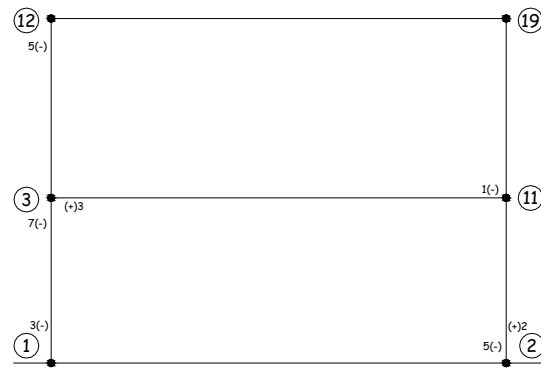
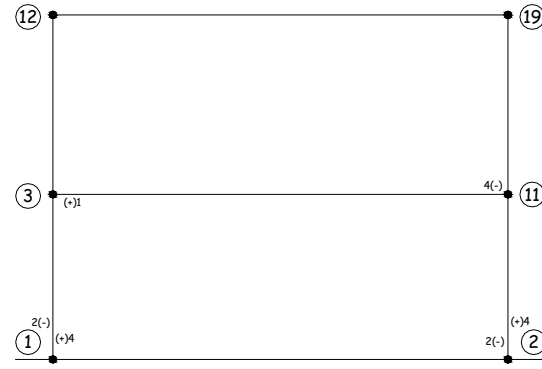
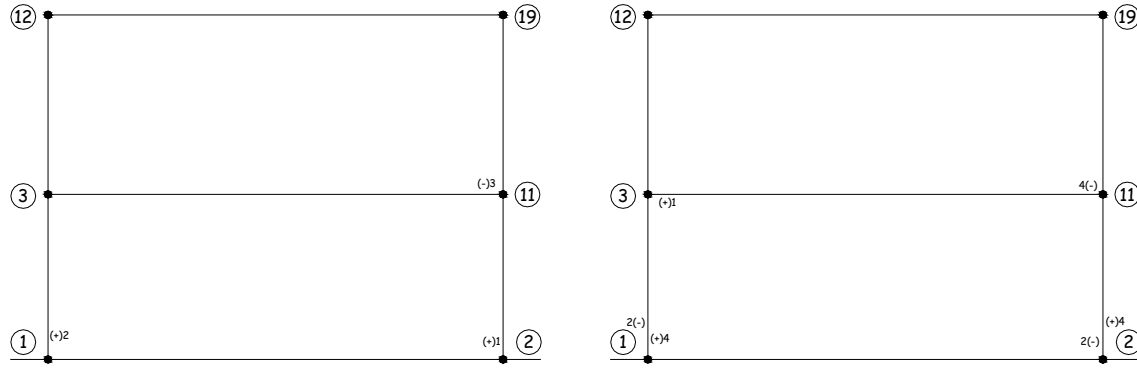
Configuraciones de Marcos empleadas



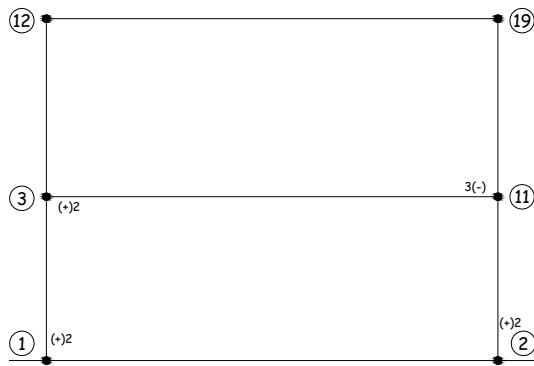


Anexo 3

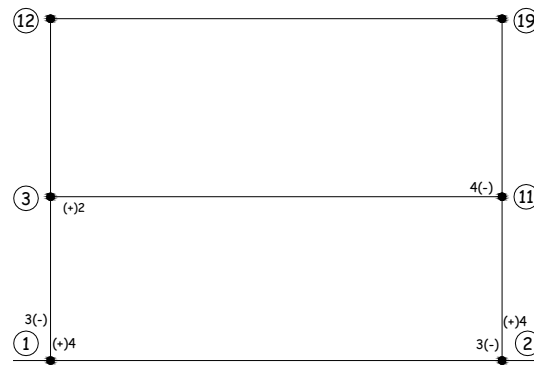
Configuraciones de daño Marco Real



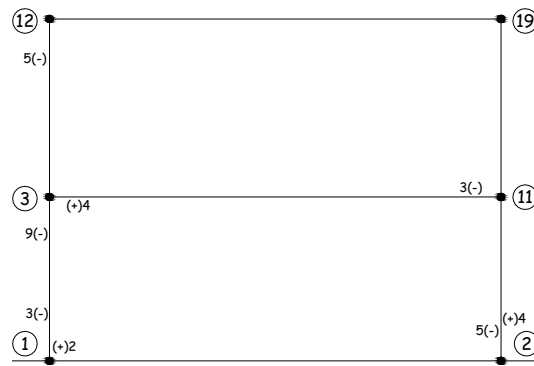
Configuraciones de daño con los sismos sintéticos UC-44 para el marco real



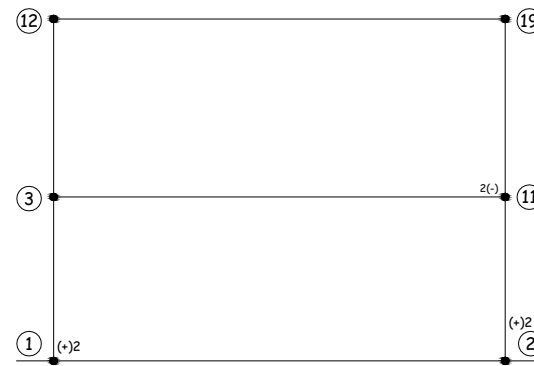
a) UC-44 W001



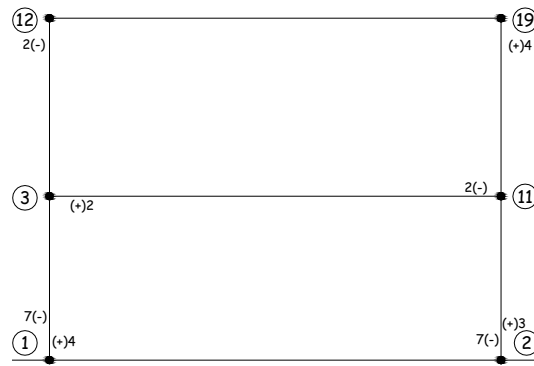
b) UC-44 W012



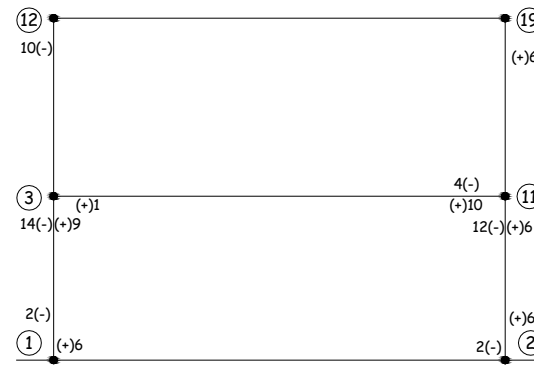
c) UC-44 W024



d) UC-44 W063



e) UC-44 W089

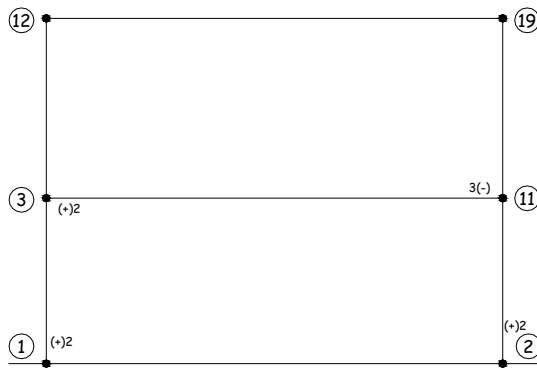


f) UC-44 W090

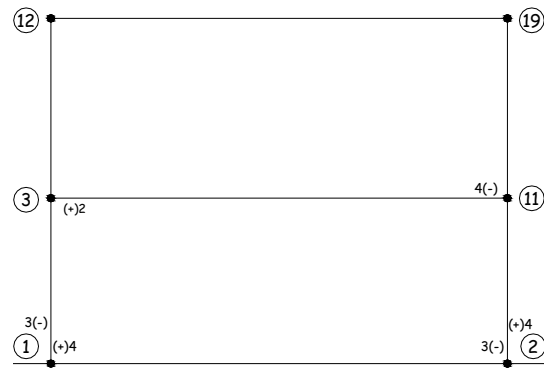
Configuraciones de daño con los sismos sintéticos UC-44 para el marco aumentado 0.5m.



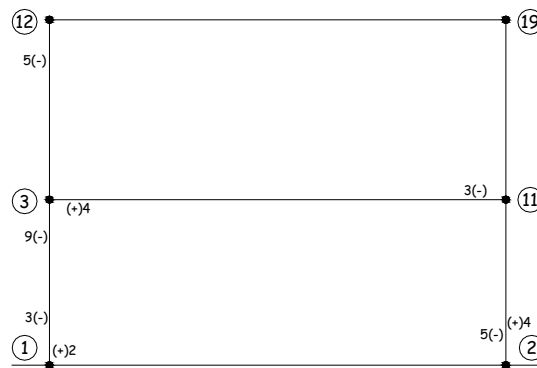
Configuración de daño para el marco con columnas alargadas 1.0m



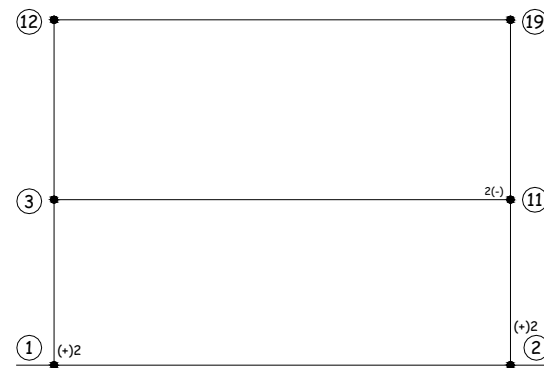
a) UC-44 W001



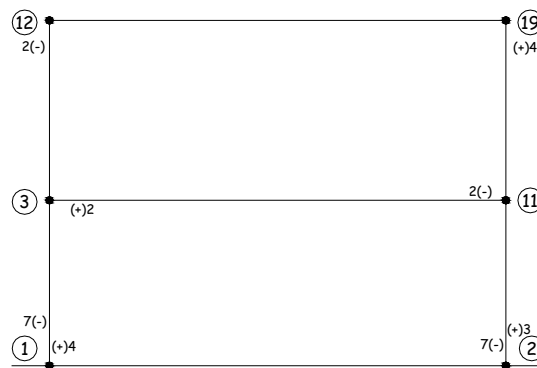
b) UC-44 W012



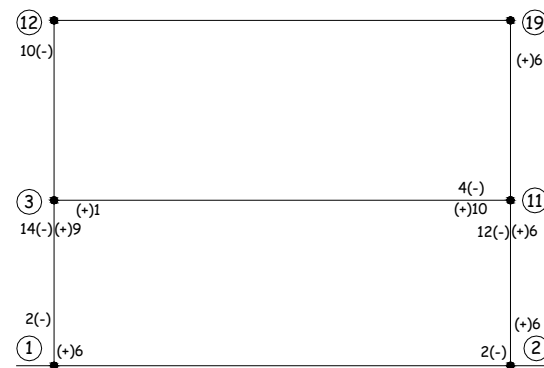
c) UC-44 W024



d) UC-44 W063



e) UC-44 W089

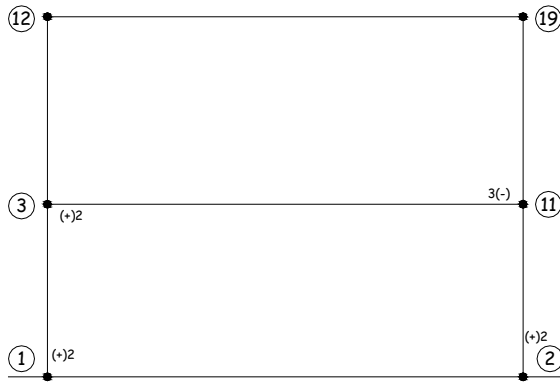


f) UC-44 W090

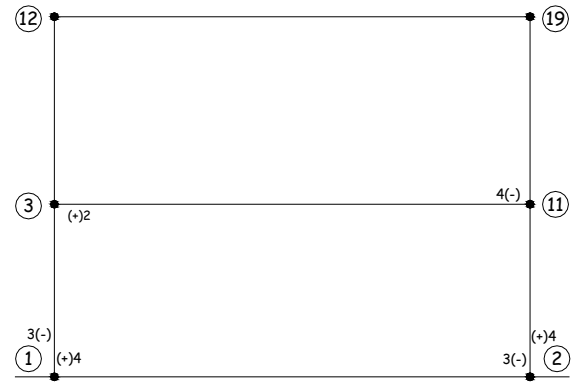
Configuraciones de daño con los sismos sintéticos UC-44 para el marco aumentado 1.0m.



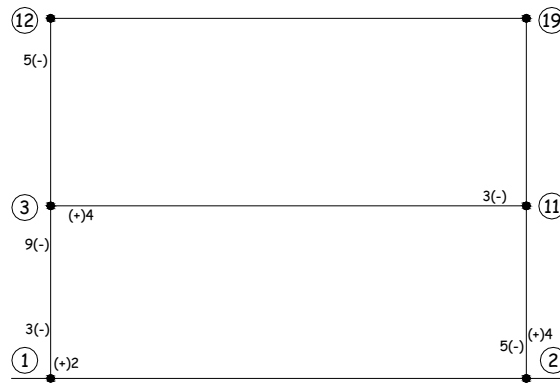
Configuración de daño para el marco con columnas alargadas 1.5m



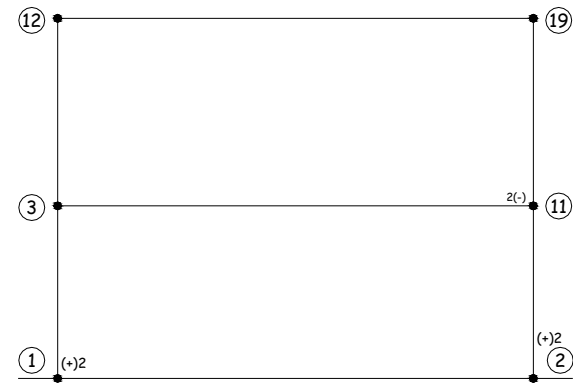
a) UC-44 W001



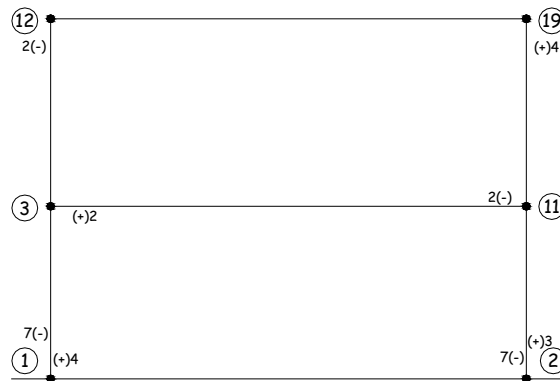
b) UC-44 W012



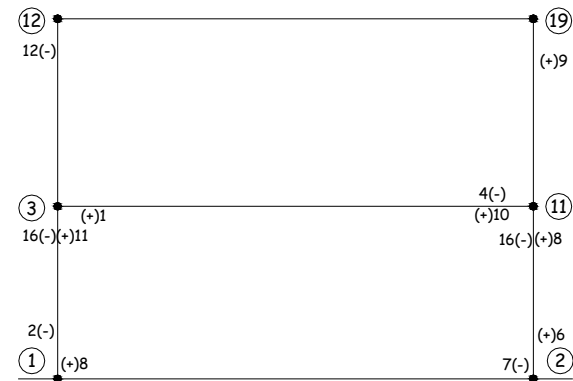
c) UC-44 W024



d) UC-44 W063



e) UC-44 W089



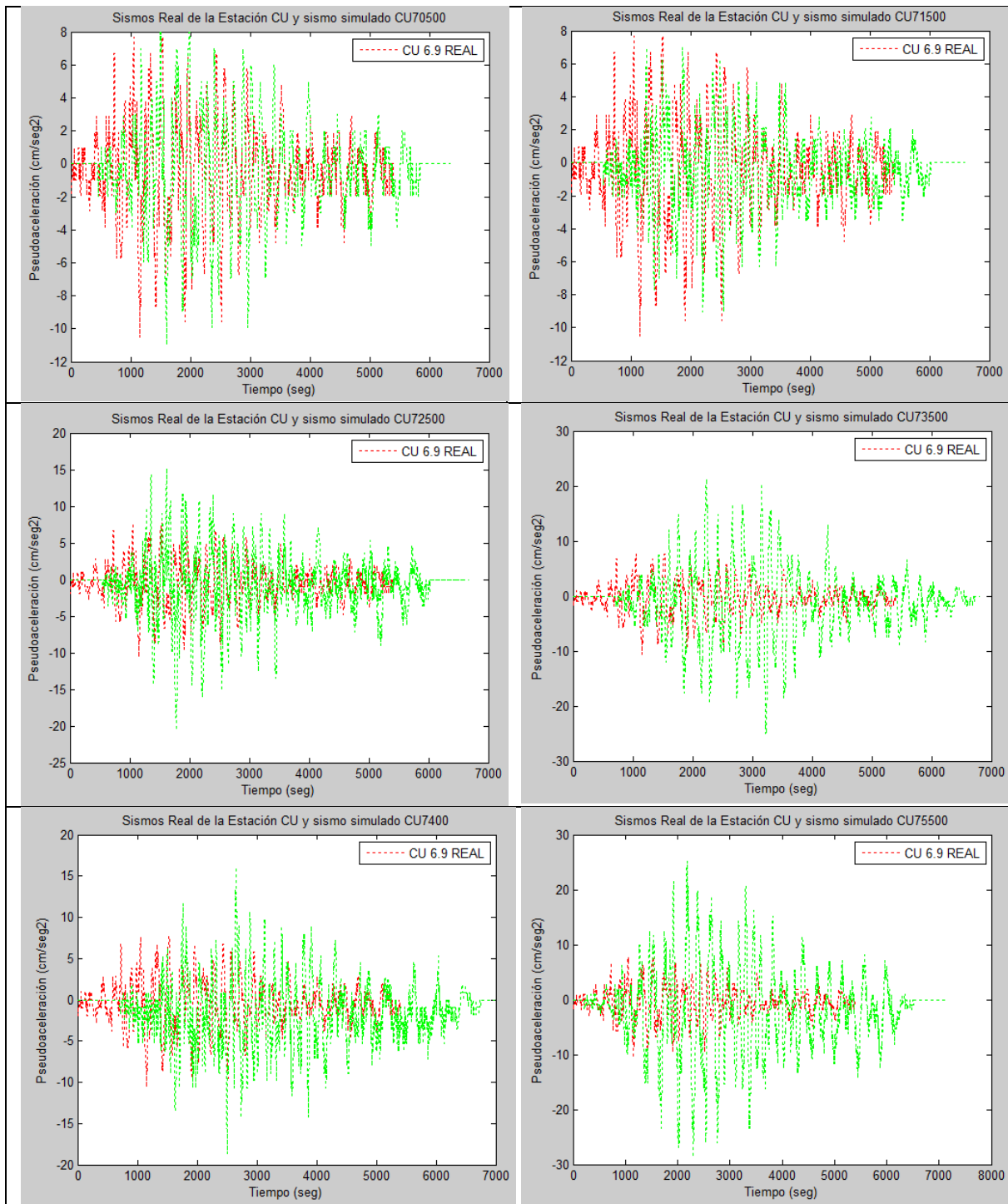
f) UC-44 W090

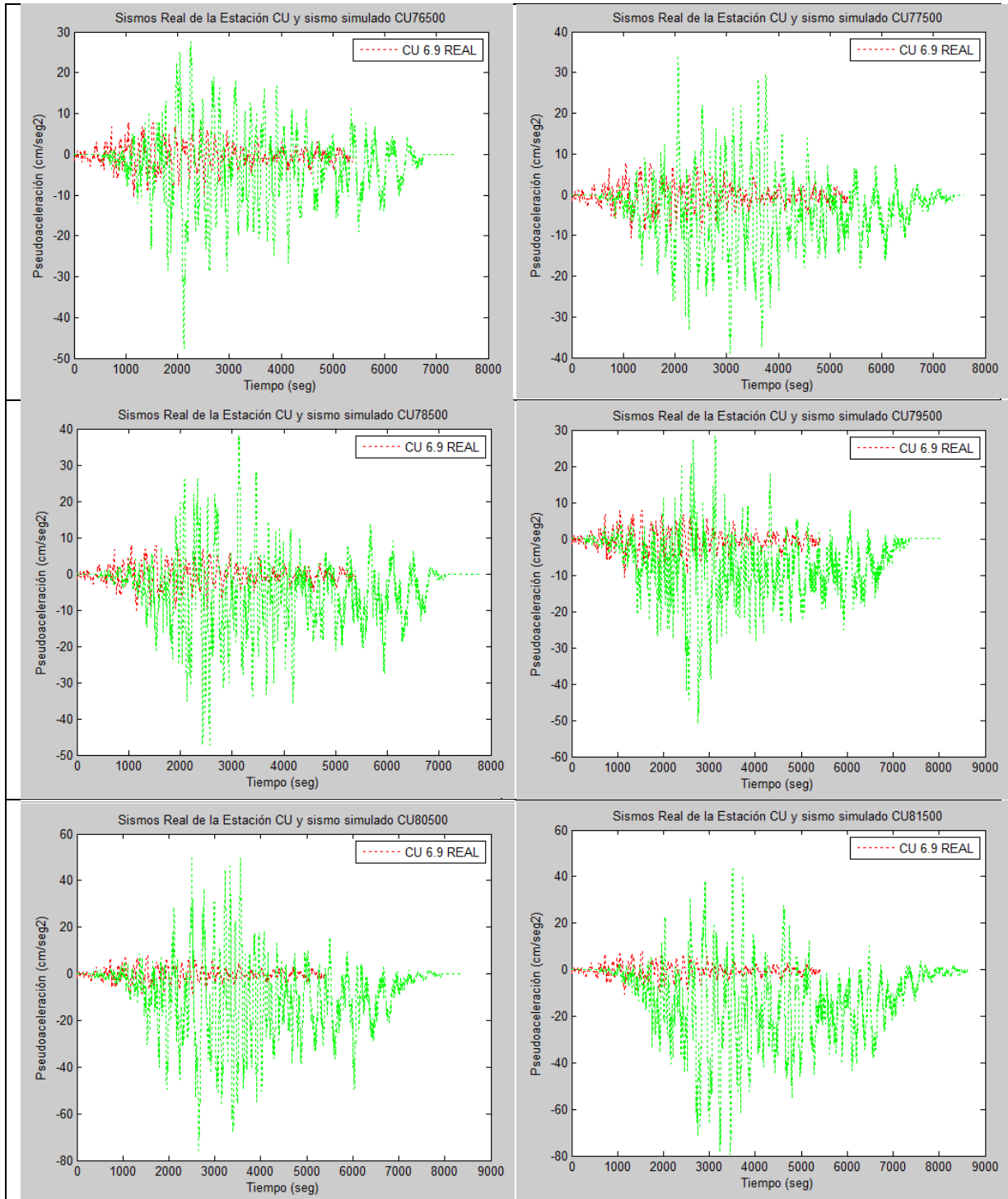
Configuraciones de daño con los sismos sintéticos UC-44 para el marco aumentado 1.5m.

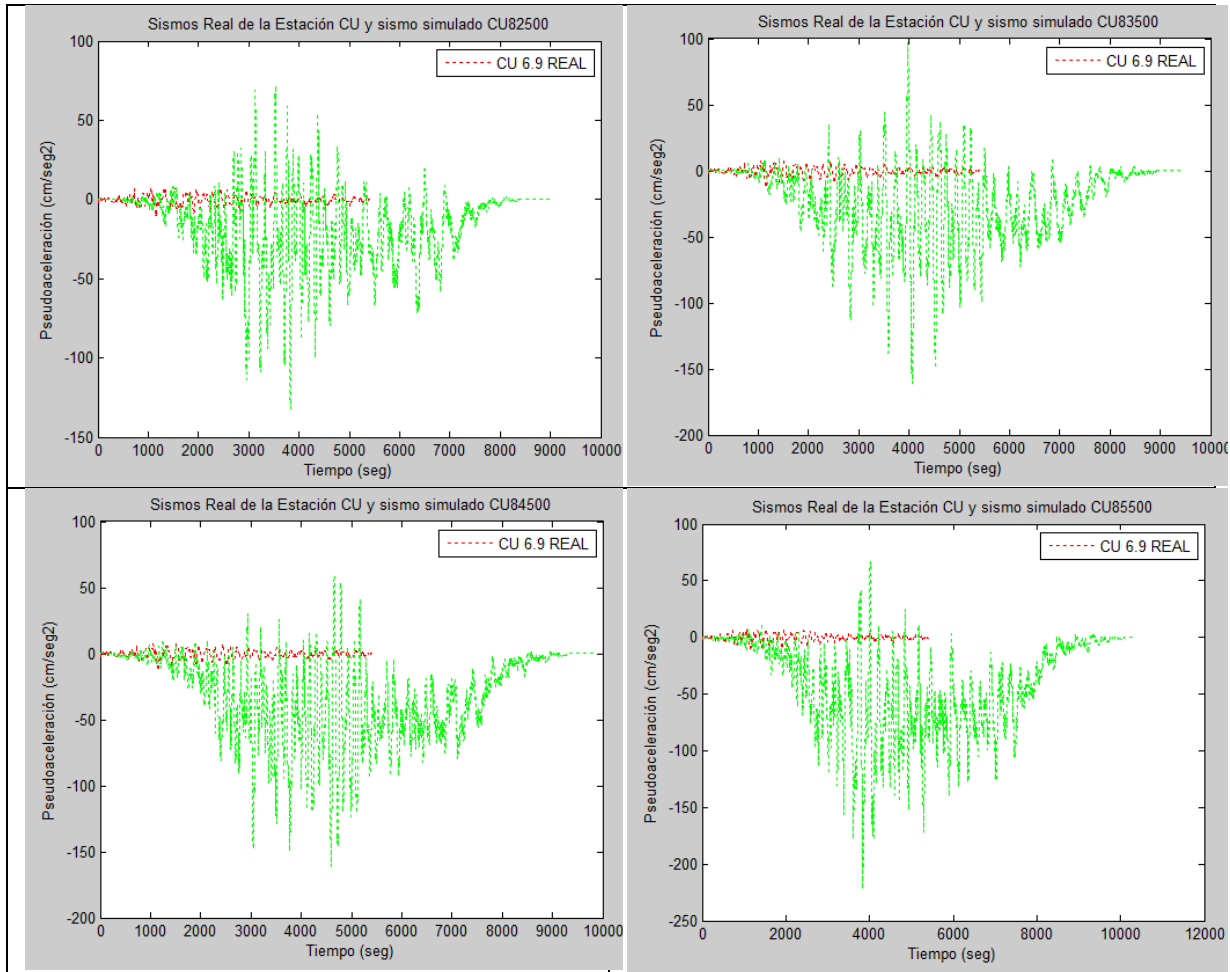


Anexo 4

Sismos simulados con la función de Green Empírica en la estación de Ciudad Universitaria



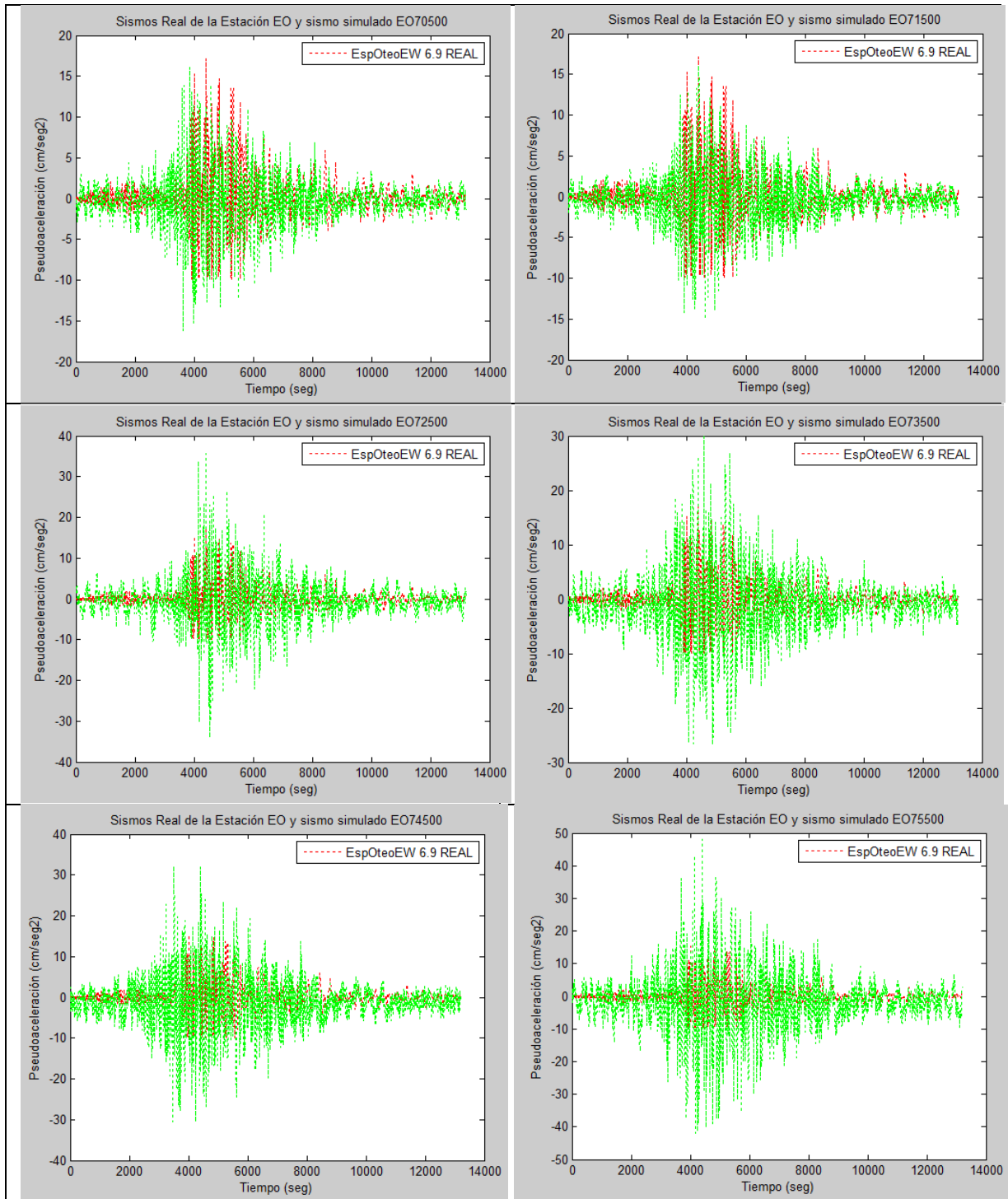


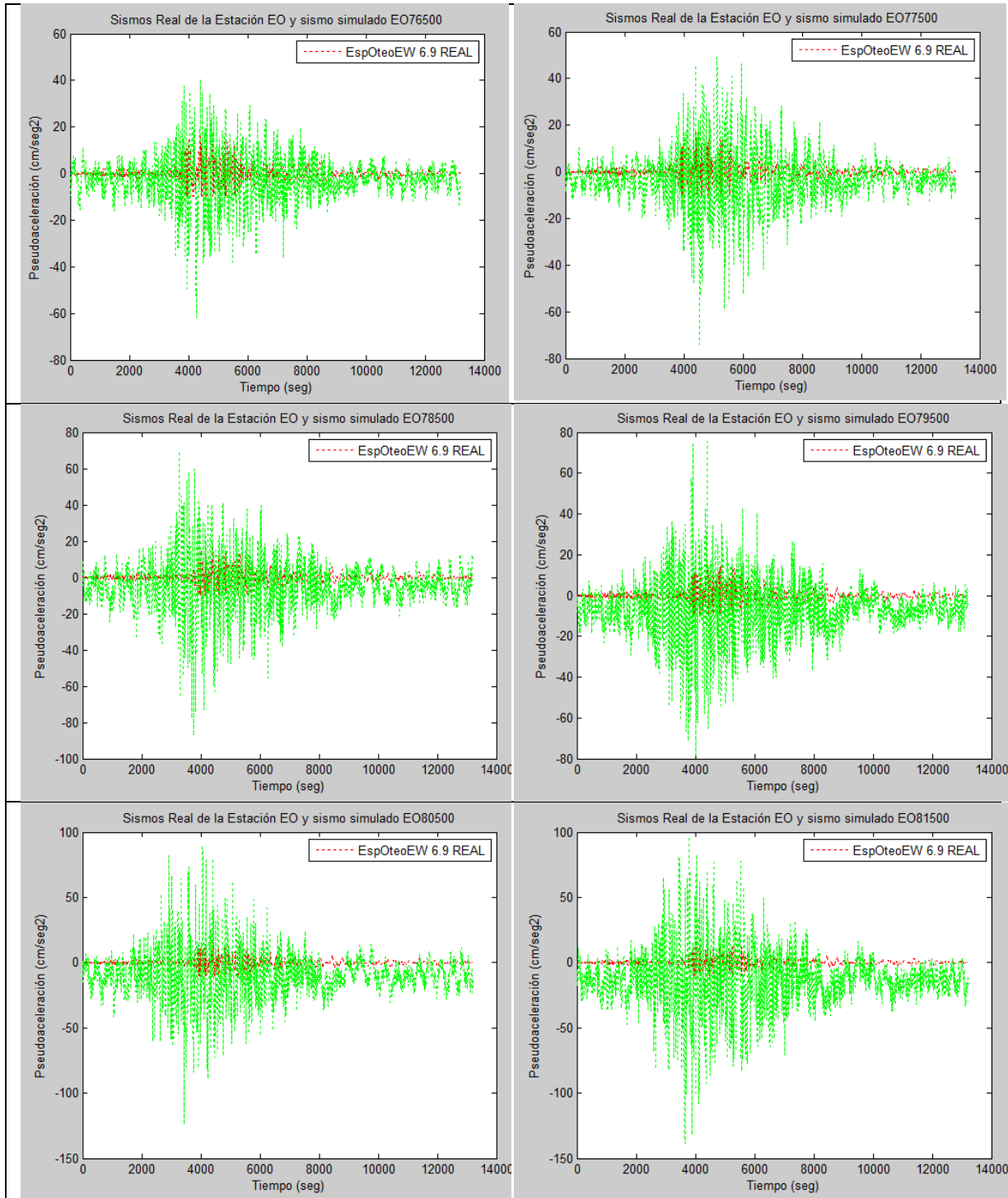


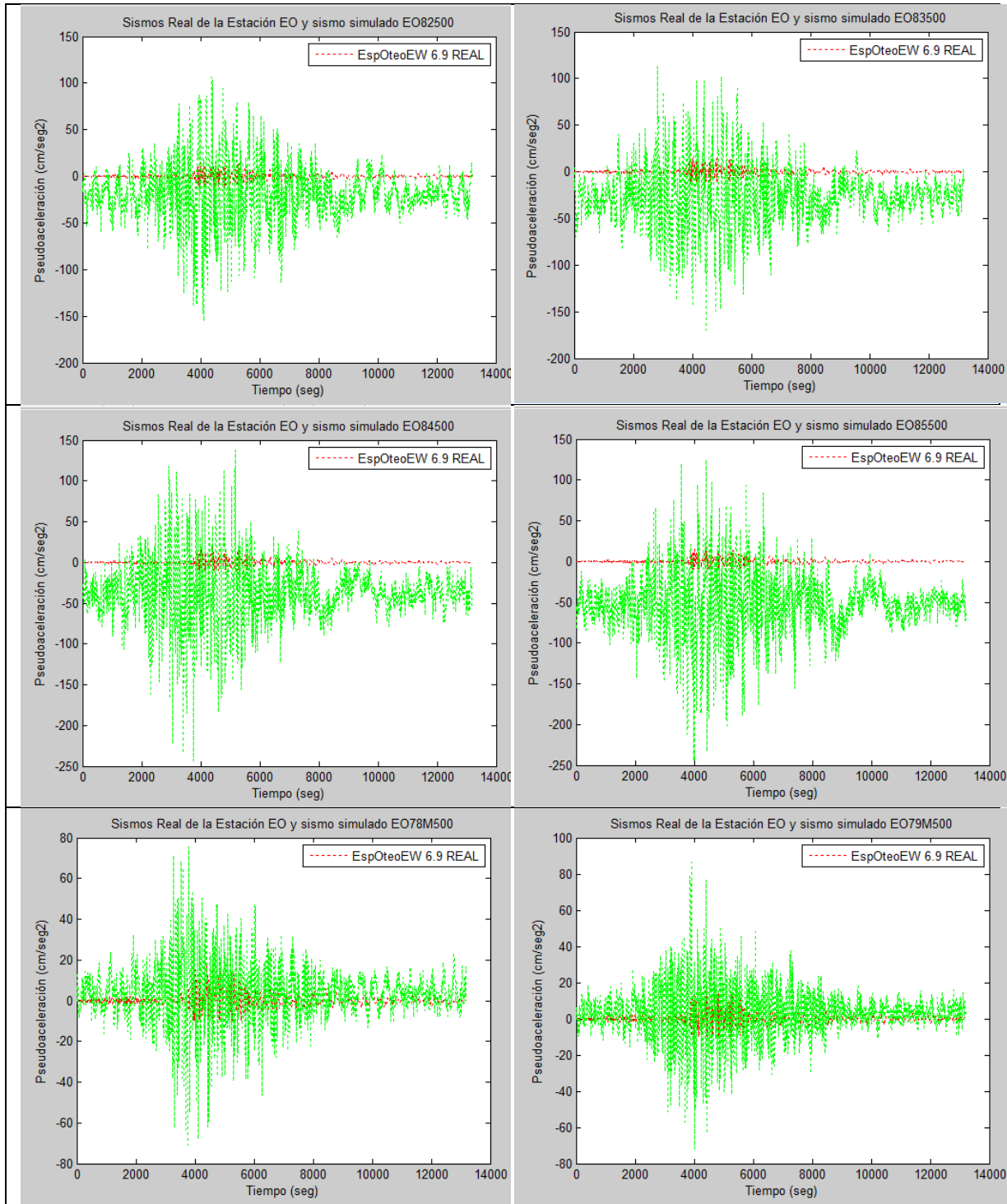


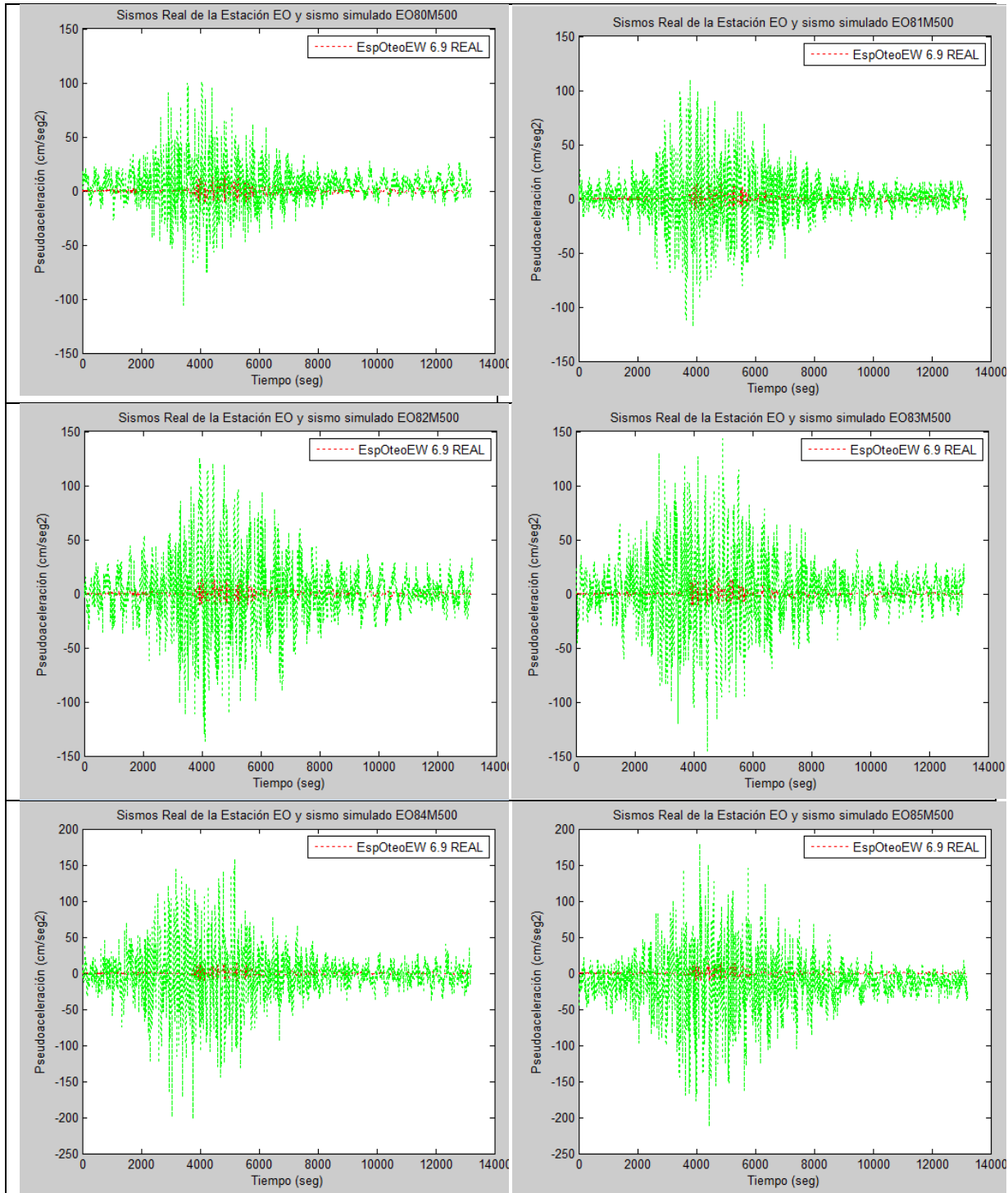
Anexo 4

Sismos simulados con la función de Green Empírica en la estación de Esparza y Oteo







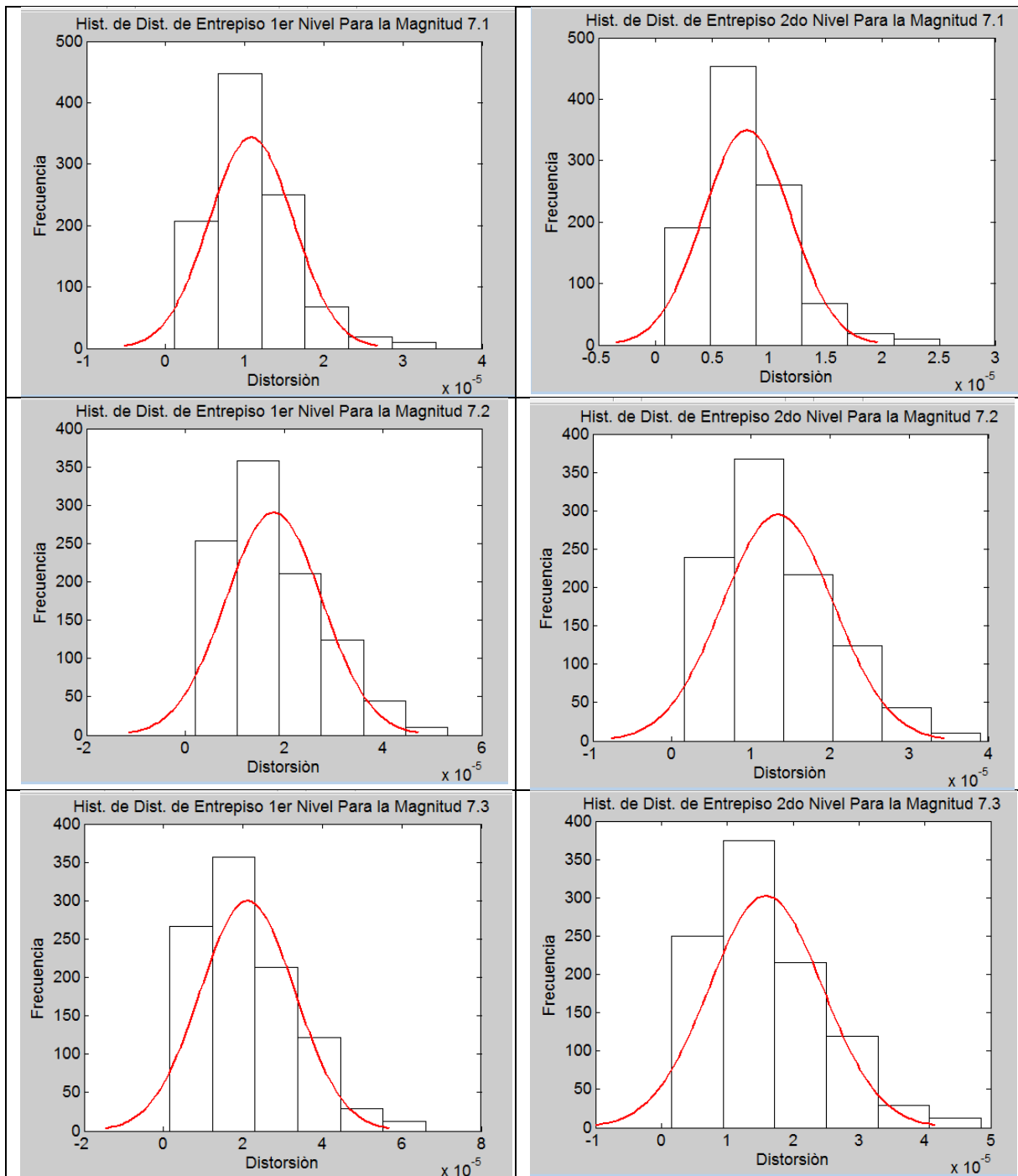


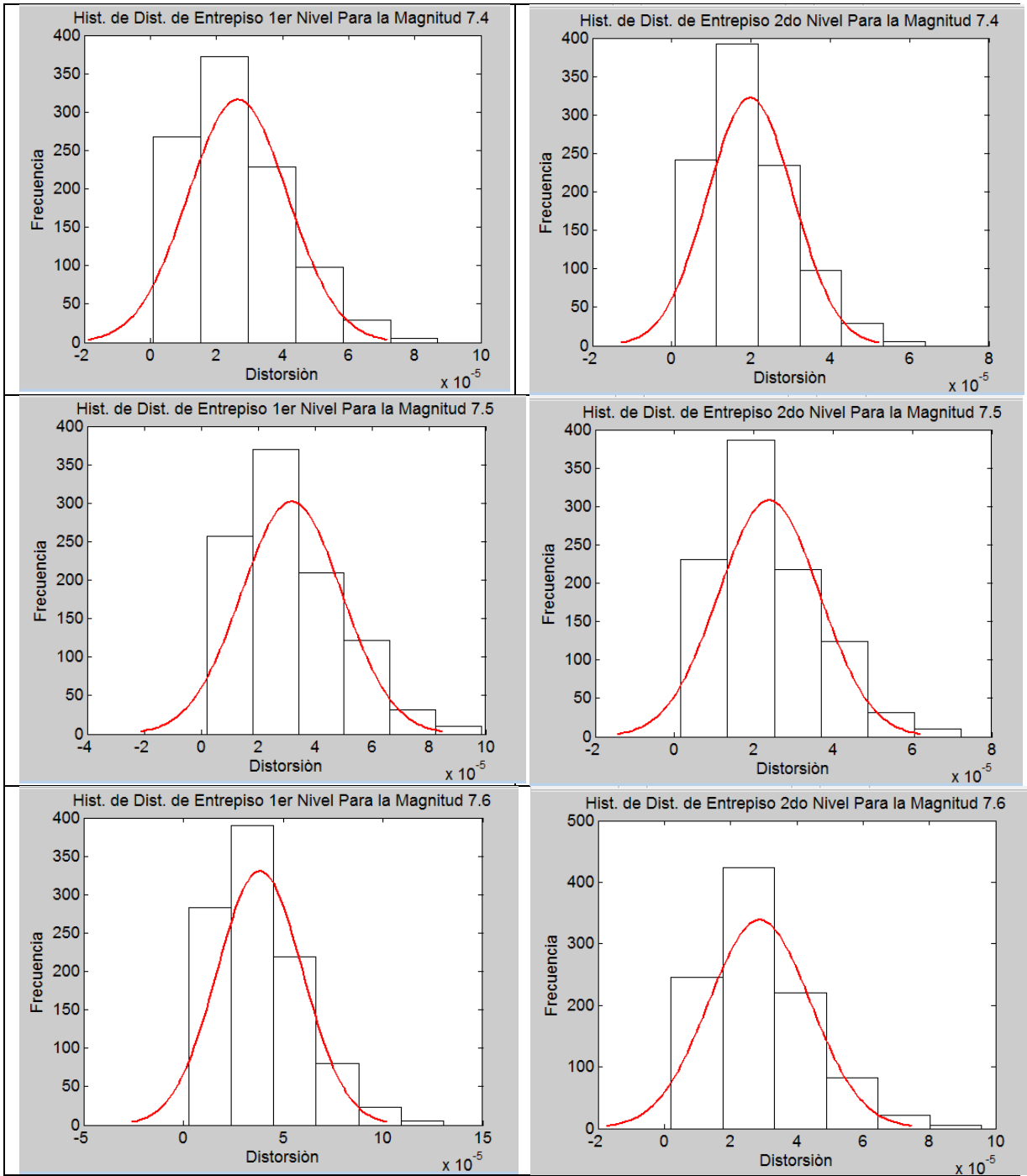


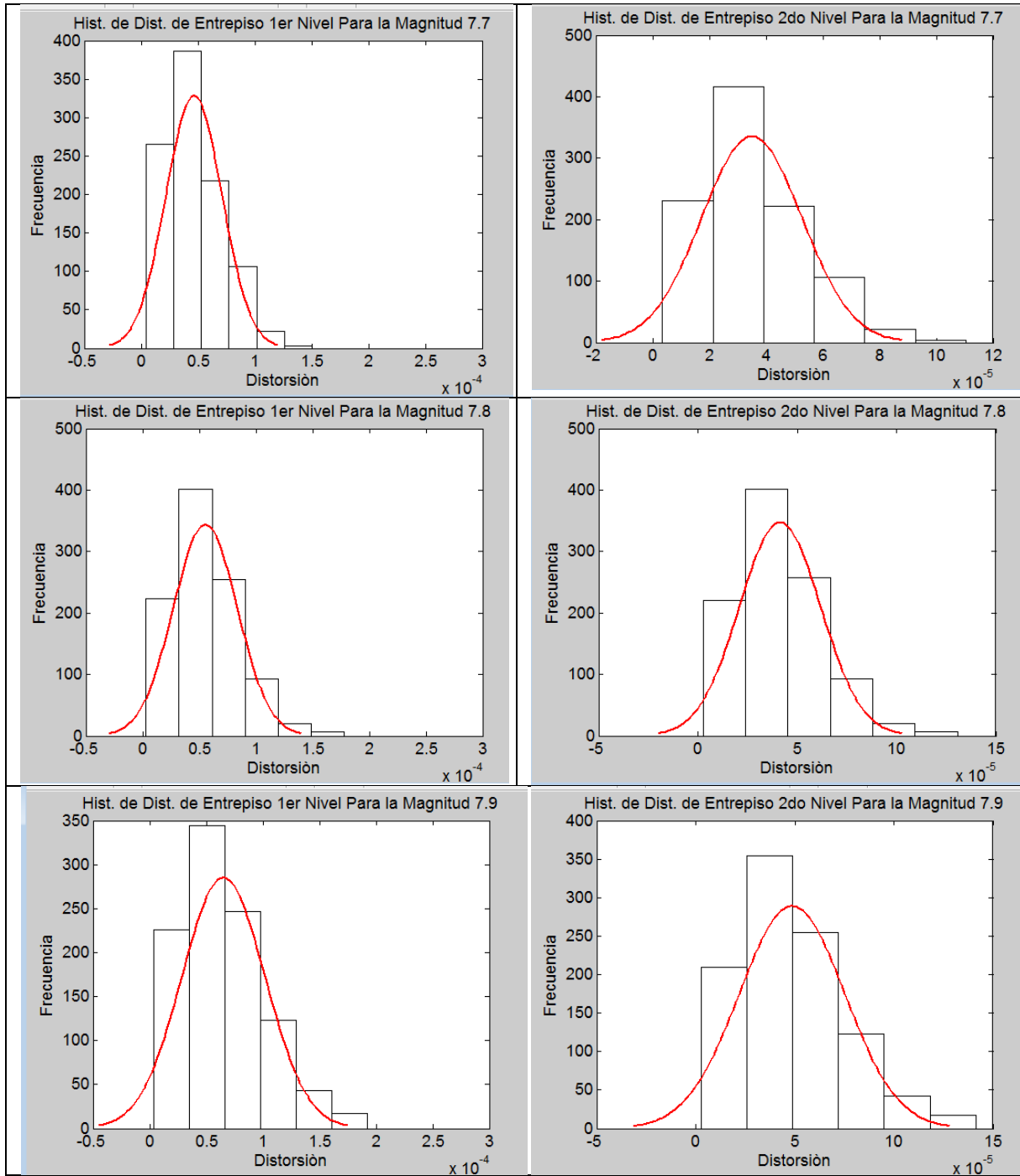
Anexo 5

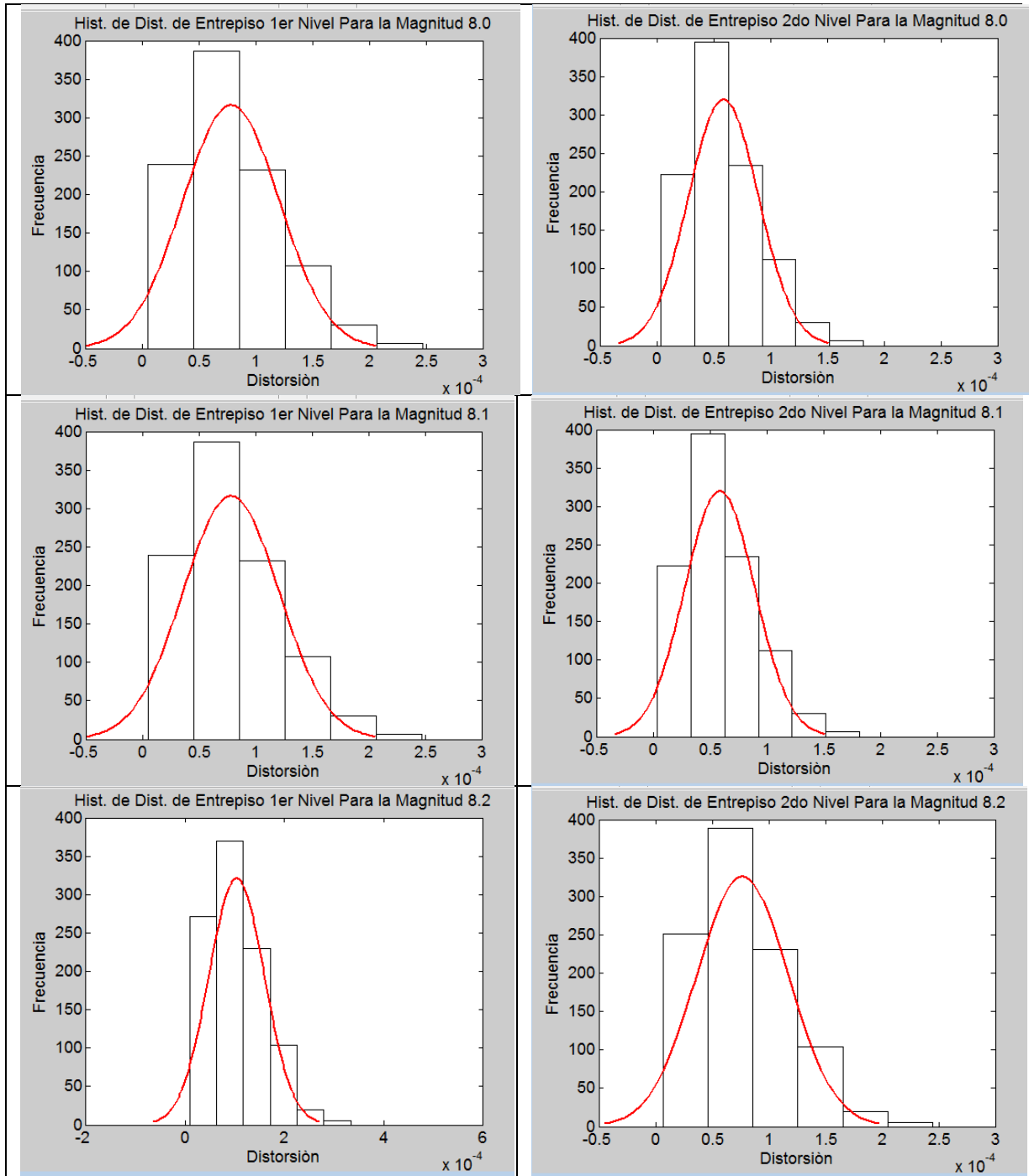
Estadística de las Distorsiones Máximas de Entrepiso para cada caso estudiado

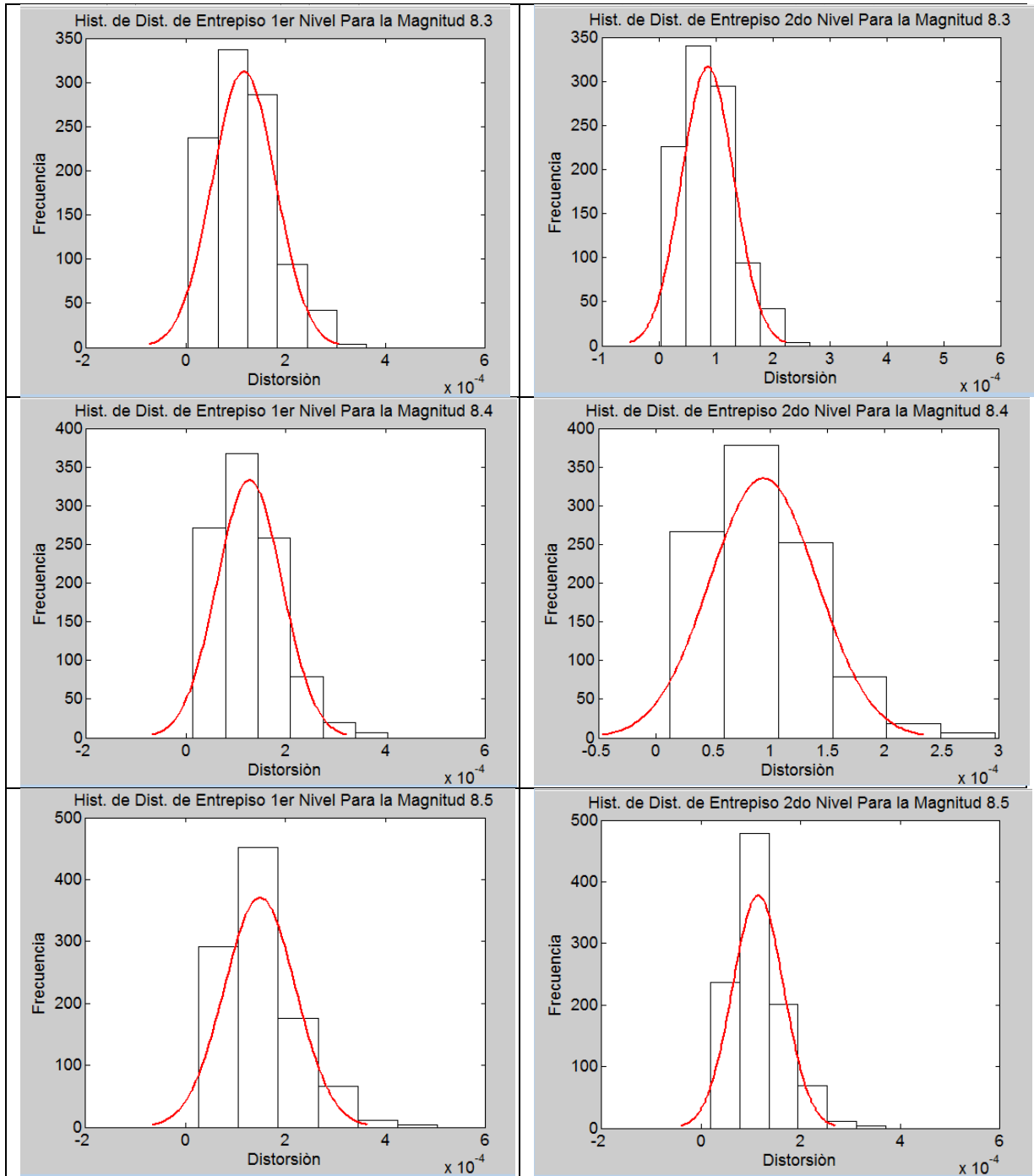
Histogramas del Marco Real













Histogramas de distorsiones Marco +1.0m

