



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS
DE HIDALGO**



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**PROGRAMA DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL
ÁREA DE ESTRUCTURAS**

**“MITIGACIÓN DEL RIESGO DE EDIFICIOS CON PLANTA BAJA FLEXIBLE
USANDO DISIPADORES DE ENERGÍA”**

TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

PRESENTA:

ING. CARLOS ALBERTO GARCÍA CALZADA

ASESOR:

DR. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

Morelia, Michoacán, junio del 2021



“El secreto del cambio es centrar tu energía, no en luchar contra lo viejo, sino construir lo nuevo”

Sócrates



AGRADECIMIENTOS

A mis padres, mis hermanos y mi novia por el apoyo a lo largo de mi vida. A mis compañeros de posgrado por los años y experiencias compartidas. Al claustro de profesores de la maestría por las enseñanzas. Al doctor José Manuel Jara Guerrero por aceptar ser mi director de tesis, por la paciencia y conocimientos compartidos generosamente durante estos meses. Finalmente, a las instituciones educativas que participaron en mi formación como profesionista, especialmente a la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo y al CONACYT.



ÍNDICE

ÍNDICE.....	4
ÍNDICE DE TABLAS	7
ÍNDICE DE FIGURAS	8
RESUMEN	13
ABSTRACT.....	13
INTRODUCCIÓN	14
1.DISIPADORES DE ENERGÍA DE FRICCIÓN, ELASTOPLÁSTICOS Y DE COMPORTAMIENTO VISCOSO	16
1.1 DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN ESTRUCTURAS.....	16
1.2 DISIPADORES PASIVOS DE ENERGÍA	17
1.2.1. DISIPADORES DE ENERGÍA DE FRICCIÓN	18
1.2.2. DISIPADORES DE ENERGÍA DE COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO.....	20
1.2.3. DISIPADORES DE ENERGÍA DE COMPORTAMIENTO VISCOSO.....	21
1.3. MODELACIÓN Y ESTUDIOS ANALÍTICOS DE DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN PASIVA DE ENERGÍA.....	22
1.4. APLICACIONES REALES DE DISPOSITIVOS.....	23
1.5. REGULACIÓN Y NORMATIVIDAD	25
1.5.1. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS.....	25
1.5.2. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES CFE	27
2.CARACTERIZACIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS DEL TEMBLOR DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017	30
2.1. EVENTO SÍSMICO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017	30
2.2. REGISTROS SÍSMICOS CIRES	30
2.2.1. ESTACIONES DE ALTO PELIGRO SÍSMICO	32
2.2.2. ESTACIONES DE TERRENO ARCILLOSO, ZONA DE LAGO	34
2.2.3. ESTACIONES DE TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE	35
2.2.4. ESTACIONES DE TERRENO ESTRATIFICADO (ARCILLAS, LIMOS, ARENAS), TRANSICIÓN, TERRENO ARENOSO, LIMOSO, COMPACTO Y TERRENO FIRME	37
2.3. REGISTROS SÍSMICOS IIUNAM	38
2.3.1. ACELERACIÓN MÁXIMA DE TERRENO Y ESPECTROS ELÁSTICOS ESTACIONES IIUNAM.....	39
2.4. VALOR MEDIO DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA	41
3.CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LOS EDIFICIOS DAÑADOS	45



3.1. ANÁLISIS ESTADÍSTICO EDIFICIOS DAÑADOS DEL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE 2017	45
3.1.1. NÚMERO DE NIVELES DE LOS INMUEBLES	45
3.1.2. USO DE LOS INMUEBLES.....	46
3.1.3. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LOS INMUEBLES.....	47
3.1.4. ESTRUCTURACIÓN DE LOS INMUEBLES	47
3.2. MODELOS NUMÉRICOS PROPUESTOS.....	49
4.DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS Y DISIPADORES DE ENERGÍA	53
4.1. DISEÑO ESTRUCTURAL MODELOS NUMÉRICOS	53
4.1.1. SISTEMA DE ENTREPISO	53
4.1.2. MARCOS DE CONCRETO REFORZADO	55
4.1.3. PUNTALES EQUIVALENTES DE COMPRESIÓN	55
4.1.4. MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.....	58
4.1.5. ANÁLISIS SÍSMICO.....	60
4.2. DISEÑO ESTRUCTURAL MODELO 01	64
4.3. DISEÑO ESTRUCTURAS MODELOS 02,03 Y 04.....	67
4.4. DISEÑO ELEMENTOS DISIPADORES DE ENERGÍA	67
4.4.1. METODOLOGÍA DE DISEÑO DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA.....	68
4.4.2. DISPOSITIVOS DE FRICCIÓN.....	79
4.4.3. DISPOSITIVOS ELASTOPLÁSTICOS	80
4.4.4. DISPOSITIVOS DE COMPORTAMIENTO VISCOSO	81
4.4.5. RESUMEN DISEÑO DE ELEMENTOS DISIPADORES DE ENERGÍA	81
5.ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE LAS ESTRUCTURAS Y BALANCE ENERGÉTICO.....	84
5.1. PARÁMETROS DE DAÑO ESTRUCTURAS SIN REFUERZO	86
5.1.1. DEMANDAS DE DISTORSIÓN	86
5.1.2. DEMANDAS DE CORTANTE BASAL	89
5.1.3. DEMANDA DE ROTACIÓN	91
5.2. DEMANDAS SÍSMICAS DE ESTRUCTURAS REFORZADAS	93
5.2.1. DEMANDAS DE DISTORSIÓN Y DUCTILIDAD	93
5.2.2. DEMANDAS DE ROTACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS REFORZADAS.....	98
5.2.3. DEMANDAS DE CORTANTE BASAL DE LOS MODELOS REFORZADOS ..	101
5.2.4. VELOCIDAD Y ACELERACIÓN RELATIVAS DE MODELOS REFORZADOS 103	
5.2.5. BALANCE ENERGÉTICO	106



5.3. CONFIABILIDAD.....	112
5.3.1. CONFIABILIDAD EN MODELOS ESTRUCTURALES	112
CONCLUSIONES.....	118
TRABAJOS A FUTURO.....	119
REFERENCIAS.....	120



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Edificios en México con disipadores de energía tipo elastoplásticos.	24
Tabla 1.2 Edificios en México con disipadores de energía tipo friccionante.	24
Tabla 2.1 Número de estaciones por tipo de suelo.	31
Tabla 2.2 Valor medio de aceleración máxima del suelo	37
Tabla 3.1 Zonificación sísmica de los inmuebles analizados.....	47
Tabla 3.2 Características geométricas de los modelos propuestos.....	50
Tabla 4.1 Análisis de carga losas de entrepiso.	54
Tabla 4.2 Análisis de carga losas de azotea.	54
Tabla 4.3 Cargas vivas unitarias de diseño (GR, 1976).	54
Tabla 4.4 Dimensiones de vigas para modelos considerados.	55
Tabla 4.5 Dimensiones de columnas para modelos considerados.....	55
Tabla 4.6 Valores para cálculo de propiedades de puntales equivalentes (en cm y kg)	57
Tabla 4.7 Valores para cálculo de propiedades de puntales equivalentes (en in y kip).....	58
Tabla 4.8 Coeficiente sísmico para estructuras del grupo B (GR, 1976).	61
Tabla 4.9 Valores del factor Q de ductilidad (GR, 1976).	61
Tabla 4.10 Valores de a_0 , T1, T2 y r (GR, 1976).	62
Tabla 4.11 Periodos de modelos analizados	63
Tabla 4.12 Diseño de armado de columnas para modelo 01.....	65
Tabla 4.13 Descripción elementos estructurales edificio cinco niveles planta rectangular	67
Tabla 4.14 Descripción elementos estructurales edificio ocho niveles planta rectangular.....	67
Tabla 4.15 Descripción elementos estructurales cinco niveles planta cuadrada	67
Tabla 4.16 Vector de formas modales modelo 01	71
Tabla 4.17 Resumen de iteraciones de la metodología propuesta.....	76
Tabla 4.18 Desplazamiento máximo del primer modo y distorsión de entrepiso por nivel.....	77
Tabla 4.19 Características de diversos elementos disipadores de energía.....	78
Tabla 5.1 Periodos fundamentales de los edificios estudiados	84
Tabla 5.2 Clasificación Hazus de Componentes no estructurales y contenidos de edificios sensibles a distorsión angular y sensibles a aceleración (FEMA, 2001a).	85
Tabla 5.3 Estado de daño Hazus como criterio para sistemas no estructurales y contenidos (FEMA, 2001a).	86
Tabla 5.4 Estados límite de rotación para columnas (ASCE, 2017)	91
Tabla 5.5 Rotaciones medias en columnas para modelos reforzados con distintos EDD's.....	99
Tabla 5.6 Relación V/W en modelos reforzados con distintos EDD's	101
Tabla 5.7 Valores de aceleración máxima del suelo para estaciones sísmicas cercanas a estructuras colapsadas en el sismo del 19 de septiembre de 2017.	114
Tabla 5.8 Índices de confiabilidad estructura tres niveles y planta rectangular	116
Tabla 5.9 Índices de confiabilidad estructura cinco niveles y planta rectangular	116
Tabla 5.10 Índices de confiabilidad estructura ocho niveles y planta rectangular	116
Tabla 5.11 Índices de confiabilidad estructura cinco niveles y planta cuadrada.....	116
Tabla 5.12 Relaciones entre índice de confiabilidad β y probabilidad de falla P_f (Wang y Kulhawy, 2008).	116



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Aisladores sísmicos, (AIFAMX, 2020).	17
Figura 1.2 Representación esquemática del procedimiento baso en energía para la definición de la curva de capacidad, (D'Ambrisi y Mezzi, 2015).	18
Figura 1.3 Comportamiento fuerza-desplazamiento idealizado de dispositivos de fricción, (Constantinou et al., 1998)	19
Figura 1.4 Dispositivo de tipo fricción (Jara, 1994)	19
Figura 1.5 Comportamiento fuerza-desplazamiento de estructura de acero, (Constantinou et al., 1998)	20
Figura 1.6 (a) Dispositivo tipo ADAS, (b) Acomodo de dispositivo ADAS en marco experimental y (c) Marco experimental con los dispositivos (Jara, 1994)	20
Figura 1.7 Comportamiento fuerza-desplazamiento de amortiguadores de comportamiento viscoso, (Constantinou et al., 1998)	21
Figura 1.8 Ejemplo de amortiguadores de comportamiento viscoso, (Tena Colunga, 2003)	21
Figura 1.9 Ejemplo de amortiguadores de fluido viscoso, (Chopra, 2007)	22
Figura 1.10 Escuela Viola Domiziano en Potenza Italia (Zona sísmica I), reforzado en 2000 con contravientos y dispositivos de disipación de energía, (Martelli, 2008)	23
Figura 1.11 Ejemplo de las partes que constituyen al sistema estructura-disipador, (Ruiz, 2019)	26
Figura 2.1 Epicentro del sismo del 19 de septiembre 2017, (SSN, 2017).	30
Figura 2.2 Ubicación de las estaciones sísmicas del CIRES.	31
Figura 2.3 Ubicación de zonas sísmicas de la Ciudad de México, (National Geographic en español, 2017)	32
Figura 2.4 Aceleración máxima del suelo estaciones de alto peligro sísmico.	33
Figura 2.5 Espectros de pseudoaceleración estaciones de alto peligro sísmico.	33
Figura 2.6 Aceleración máxima del suelo estaciones de terreno arcilloso, zona lago.	34
Figura 2.7 Espectros de pseudoaceleración estaciones de terreno arcilloso, zona del lago CIRES.	34
Figura 2.8 Espectros de pseudoaceleración estaciones de alto peligro sísmico y terreno arcilloso.	35
Figura 2.9 Aceleración máxima del suelo estaciones de terreno blando, zona lago.	36
Figura 2.10 Espectros de pseudoaceleración estaciones de terreno blando.	36
Figura 2.11 Aceleración máxima del suelo estaciones de terreno estratificado (arcillas, limos, arenas), transición, terreno arenoso, limoso, compacto y terreno firme.	37
Figura 2.12 Espectros de pseudoaceleración estaciones terreno estratificado (arcillas, limos, arenas), transición, terreno arenoso, limoso, compacto y terreno firme.	38
Figura 2.13 Ubicaciones estaciones sísmicas IIUNAM.	38
Figura 2.14 Registro de velocidad estación sísmica AE02 original y con corrección con polinomio de segundo orden.	39
Figura 2.15 Aceleración máxima del suelo de las estaciones del IIUNAM.	40
Figura 2.16 Espectros de pseudoaceleración de estaciones IIUNAM en Zona I, Lomas.	41
Figura 2.17 Espectros de pseudoaceleración estaciones IIUNAM en Zona III, Lacustre.	41
Figura 2.18 Espectros de respuesta media estaciones terreno arcilloso, zona del lago CIRES.	42
Figura 2.19 Espectros de respuesta media estaciones terreno alto peligro sísmico CIRES.	42
Figura 2.20 Espectros de respuesta media estaciones terreno blando CIRES.	42
Figura 2.21 Espectros de respuesta media estaciones de terreno estratificado (arcillas, limos, arenas), transición, terreno arenoso, limoso, compacto y terreno firme CIRES.	43
Figura 2.22 Espectros de respuesta media Zona I, Lomas (incluye las estaciones de CIRES y del II de la UNAM).	43



Figura 2.23 Espectros de respuesta media Zona II, Transición (incluye las estaciones de CIRES y del II de la UNAM).....	44
Figura 2.24 Espectros de respuesta media Zona III, Lacustre (incluye las estaciones de CIRES y del II de la UNAM).....	44
Figura 3.3.1 Numero de niveles de los inmuebles analizados.	45
Figura 3.3.2 Uso de los inmuebles analizados.	46
Figura 3.3.3 Estructuración de los inmuebles analizados.	48
Figura 3.3.4 Defectos de estructuración de los inmuebles analizados.	49
Figura 3.3.5 Número de niveles en edificios de departamentos.....	50
Figura 3.3.6 Estructuración en planta baja de edificios propuestos: (a) modelos 1,2 y 3, y (b) modelo 4. (Acotaciones en centímetros).	51
Figura 3.3.7 Estructuración en alzado propuesta en modelo 1: (a) fachadas frontal y posterior, y (b) fachadas laterales (Acotaciones en centímetros).	51
Figura 3.3.8 Estructuración en alzado propuesta en modelo 4: (a) fachadas frontal y posterior, y (b) fachadas laterales (Acotaciones en centímetros).	52
Figura 4.1 Ejemplo de marco de concreto con mampostería de relleno (Hisham et al., 2017)	56
Figura 4.2 Analogía de puntales equivalentes de compresión concéntricos (FEMA, 2000).	57
Figura 4.3 Descripción de elementos en modelos utilizados.	58
Figura 4.4 Descripción de elementos en modelos utilizados.	59
Figura 4.5 Daños por sismo causados por irregularidad de planta baja débil (Kirac et al.,2011).....	59
Figura 4.6 Falla estructural debida a planta baja débil y efectos de golpeteo sísmico	60
Figura 4.7 Espectro de diseño y espectro de diseño reducido para zona sísmica II.	63
Figura 4.8 Espectro de diseño y espectro de diseño reducido para zona sísmica III.....	63
Figura 4.9 Armado de columnas modelo 01: (a) Columnas de esquina, (b) Columnas de borde e interiores, (c) Trabe.	65
Figura 4.10 Modelos idealizados de elementos viga-columna (NIST, 2010).	65
Figura 4.11 Características columna C-1, (a) Sección transversal, (b) Diagrama de interacción, (c) Curva momento-rotación.....	66
Figura 4.12 Características trabe T-1, (a) Sección transversal (b) Curva momento-rotación.....	67
Figura 4.13 Relación fuerza-deformación elastoplástica	69
Figura 4.14 Respuesta viscosa para una excitación periódica (Habibi y Albermani, 2013).....	70
Figura 4.15 Análisis pushover: (a)Modo 1 y (2) modo 2.....	71
Figura 4.16 Espectro de coeficiente de resistencia a la fluencia C_y	73
Figura 4.17 Espectro de velocidad equivalente V_a	73
Figura 4.18 Espectro de desplazamiento espectral D_s	75
Figura 4.19 Configuración de EDD's; (a) Elementos de fluencia metálica, (b) Otros dispositivos, acotaciones en cm	78
Figura 4.20 Distribución de EDD's en planta, acotaciones en cm	79
Figura 5.1 Distorsiones de planta baja en edificio de tres niveles y planta rectangular (sin refuerzo).	87
Figura 5.2 Distorsiones de planta baja en edificio de cinco niveles y planta rectangular (sin refuerzo).	87
Figura 5.3 Distorsiones de planta baja en edificio de ocho niveles y planta rectangular (sin refuerzo).	87
Figura 5.4 Distorsiones de planta baja en edificio de cinco niveles y planta cuadrada (sin refuerzo).	88



Figura 5.5 Distorsiones máxima, mínima y media en edificio de tres niveles y planta rectangular (sin refuerzo).....88

Figura 5.6 Distorsiones máxima, mínima y media en edificio de cinco niveles y planta rectangular (sin refuerzo).....88

Figura 5.7 Distorsiones máxima, mínima y media en edificio de ocho niveles y planta rectangular (sin refuerzo).....89

Figura 5.8 Distorsiones máxima, mínima y media en edificio de cinco niveles y planta cuadrada (sin refuerzo).....89

Figura 5.9 Demandas de V/W en edificio tres niveles y planta rectangular (sin refuerzo).90

Figura 5.10 Demandas de V/W en edificio cinco niveles y planta rectangular (sin refuerzo).....90

Figura 5.11 Demandas de V/W en edificio ocho niveles y planta rectangular (sin refuerzo).90

Figura 5.12 Demandas de V/W en edificio cinco niveles y planta cuadrada (sin refuerzo).91

Figura 5.13 Demandas de rotación columna esquina en edificio de tres niveles y planta rectangular91

Figura 5.14 Demandas de rotación columna esquina en edificio de cinco niveles y planta rectangular92

Figura 5.15 Demandas de rotación columna esquina en edificio de ocho niveles y planta rectangular92

Figura 5.16 Demandas de rotación columna esquina en edificio de cinco niveles y planta cuadrada92

Figura 5.17 Demanda de distorsiones en planta baja para edificio de tres niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD´s.93

Figura 5.18 Demanda de ductilidad en planta baja en edificio de tres niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD´s.....93

Figura 5.19 Demanda de distorsión media en entresijos para edificio de tres niveles para distintos tipos de EDD´s.94

Figura 5.20 Demanda de ductilidad en planta baja para edificio de tres niveles con distintos tipos de EDD´s.94

Figura 5.21 Demanda de distorsiones en planta baja en edificio de cinco niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD´s.94

Figura 5.22 Demanda de ductilidad en planta baja en edificio de cinco niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD´s.95

Figura 5.23 Demanda de distorsión media en entresijos para edificio de cinco niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD´s.95

Figura 5.24 Demanda de ductilidad en planta baja para edificio de cinco niveles y planta rectangular con distintos tipos de EDD´s.95

Figura 5.25 Demanda de distorsiones en planta baja en edificio de ocho niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD´s.96

Figura 5.26 Demanda de ductilidad en planta baja en edificio de ocho niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD´s.96

Figura 5.27 Demanda de distorsión media en entresijos para edificio de ocho niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD´s.96

Figura 5.28 Demanda de ductilidad en planta baja para edificio de ocho niveles y planta rectangular con distintos tipos de EDD´s.97

Figura 5.29 Demanda de distorsiones en planta baja en edificio cinco niveles y planta cuadrada para distintos tipos de EDD´s.....97



Figura 5.30 Demanda de ductilidad en planta baja en edificio cinco niveles y planta cuadrada para distintos tipos de EDD's.....97

Figura 5.31 Demanda de distorsión media en entrepisos para edificio de cinco niveles y planta cuadrada para distintos tipos de EDD's.....98

Figura 5.32 Demanda de ductilidad en planta baja para edificio de cinco niveles y planta cuadrada con distintos tipos de EDD's.....98

Figura 5.33 Demanda de rotación en columnas de esquina en planta baja estructura de tres niveles para distintos tipos de EDD's.....99

Figura 5.34 Demanda de rotación en columnas de esquina en planta baja estructura cinco niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.....100

Figura 5.35 Demanda de rotación en columnas de esquina en planta baja en estructura de ocho niveles para distintos tipos de EDD's.....100

Figura 5.36 Demanda de rotación en columnas de esquina en planta baja en estructura de cinco niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.....101

Figura 5.37 Relación V/W en modelo de tres niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.....102

Figura 5.38 Relación V/W en modelo de cinco niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.....102

Figura 5.39 Relación V/W en modelo de ocho niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.....102

Figura 5.40 Relación V/W en modelo de cinco niveles y planta cuadrada para distintos tipos de EDD's.....103

Figura 5.41 Velocidad relativa en entrepisos en estructura tres niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.....103

Figura 5.42 Velocidad relativa en entrepisos en estructura de cinco niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.....104

Figura 5.43 Velocidad relativa en entrepisos en estructura de ocho niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.....104

Figura 5.44 Velocidad relativa en entrepisos en estructura de cinco niveles y planta cuadrada para distintos tipos de EDD's.....104

Figura 5.45 Aceleración relativa en entrepisos en edificio tres niveles planta rectangular para distintos tipos de EDD's.....105

Figura 5.46 Aceleración relativa en entrepisos en edificio cinco niveles planta rectangular para distintos tipos de EDD's.....105

Figura 5.47 Aceleración relativa en entrepisos en edificio ocho niveles planta rectangular para distintos tipos de EDD's.....105

Figura 5.48 Aceleración relativa en entrepisos en edificio cinco niveles planta cuadrada para distintos tipos de EDD's.....105

Figura 5.49 Energía histerética de estructura de tres niveles reforzada con dispositivos de fricción106

Figura 5.50 Energía histerética de estructura tres niveles reforzada con dispositivos de comportamiento viscoso.....106

Figura 5.51 Energía histerética de estructura tres niveles reforzada con dispositivos de comportamiento histerético107

Figura 5.52 Porcentajes de energía histerética por grupo de elementos estructurales, estructura de tres niveles: (a)Original, (b) dispositivos de fricción, (c) dispositivos histeréticos y (d) dispositivos viscosos107



Figura 5.53 Energía histerética de estructura de cinco niveles y planta rectangular reforzada con dispositivos de fricción.....108

Figura 5.54 Energía histerética de estructura de cinco niveles y planta rectangular reforzada con dispositivos de comportamiento histerético.....108

Figura 5.55 Energía histerética de estructura cinco niveles y planta rectangular con dispositivos de comportamiento viscoso.....108

Figura 5.56 Porcentajes de energía histerética por grupo de elementos estructurales, estructura de cinco niveles y planta rectangular: (a) Dispositivos de fricción, (b) dispositivos histeréticos y (c) dispositivos viscosos.109

Figura 5.57 Energía histerética de estructura ocho niveles reforzada con dispositivos de fricción.109

Figura 5.58 Energía histerética de estructura ocho niveles reforzada con dispositivos de comportamiento histerético110

Figura 5.59 Energía histerética de estructura ocho niveles reforzada con dispositivos de comportamiento viscoso.....110

Figura 5.60 Porcentajes de energía histerética por grupo de elementos estructurales, estructura de ocho niveles y planta rectangular: (a)Original, (b) dispositivos de fricción, (c) dispositivos histeréticos y (d) dispositivos viscosos.....110

Figura 5.61 Energía histerética de estructura de cinco niveles con planta cuadrada reforzada con dispositivos de fricción.....111

Figura 5.62 Energía histerética de estructura de cinco niveles con planta rectangular reforzada con dispositivos de comportamiento histerético.....111

Figura 5.63 Energía histerética de estructura de cinco niveles reforzada con dispositivos de comportamiento viscoso.....111

Figura 5.64 Porcentajes de energía histerética por grupo de elementos estructurales, estructura de cinco niveles planta cuadrada: (a) Original, (b)dispositivos de fricción, (c) dispositivos histeréticos y (d) dispositivos viscosos.....112

Figura 5.65 Tasa de excedencia de PGA anual, terreno duro de la Ciudad de México (Reyes et al., 2002).114

Figura 5.66 Tasa de excedencia de PGA anual, terreno blando de la Ciudad de México114

Figura 5.67 Envoltente de estructuras colapsadas en terreno III por el evento sísmico del 19 de septiembre de 2017 (Roa, 2019).115



RESUMEN

En la presente investigación se evalúa el uso de elementos disipadores de energía de comportamiento friccionante, histerético y viscoso colocados en edificios que presentan plantas bajas flexibles y que fueron diseñados previo al sismo del 19 de septiembre de 1985, que afectó gravemente a la Ciudad de México, como una medida de mitigación del riesgo que estas estructuras presentan. Se utiliza para el diseño de los elementos disipadores de energía una metodología de múltiples pasos basada en energía. Se analizaron cuatro edificios de vivienda, de tres, cinco y ocho niveles, los cuales fueron sometidos a un conjunto de 45 acelerogramas registrados en zonas de alto peligro sísmico en la Ciudad de México durante el evento sísmico del 19 de septiembre de 2017. Con base en los análisis no lineales se obtuvieron: distorsión angular de entrepisos, fuerza cortante basal, rotación en columnas, balance energético, así como aceleraciones y velocidades relativas de entrepiso. Con estas demandas se evaluó el desempeño de las estructuras reforzadas con los elementos disipadores de energía. Finalmente se calculó el índice de confiabilidad de los sistemas estructurales originales y reforzados.

ABSTRACT

This study evaluates the use of frictional, hysteric and viscous energy dissipation devices placed in soft-story buildings designed with a seismic code regulation of the 70's, prior to the September 19, 1985 earthquake, which seriously affected Mexico City. The retrofitted buildings were analyzed as an option to mitigate the seismic risk in these structures. An energy-based multi-step methodology is used for the design of the energy dissipation devices. Four residential buildings of three, five and eight floors were analyzed. They were subjected to a set of 45 accelerograms recorded in areas of high seismic risk in Mexico City during the September 19, 2017 earthquake. The building demands obtained from non-linear analysis were: drift ratios, base shear force, column rotation, balance of energy and relative floor accelerations and velocities, to evaluate the performance of the retrofitted structures with energy dissipation devices. Finally, the reliability index for all structural systems was evaluated.

PALABRAS CLAVE: Disipadores de energía, fricción, viscosos, histeréticos, espectros inelásticos



INTRODUCCIÓN

La ocurrencia de sismos alrededor del mundo permite conocer a través de los mecanismos de daño que se observan en los edificios, los errores constructivos, de diseño arquitectónico y de diseño estructural. Se ha identificado en el mundo como un mecanismo de falla común a los pisos blandos/débiles. Hejazi et al. (2011) definen a un piso débil como un entrepiso en un edificio que tiene sustancialmente menos resistencia, rigidez o que presenta una ductilidad inadecuada (capacidad de absorción de energía) para resistir los esfuerzos inducidos al edificio por los sismos. Los edificios de planta débil se caracterizan por tener un piso con mucho espacio abierto.

El tema de la presente investigación es la mitigación del riesgo que representa la planta baja flexible, mediante la inclusión de elementos disipadores de energía en edificios. La planta baja flexible es una estructuración de piso débil en el piso de desplante de los edificios, esta es una estructuración deficiente, utilizada frecuentemente en diversas plantas arquitectónicas, conformada generalmente por una planta baja con marcos de concreto reforzado, y pisos superiores soportados con muros de mampostería confinada.

El origen del problema de la estructuración de planta baja flexible se identifica en las soluciones arquitectónicas de los años 60's y 70's, así como en la posibilidad que brinda a los propietarios de edificios el utilizar el espacio de la planta baja ya sea como locales comerciales o bien como espacios de estacionamientos. Furtado et al. (2014) mencionan que las soluciones arquitectónicas adoptadas durante los años 70's combinadas con las prácticas comunes de diseño y construcción de esa época, particularmente en lo referente a diseño sísmico, tienen influencia en la vulnerabilidad de estas estructuras.

Es entonces el problema de la planta baja flexible un problema identificado desde hace 50 años. La totalidad de los autores coinciden en las vulnerabilidades originadas por las plantas bajas flexibles, sin embargo, edificios con esta vulnerabilidad siguen construyéndose en gran parte del mundo, y presentando daños con cada evento sísmico.

La presencia de edificios existentes y dañados por sismos anteriores, así como los edificios nuevos que se diseñan con la estructuración de planta flexible han motivado a diversos investigadores en la búsqueda de posibles soluciones. Para Furtado et al. (2014), las más conocidas, económicas y eficientes técnicas globales de refuerzo son: adición de muros de cortante de concreto reforzado, adición de contravientos de acero con y sin dispositivos disipadores de energía o conectores de cortante, aislamiento de base, reducción de masa u otras técnicas incluyendo masas resonantes y amortiguadores líquidos o combinaciones híbridas de dispositivos de disipación de energía activos y pasivos.

Investigaciones como las de Furtado et al. (2014), Hejazi et al. (2011), Del Gobbo et al. (2018) y Jara-Guerrero et al. (2019) han evaluado analíticamente las diversas técnicas de refuerzo disponibles, lo que sirve como punto de partida a la propuesta de investigación actual, donde se propone el uso de disipadores de energía de fricción, elastoplásticos y de comportamiento viscoso con el fin de mitigar el riesgo de edificios con planta baja flexible.

Para el diseño de los elementos disipadores de energía se utiliza una metodología basada en energía propuesta por Habibi y Albermani (2012). El concepto de energía ha sido uno de los principios inspiradores del diseño sísmico de la ingeniería moderna desde sus orígenes en los años



1950's. Housner (1956) propuso que un diseño seguro puede ser alcanzado si la suma de la energía elástica y la energía plástica (capacidad) es mayor o igual que energía total de entrada (demanda).

En las décadas siguientes el enfoque energético para el diseño sismo resistente ha sido estudiado por muchos investigadores con el objetivo de favorecer su aplicación en las prácticas de diseño. A pesar de estos estudios los enfoques energéticos aún no han sido incorporados masivamente a los métodos de diseño de la práctica. En este trabajo se utiliza este enfoque y se determinan índices de confiabilidad de los edificios, lo que proporciona información de la mitigación del riesgo al cuantificar la probabilidad de falla de las estructuras.



1. DISIPADORES DE ENERGÍA DE FRICCIÓN, ELASTOPLÁSTICOS Y DE COMPORTAMIENTO VISCOSO

1.1 DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN ESTRUCTURAS

El diseño sísmico de estructuras ha evolucionado de una manera importante en el último siglo, la incorporación a los códigos y métodos de diseño de fuerzas laterales y el tomar en cuenta la ductilidad inherente de las estructuras ha llevado a una mejora considerable en el comportamiento ante acciones de la naturaleza, como lo son los sismos y el viento. Sin embargo, Constantinou et al., (1998) señalan que el tomar en cuenta la naturaleza dinámica de las acciones lleva a mejoras sustantivas en el desempeño de las estructuras. Como resultado de la búsqueda de sistemas estructurales menos vulnerables, se han desarrollado nuevos e innovativos conceptos de protección estructural que están en varias etapas de desarrollo.

Landi et al., (2014) mencionan la importancia de la evaluación y refuerzo sísmico de edificios existentes algunas de las cuales no son capaces de satisfacer los requerimientos de los códigos sísmicos actuales, se indican en el artículo las situaciones económicas prohibitivas que hacen difícil la implementación de estrategias de refuerzo, tanto en estructuras nuevas como en uso y se recomienda el empleo de una técnica innovadora, como la disipación de energía por medio de la adición de dispositivos de disipación pasiva de energía, que puede ser muy promisoría en términos de mejorar el desempeño sísmico.

Por su parte autores como Jara (1994) y Tena-Colunga (2003) señalan en que México y en el mundo el intento por reducir los daños en las estructuras provocados por temblores ha llevado a la búsqueda y desarrollo de elementos que se incorporan en las estructuras para modificar sus propiedades dinámicas y en algunos casos, incrementar su capacidad de disipación de energía.

A partir de la década de los 80's ha crecido considerablemente el número de dispositivos fabricados en el mundo para la protección sísmica y los investigadores han estudiado a profundidad el tema. Si bien existen muchos dispositivos y clasificaciones para estos, los sistemas de protección modernos se pueden clasificar en tres grupos principales, estos grupos y algunos ejemplos se muestran a continuación:

1. Aislamiento sísmico
 - Apoyos elastoméricos
 - Aisladores de hule y corazón de plomo
 - Sistema de péndulo de fricción deslizante
2. Sistemas activos y semiactivos
 - Sistemas de contravientos activos
 - Amortiguadores de masa activa
 - Materiales inteligentes
3. Disipadores de energía
 - Dispositivos metálicos
 - Dispositivos de fricción
 - Dispositivos de comportamiento viscoelásticos

El aislamiento sísmico utilizado en muchos países, con un énfasis importante en Japón, se ubica generalmente en la cimentación de la estructura, debido a su flexibilidad y capacidad de absorción de energía, el sistema de aislamiento de base refleja y absorbe parcialmente la energía sísmica de entrada antes de que esta sea impartida a la estructura (figura 1.1). Un par de puntos importantes a destacar en el uso del aislamiento de base, son el costo de los dispositivos para estructuras nuevas, haciéndolos poco utilizados en países en vías de desarrollo como México, utilizándose principalmente en estructuras de una importancia relevante. En el caso de utilizarlos como medida de refuerzo, el que su localización sea en la cimentación hace compleja su implementación. Algunos estudios, sin embargo, muestran que el costo de edificios al incorporar los sistemas de aislamiento puede ser menor que el costo del edificio sin el sistema de aislamiento (Melkumyan, 2003).

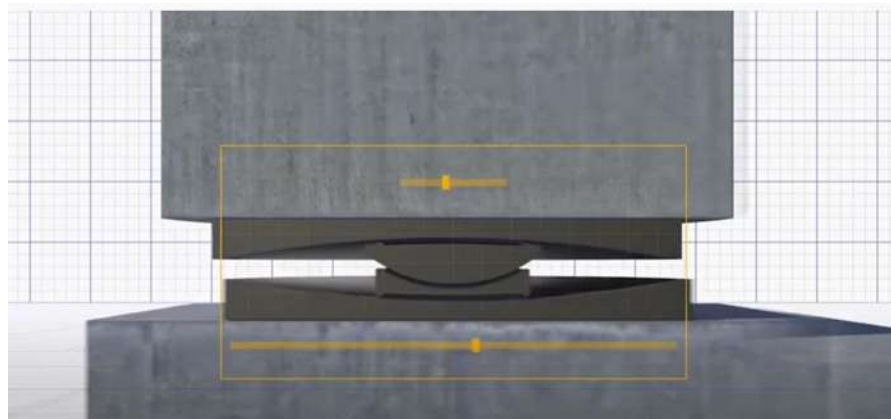


Figura 1.1 Aisladores sísmicos, (AIFAMX, 2020).

En el control activo de estructuras su movimiento es controlado o modificado principalmente por medio de sistemas de control que requieren de un suplemento de energía.

El objeto de la presente investigación es la utilización de los dispositivos de disipación pasiva de energía en la mitigación del daño producido por sismos en edificios con planta baja flexible, por ello se hará énfasis en su descripción.

La función de los dispositivos de disipación pasiva de energía es absorber una fracción de la energía de entrada, reduciendo la disipación de demanda de energía en los elementos estructurales principales, minimizando de esta manera el daño estructural y no estructural.

Durante las últimas décadas el desarrollo del concepto de disipación de energía ha llevado al desarrollo de una gran cantidad de dispositivos de disipación de energía; sin embargo, Habibi et al., (2013) señalan que la implementación de estos como una estrategia de refuerzo para la mitigación de riesgos sísmicos en estructuras existentes continúa siendo inutilizada.

1.2 DISIPADORES PASIVOS DE ENERGÍA

Una alternativa para la mitigación del problema estructural que constituye la planta baja flexible, es el uso de dispositivos pasivos de disipación de energía, propuesta por autores como D'Ambrisi y Mezzi (2015) y Habibi et al., (2013) quienes describen que la disipación pasiva de energía es una técnica confiable, efectiva y relativamente no costosa para la mitigación de riesgos sísmicos de estructuras civiles.

D'Ambrisi y Mezzi (2015) proponen un método de diseño basado en energía para análisis estáticos no lineales. La metodología propuesta permite evitar algunas suposiciones no intuitivas de los análisis estáticos no lineales y expresa la capacidad y demanda en términos de energía. El punto de partida de la metodología es la curva de capacidad obtenida de un análisis estático no lineal, donde el sistema equivalente de un grado de libertad tiene la misma energía de deformación de un sistema de múltiples grados de libertad (figura 1.2). Las ventajas mencionadas por los autores son: (1) La curva de capacidad energética tiene un significado físico ya que esta representa la energía realmente disipada por la estructura, (2) el coeficiente de ductilidad obtenido por medio de la curva de capacidad representa la ductilidad global del sistema y (3) la definición del punto de desempeño no requiere procedimientos iterativos.

Por su parte autores como Habibi et al., (2013) proponen una metodología basada en energía, para diseñar estructuras existentes con sistemas de disipación de energía, que toma en cuenta el daño acumulado, a diferencia de los métodos tradicionales que únicamente consideran la carga sísmica máxima y el desplazamiento máximo. El método incorpora los dos modos de vibrar con los factores de participación más altos para realizar un análisis estático no lineal. Se obtiene un sistema de un grado de libertad equivalente y se utiliza un espectro de respuesta no lineal para determinar el factor de ductilidad de cada modo. La contribución de la energía de cada modo se determina y se distribuye a lo largo de la altura de la estructura basándose en los perfiles de energía. La cantidad de energía que es necesario disipar con los dispositivos de control pasivo, se calcula en cada entrepiso. Esta metodología servirá de base para el diseño de los dispositivos de disipación de energía en la presente investigación.

Tanto la metodología propuesta elaborada por Habibi et al., (2013) como la de D'Ambrisi y Mezzi (2015) tienen buena correspondencia con resultados obtenidos aplicando análisis dinámicos no lineales.

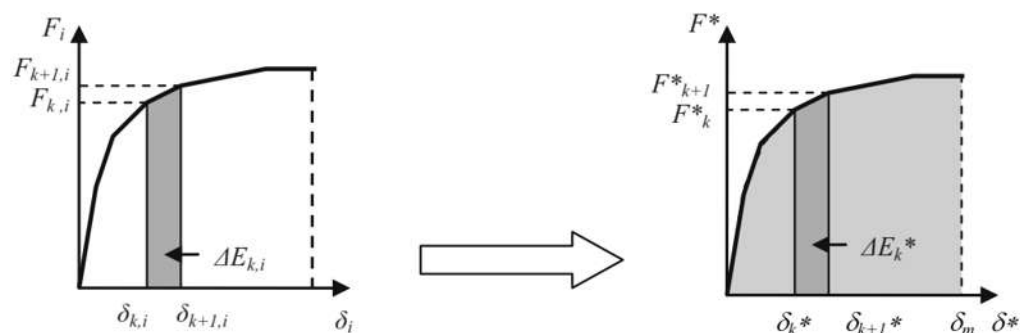


Figura 1.2 Representación esquemática del procedimiento baso en energía para la definición de la curva de capacidad, (D'Ambrisi y Mezzi, 2015).

Los dispositivos que se evaluarán en la presente investigación para la mitigación del daño sísmico en edificios de planta baja flexible son las siguientes: (1) Disipadores de energía de fricción, (2) Disipadores de energía elastoplásticos y (3) Disipadores de comportamiento viscoso.

1.2.1. DISIPADORES DE ENERGÍA DE FRICCIÓN

Los disipadores de energía por fricción se pueden agrupar dentro de los sistemas histeréticos, los cuales, por definición, disipan energía a través de un mecanismo que es dependiente de la tasa de aplicación de la carga (Constantinou et al., 1998).

Se clasifican como dispositivos de fricción aquellos que generan calor y disipación de energía por medio del deslizamiento friccionante.

Chopra (2007) menciona que los disipadores de energía por fricción incrementan la capacidad de la estructura para disipar energía, pero no cambian de forma importante el periodo natural de vibración, entre un 10% y 20%. El comportamiento histerético de los disipadores de energía por fricción se puede visualizar en la figura 1.3.

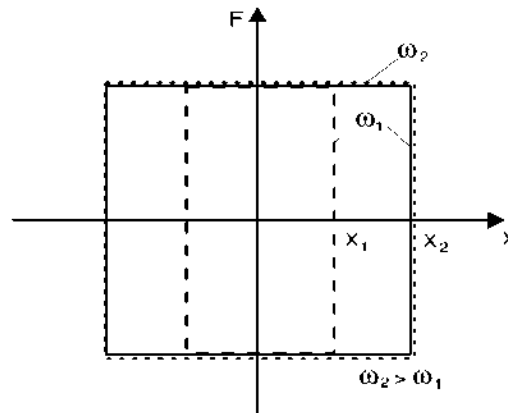


Figura 1.3 Comportamiento fuerza-desplazamiento idealizado de dispositivos de fricción, (Constantinou et al., 1998)

Constantinou et al., (1998) señalan que, en los dispositivos de disipación de energía por fricción, el trabajo irrecuperable es realizado por la fuerza tangencial requerida para deslizar un cuerpo sólido contra la superficie del otro. Es entonces muy importante que una respuesta friccionante consistente pueda mantenerse a lo largo de la vida del dispositivo lo que depende en gran medida de las condiciones ambientales.

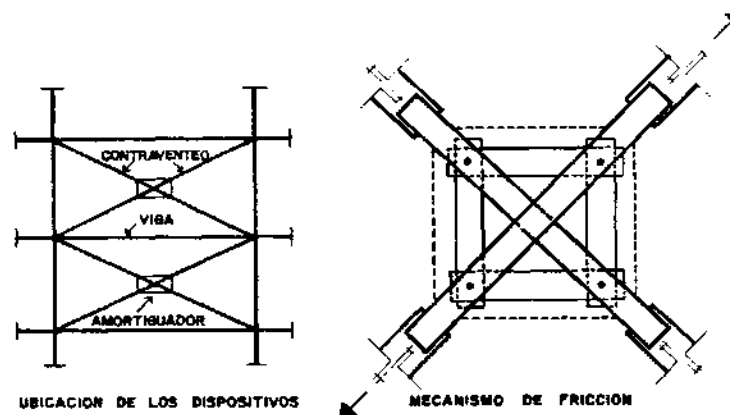


Figura 1.4 Dispositivo de tipo fricción (Jara, 1994)

Tena-Colunga (2003) menciona como un ejemplo importante de dispositivos de disipación por fricción a los propuestos por Pall y Pall en la década de los 90's (figura 1.4), los cuales utilizan pastillas similares a balatas de frenos de automóviles, montadas en placas de acero que se colocan sobre contravientos.

1.2.2. DISIPADORES DE ENERGÍA DE COMPORTAMIENTO ELASTOPLÁSTICO

Uno de los mecanismos más efectivos disponibles para la disipación de energía que entra a una estructura, durante un sismo, es a través de la deformación inelástica de elementos metálicos Constantinou et al., (1998). El autor menciona que, en las estructuras metálicas tradicionales, el diseño sísmico se basa en la ductilidad posterior a la fluencia para proveer los desplazamientos requeridos (figura 1.5), y que esta propiedad comenzó a ser utilizada para la absorción de energía sísmica a partir de los trabajos experimentales y teóricos de Kelly y Skinner en los años 70's.

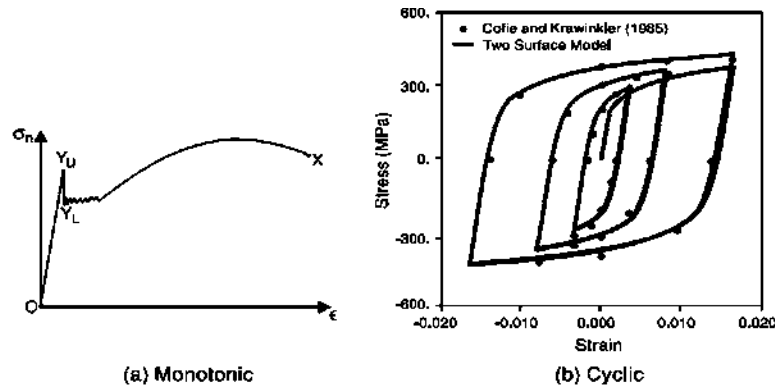


Figura 1.5 Comportamiento fuerza-desplazamiento de estructura de acero, (Constantinou et al., 1998)

Algunos ejemplos de dispositivos de disipación de energía metálicos que han recibido atención son los de forma de X o triangular (como los dispositivos ADAS y TADAS). Estas placas paralelas son típicamente colocadas en una crujía con contravientos tipo Chevron y la viga superpuesta (figura 1.6). Los amortiguadores resisten principalmente las fuerzas laterales asociadas por las distorsiones de entrepiso por medio de la deformación a flexión de las placas individuales. Más allá de cierto nivel de fuerza, las placas fluyen y por lo tanto proveen una disipación de energía suplementaria. La forma cónica de las placas promueve una deformación casi uniforme de fluencia lo largo de su longitud.

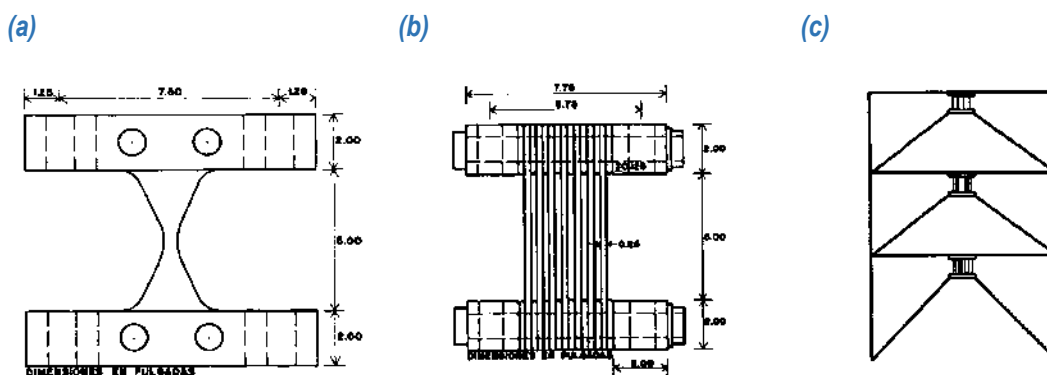


Figura 1.6 (a) Dispositivo tipo ADAS, (b) Acomodo de dispositivo ADAS en marco experimental y (c) Marco experimental con los dispositivos (Jara, 1994)

A pesar de las diferencias en a la configuración geométrica de los diferentes dispositivos metálicos, en todos los casos el mecanismo de disipación es la deformación de un metal, usualmente acero o plomo.

1.2.3. DISIPADORES DE ENERGÍA DE COMPORTAMIENTO VISCOSO

Se incluyen en esta categoría los amortiguadores sólidos viscoelásticos y los amortiguadores de fluido viscoso. La respuesta fuerza-desplazamiento típica de estos dispositivos se muestra en la figura 1.7. Constantinou et al., (1998) señala que estos dispositivos presentan amortiguamiento y rigidez, destaca que es importante notar que la respuesta de estos dispositivos está en función de la frecuencia.

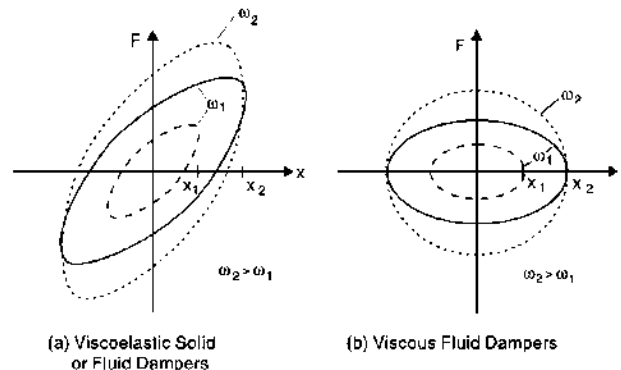


Figura 1.7 Comportamiento fuerza-desplazamiento de amortiguadores de comportamiento viscoso, (Constantinou et al., 1998)

Los amortiguadores de fluido viscoso ofrecen muchas ventajas, ya que su comportamiento es independiente de la frecuencia y su capacidad de disipación de energía es muy grande. Otra ventaja importante es el hecho de que no se requiere una significativa intervención a la estructura existente, en muchos casos, ya que solo se necesitan añadir amortiguadores (Landi et al., 2014).

Los disipadores de comportamiento viscoso en general se dividen en dos categorías:

- Amortiguadores viscoelásticos sólidos

Consisten de placas metálicas y polímeros que disipan energía cuando son sujetos a fuerzas cortantes (figura 1.8). Cuando se montan en una estructura, el movimiento de esta genera movimiento relativo entre las placas externas y la placa central que lo conforman, dando lugar a la disipación de energía.

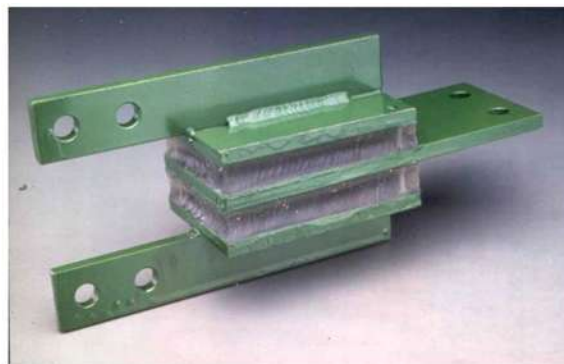


Figura 1.8 Ejemplo de amortiguadores de comportamiento viscoso, (Tena Colunga, 2003)

- Amortiguadores de fluido viscoso

Típicamente es un fluido de base silicona, que es forzado a fluir a través de orificios pequeños dentro de un contenedor cerrado (figura 1.9). La disipación ocurre por la conversión de la energía mecánica en calor a medida que el pistón que obliga al líquido a fluir se deforma.

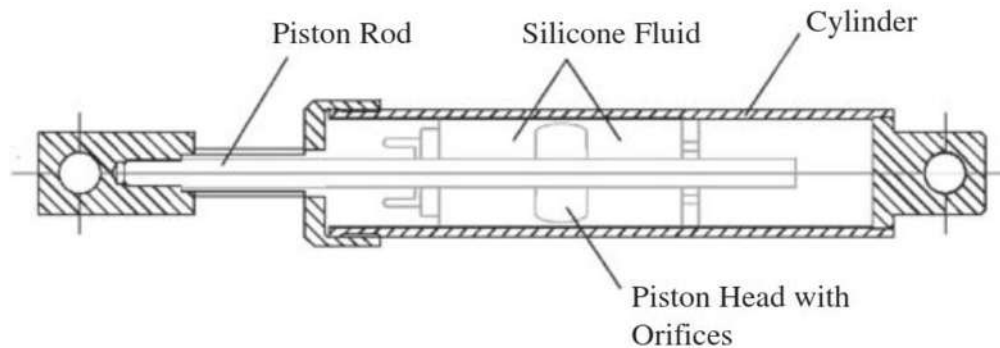


Figura 1.9 Ejemplo de amortiguadores de fluido viscoso, (Chopra, 2007)

1.3. MODELACIÓN Y ESTUDIOS ANALÍTICOS DE DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN PASIVA DE ENERGÍA

Sobre la modelación de los dispositivos de disipación de energía Tena-Colunga (2003) enlista las siguientes consideraciones en análisis no lineales: (1) Evitar el uso del modelo conocido como “diagonal equivalente”, donde se determinan las propiedades de rigidez elásticas equivalentes del sistema contraviento-disipador (2) modelar con rigor y de manera independiente a los disipadores y los contravientos, y finalmente (3) en caso de uso de disipadores metálicos es conveniente modelar al disipador con un modelo bilineal, donde se tome en cuenta una rigidez realista posterior a la fluencia, ya que esta tiene un impacto importante en la estimación de la respuesta máxima.

Sobre el estudio analítico de disipadores de comportamiento viscoso Landi et al, (2014) estudiaron la efectividad de diferentes distribuciones verticales de coeficientes de amortiguamiento de amortiguadores viscosos lineales para el refuerzo sísmico de edificios de múltiples pisos de concreto reforzado. Señalan que, a pesar de que su localización, es un tema crítico, la regulación constructiva y las guías, en general, no prescriben un método particular para optimizar la distribución de las propiedades de amortiguamiento. El propósito de este estudio fue investigar el efecto de los diferentes métodos de distribuciones pertenecientes a la aproximación de amortiguadores viscosos propuesta por Ramírez en 2002, así como de métodos energéticos. Los diferentes métodos de distribución de energía fueron aplicados a un conjunto de marcos de CR con diferente número de niveles. Para estudiar la correlación entre los métodos de distribuciones y la regularidad estructural, las estructuras consideradas difieren en términos de su regularidad en elevación. Los resultados de análisis no lineales en la historia del tiempo fueron examinados en términos de distorsiones de entrepiso máximas y residuales, aceleraciones máximas y fuerzas de amortiguamiento máximas. En general los resultados demostraron que los perfiles de los parámetros de la respuesta, como en el caso de distorsiones de entrepiso, son muy similares para estructuras con diferentes distribuciones de amortiguamiento, y sin variaciones particulares de distorsiones máximas. Respecto a la eficiencia de

las diferentes distribuciones, en términos de consistencia entre la distribución del coeficiente de amortiguamiento y las fuerzas de amortiguamiento, la distribución uniforme demostró poca eficiencia, mientras que los métodos energéticos muestran gran eficiencia.

1.4. APLICACIONES REALES DE DISPOSITIVOS

Martelli (2008) comenta que en 2008 más de 8000 estructuras alrededor del mundo contaban con sistemas de protección como aislamiento sísmico, disipación de energía u otras técnicas de control activo, estas estructuras eran principalmente puentes y viaductos, edificios civiles e industriales, edificios de patrimonio histórico, inclusive algunos edificios en construcción contaban con técnicas de refuerzo y control. Se mencionaban entre los principales países con aplicación de dispositivos de control a Japón, la República Popular China, los Estados Unidos de Norteamérica, Italia seguidos de Taiwán, Nueva Zelanda, México, Corea del Sur y Canadá.

Sobre la implementación de dispositivos disipadores de energía, en Italia Martelli (2008) señala que la primera estructura en contar con esta tecnología en el país europeo fue la estación central de bomberos en Nápoles en 1981. A partir de entonces se mencionan varios ejemplos de aplicación real sobre todo en edificios públicos y edificaciones históricas de importancia que se encuentran en gran cantidad en Italia, como el que se muestra en la figura 1.10.



Figura 1.10 Escuela Viola Domiziano en Potenza Italia (Zona sísmica I), reforzado en 2000 con contravientos y dispositivos de disipación de energía, (Martelli, 2008)

Siguiendo en el ámbito internacional Tena-Colunga (2003) menciona como ejemplos de aplicación de dispositivos de control en países latinoamericanos los edificios: (1) Intercentro en Santo Domingo, República Dominicana, edificio de acero estructural, reforzado con amortiguadores tipo Taylor montados en contravientos de los marcos perimetrales, (2) Centro Administrativo Distrital, edificio irregular de 18 pisos, de concreto reforzado, donde se colocaron amortiguadores tipo Taylor en contraviento metálicos para cumplir con las disposiciones del reglamento colombiano tras reformas al mismo.

En México los dispositivos de disipación de energía y demás técnicas de control comenzaron a llamar la atención después del sismo del 19 de septiembre de 1985. Tena-Colunga (2003) rememora la investigación teoría y experimental que ha acontecido en el país desde entonces, destacándose a juicio del autor de la presente el desarrollo de un dispositivo denominado “Solera” por Aguirre y Sánchez en la década de los 90’s, como una muestra de que es posible el desarrollo de tecnología en México. Se rescatan del artículo de Tena los edificios mexicanos donde se han implementado dispositivos de disipación de energía y se muestran en las tablas 1.1 a 1.3.

**Tabla 1.1 Edificios en México con disipadores de energía tipo elastoplásticos.**

Edificio	Localización	Descripción
Edificio Izazaga	Ciudad de México	Primer edificio restructurado con disipadores tipo ADAS en México. Construido de concreto reforzado cuenta con 12 niveles y sótano, construido en los años 70.
Hospital de cardiología del centro médico siglo XXI	Ciudad de México	Reestructurado con disipadores de energía. Edificio de concreto reforzado de cinco niveles: Dispositivos tipo ADAS montados sobre contrafuertes.
Complejo de oficinas centrales del IMSS	Ciudad de México	Complejo de edificios construidos en los años 40's. Dispositivos tipo ADAS montados en contravientos tipo Chevron. Tres edificios de doce niveles, estructurados originalmente con marcos de concreto reforzado.
Almacén de Transportación Marítima Mexicana	Acapulco, Guerrero	Primer proyecto diseñado originalmente para contar con disipadores de energía tipo ADAS en México. Complejo de tres edificios de cinco niveles. Estructura de acero a base de marcos, contravientos tipo Chevron.
Conjunto La Jolla	Acapulco, Guerrero	Conjunto de condominios de lujo de tres torres de 28 niveles. Marcos de acero, algunos de ellos reforzados con contravientos tipo Chevron y dispositivos tipo ADAS.
Torre Monterrey	Ciudad de México	Edificio de 13 niveles y un sótano. Originalmente de concreto reforzado, se restructuró utilizando marcos de acero y dispositivos tipo ADAS.
Edificio Romanza	Ciudad de México	Edificio de 20 niveles estructurado con marcos y contravientos excéntricos incluyendo dispositivos tipo ADAS

Tabla 1.2 Edificios en México con disipadores de energía tipo friccionante.

Edificio	Localización	Descripción
Hospital 20 de noviembre del ISSSTE	Ciudad de México	Construido en los años cuarenta, originalmente restructurado y reforzado en los años 70's. Rigidizado en 1994 por medio de contravientos tubulares metálicos, con conexiones que permiten deslizamiento de las placas ante demandas importantes, logrando de esta forma disipación de energía por medio de fricción. Cuerpo central de nueve niveles y un sótano, cuerpos anexos de ocho, siete y dos niveles.

Tabla 1.3 Edificios en México con disipadores de energía tipo viscoelástico.

Edificio	Localización	Descripción
Corporativo 3M	Ciudad de México	Edificio de concreto reforzado de 5 niveles y 3 sótanos, cuenta con disipadores de comportamiento viscoelástico que se montan en contravientos tipo Chevron.
Torre Mayor	Ciudad de México	Hasta hace algunos años el edificio más alto de México. De 57 niveles y 225 m de altura. Estructura de acero estructural embebido en concreto, núcleo central y marcos perimetrales contraventeado con amortiguadores tipo Taylor.
Edificio Fray Servando	Ciudad de México	Primer edificio en México con amortiguadores tipo Taylor. Edificio irregular con planta en L de concreto reforzado y 15 niveles.

1.5. REGULACIÓN Y NORMATIVIDAD

En comparación con Europa, China, Japón y Estados Unidos, en México se han reforzado pocos edificios con dispositivos disipadores de energía, y con aislamiento de base. Los dispositivos de control activo prácticamente no se han utilizado en el país. Por lo anterior la reglamentación en México comienza a desarrollarse en el país, las dos referencias más importantes para el diseño de edificaciones, las Normas Técnicas Complementarias (México, 2017) emanadas del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México, y el Manual de Diseño de Obras Civiles emitido por la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2015), cuentan en sus versiones más recientes con anexos y artículos que norman la aplicación de los dispositivos de disipación pasiva y aislamiento de base.

1.5.1. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS

Las NTC para diseño por sismo (México, 2017), cuentan por primera vez, con un anexo para la regulación del uso de los dispositivos disipadores de energía. El anexo B de las normas es extenso en cuanto su alcance, hace definiciones de los dispositivos, su colocación la estructura, las pruebas experimentales que deben realizarse a estos, el mantenimiento necesario, etc. Ruiz (2019) describe con detalle el anexo de las normas y hace comentarios respecto a él, proponiendo además mejoras para próximas ediciones de las normas. Se describen a continuación a grandes rasgos los aspectos más relevantes del anexo.

- Definiciones

Se describen el objetivo de añadir disipadores de energía en estructuras (“reducir su respuesta ante la acción de movimientos sísmicos”) y los dos tipos de disipadores, ambos pasivos, que se tratan en el apéndice: (1) Disipadores histeréticos (de fricción y aquellos que desarrollan deformación plástica) y (2) Disipadores viscoelásticos.

- Sistema estructura-disipador

Se definen el sistema estructura-disipador, constituido de: (1) sistema primario capaz de resistir fuerzas tanto laterales como gravitacionales y (2) sistema secundario conformado por los disipadores y sus conexiones al sistema primario, generalmente diseñado para resistir las fuerzas por sismo (figura 1.11).

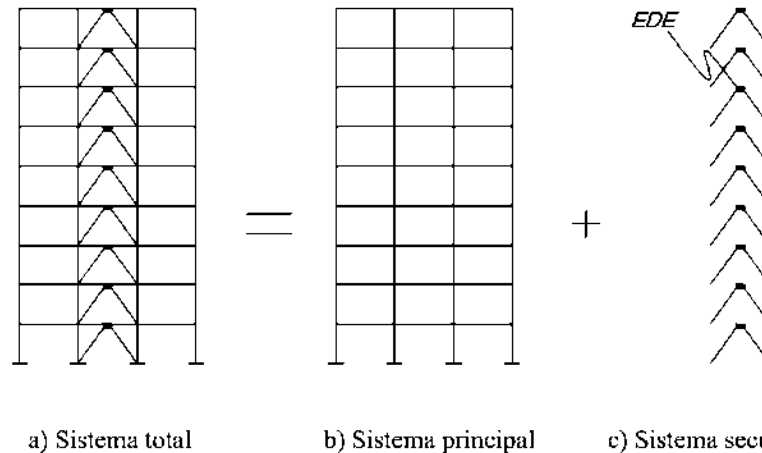


Figura 1.11 Ejemplo de las partes que constituyen al sistema estructura-disipador, (Ruiz, 2019)

Los elementos de conexión de los disipadores al sistema primario deben permanecer dentro de su intervalo de comportamiento elástico ante fuerzas asociadas al estado límite de seguridad contra colapso. Para ello el sistema transmisor debe ser capaz de tomar 1.2 veces las fuerzas máximas que pueden desarrollar los disipadores de energía. Si se desarrolla comportamiento inelástico se deberá demostrar que dicho comportamiento no altera el buen funcionamiento del disipador y del conjunto estructura-disipador.

- Fuerzas de diseño

La fuerza utilizada en el diseño de los elementos del sistema secundario deberá ser la mayor de las siguientes condiciones de carga: (a) Asociada al máximo desplazamiento relativo que presenta el disipador, (b) asociada a la máxima velocidad relativa que presenta el disipador de energía.

- Factores medioambientales

Se reconoce que se deben considerar la adhesión debida a corrosión, biodegradación, humedad, edad, fatiga u otros agentes que generen dicha adhesión en el dispositivo de disipación de energía y que pudieran alterar su funcionamiento.

- Diseño del sistema estructura disipador

La distribución en altura de los disipadores debe ser tal que no produzca concentraciones excesivas de distorsiones inelásticas en un solo entrepiso o en un número reducido de entrepiso. El desplazamiento de fluencia de los disipadores de energía de tipo histerético que se base en la deformación plástica del material que los constituye deberá ser suficientemente pequeño en comparación con el de fluencia del entrepiso del sistema primario, para que fluya el sistema disipador y, posteriormente el sistema primario. Lo anterior se refiere a que, dado que el disipador de energía



trabajara como un “fusible” que disipa energía, se requiere que este fluya antes que el sistema principal (Ruiz, 2019).

- Inspección y mantenimiento

Se indica en el anexo B de las NTC que, se deben realizar revisiones periódicas a los dispositivos disipadores de energía, en estructuras del grupo A es obligatorio inspeccionar después de cada sismo importante, sin que las revisiones excedan de tres años. Las estructuras pertenecientes al grupo B se deberán inspeccionar después de cada sismo importante, sin que el lapso entre dos revisiones exceda de cinco años.

- Pruebas a los disipadores

Las NTC expresan que todos los disipadores de energía sísmica deberán ser probados en un laboratorio antes de instalarse en la estructura, las pruebas deberán ser supervisadas por un equipo de profesionales expertos en del tema. Los resultados de pruebas de laboratorio de dispositivos con características similares a los que se pretende utilizar (mismo material, fabricación y control de calidad) podrán utilizarse para el diseño, y no será necesario realizar nuevas pruebas de laboratorio, cuando se cuente con la anuencia del equipo de profesionales. Se realizará una serie de pruebas empleando por lo menos dos dispositivos de tamaño natural para cada tipo de disipador, así como el mismo tipo de disipador con las diferentes dimensiones que se usen en la obra, salvo que el tamaño de estos sea muy grande, caso en el que se permite utilizar dispositivos a escala. Se deberán tomar en cuenta temperaturas y frecuencias que pueden afectar el funcionamiento del dispositivo.

- Colocación de los elementos disipadores de energía

Se menciona que se deberán establecer planes regulares para la colocación, se deberá dar seguimiento sobre el control de calidad de los disipadores que se hayan instalado en obra. Los disipadores deberán colocarse en lugares accesibles para su inspección, mantenimiento y, en su caso, reemplazo.

1.5.2. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES CFE

Por su parte el Manual de Diseño de Obras Civiles (CFE, 2015), emitidas un par de años antes de las NTC 2017 (GCM, 2017), incluye en su cuerpo en la sección 3.12 “Estructuras tipo 10 aislamiento sísmico y disipación de energía” recomendaciones para el uso de sistemas de aislamiento sísmico y disipación de energía. Se incluyen en los siguientes párrafos un resumen de las recomendaciones para los dispositivos disipadores de energía que se consideran: (1) Dispositivos dependientes del desplazamiento y (2) dispositivos dependientes de la velocidad.

- Diseño del conjunto estructura-disipador

Cuando los disipadores se colocan en una estructura, su comportamiento debe ser tal que el área histerética que desarrollen sea suficientemente grande, y que la demanda de ductilidad se encuentren límites tolerables. Además, se tratará que el desplazamiento de fluencia de los disipadores sea suficientemente pequeño en comparación con el del sistema que se pretende proteger.



- Efectos direccionales

Deberá combinarse el 100% de la de la respuesta considerando la dirección sísmica más desfavorable, con el 30% de la respuesta debida al seno actuando en la dirección ortogonal. Cuando sea importante su efecto deberá incluirse la componente vertical en la combinación de acciones.

- Dispositivos dependientes del desplazamiento

Se agrupan los dispositivos de tres tipos: (1) Por fluencia del material, (2) por extrusión y (3) por fricción. El modelo debe necesariamente tener en cuenta la distribución en planta y en elevación del sistema de disipación. Las propiedades carga-desplazamiento de los disipadores deben determinarse considerando todas las variables que influyen en su comportamiento en su durabilidad, tales como como la magnitud de la carga aplicada, la fatiga, el envejecimiento, la forma de conexión y la temperatura ambiente. Los elementos que se utilicen como disipadores de energía deben ser secciones compactas para evitar problemas de inestabilidad.

- Amortiguamiento del sistema estructura-disipador

Para el cálculo del amortiguamiento (ζ) debe considerarse la contribución de elementos estructurales y no estructurales para desplazamientos de la estructura menores que el de fluencia. A menos que se tenga información experimental adicional, este amortiguamiento debe considerarse de 5% del amortiguamiento crítico para todos los modos de vibrar.

- Dispositivos dependientes de la velocidad

Dentro de los dispositivos dependientes de la velocidad se incluyen los sólidos viscoelásticos, los fluidos viscoelásticos y los fluidos viscosos. Se requiere que el modelo del sistema disipador de energía incluya la rigidez de los componentes estructurales que conectan al disipador con el resto de la estructura.

- Métodos de análisis

El objeto del análisis sísmico es evaluar las demandas de desplazamiento, velocidad y fuerza para revisar la capacidad del sistema estructura-disipador y sus componentes individuales. El modelo estructural debe incorporar la distribución espacial de los disipadores. En los métodos de análisis que se proponen se deberán considerar, cuando sean importantes, los efectos de la interacción suelo-estructura y la no linealidad geométrica y/o la de los materiales. Se aceptan cuatro tipos de análisis para un sistema estructural con disipadores de energía: (1) Análisis estático lineal, (2) análisis dinámico modal, (3) análisis estático no lineal y (4) análisis dinámico paso a paso.

- Verificación experimental

Las relaciones fuerza-desplazamiento o fuerza-velocidad y los valores del amortiguamiento considerados en el diseño del sistema de protección sísmica deben verificarse mediante ensayos de laboratorio de acuerdo con los lineamientos establecidos. Los ensayos de laboratorio tienen como objetivos: (a) Confirmar las propiedades fuerza-desplazamiento de los aisladores y/o disipadores de energía considerados en el análisis y (b) comprobar el adecuado desempeño de los aisladores y/o disipadores bajo excitaciones sísmicas extremas. El programa debe ser aprobado por las autoridades correspondientes y considerará como mínimo las pruebas necesarias para determinar las propiedades carga-desplazamiento de los aisladores y/o disipadores, su rigidez y amortiguamiento, la dispersión de los resultados de las pruebas, la estabilidad de los dispositivos, la influencia de las fluctuaciones



de temperatura, la velocidad de la aplicación de la carga y la variación en la magnitud de la carga vertical, así como los efectos del envejecimiento la modificación de las propiedades mecánicas de los dispositivos.

2. CARACTERIZACIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS DEL TEMBLOR DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017

Se realizó una caracterización de los acelerogramas obtenidos en terreno tipo II y III en la Ciudad de México durante el evento del 19 de septiembre de 2017. Se obtuvieron espectros de respuesta elásticos y espectros inelásticos de ductilidad constante. Con esta información se realizarán comentarios respecto a la aceleración máxima del terreno registrada y amplitud de los espectros elásticos e inelásticos.

2.1. EVENTO SÍSMICO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017

El 19 de septiembre de 2017, coincidiendo con el 32° aniversario del evento sísmico de 1985, se registró en las inmediaciones de los estados de Puebla y Morelos en la República Mexicana un evento telúrico ($M_w=7.1$) que tuvo afectaciones en la Ciudad de México, con 44 edificios colapsados y muchos más con afectaciones en distintos grados.



Figura 2.1 Epicentro del sismo del 19 de septiembre 2017, (SSN, 2017).

El evento tuvo un fallamiento normal intraplaca de profundidad intermedia con un epicentro a 120 km de la Ciudad de México, en las inmediaciones de Axoxhiapna, Morelos, en el límite estatal con Puebla (figura 2.1), en las coordenadas 18.40 latitud N y -98.72 longitud W. (SSN, 2017).

De acuerdo a Ruiz-García (2017), 8405 fueron inspeccionados después del sismo del 19 de septiembre de 2017, de los cuales 2,193 tuvieron daños, colapso parcial o total, 1193 serían reforzados y el resto demolido. Jara et al. (2019) comentan por su parte que más de 40 edificaciones sufrieron colapso total, en su mayoría edificios que sufrieron torsión o estaban estructurados con planta baja débil, el tema de la presente investigación.

2.2. REGISTROS SÍSMICOS CIRES

Gracias al avance en las últimas décadas de la instrumentación sísmica, el temblor del 19 de septiembre de 2017, fue registrado por una gran cantidad de acelerómetros que brindaron información cualitativa y cuantitativa muy importante para la comprensión del evento y sus consecuencias en la Ciudad de México. El evento fue registrado por 61 estaciones del Centro de Instrumentación y

Registro Sísmico (CIRES) y por siete estaciones del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Repartidas en su mayoría en terrenos tipo II y Tipo III, de la clasificación actual del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México. Todos los registros sísmicos obtenidos de las estaciones cuentan con tres componentes ortogonales, dos en direcciones horizontales y una componente vertical. En la figura 2.2 se muestra la ubicación de las 61 estaciones del CIRES a lo largo y ancho de la ciudad de México y su zona metropolitana.

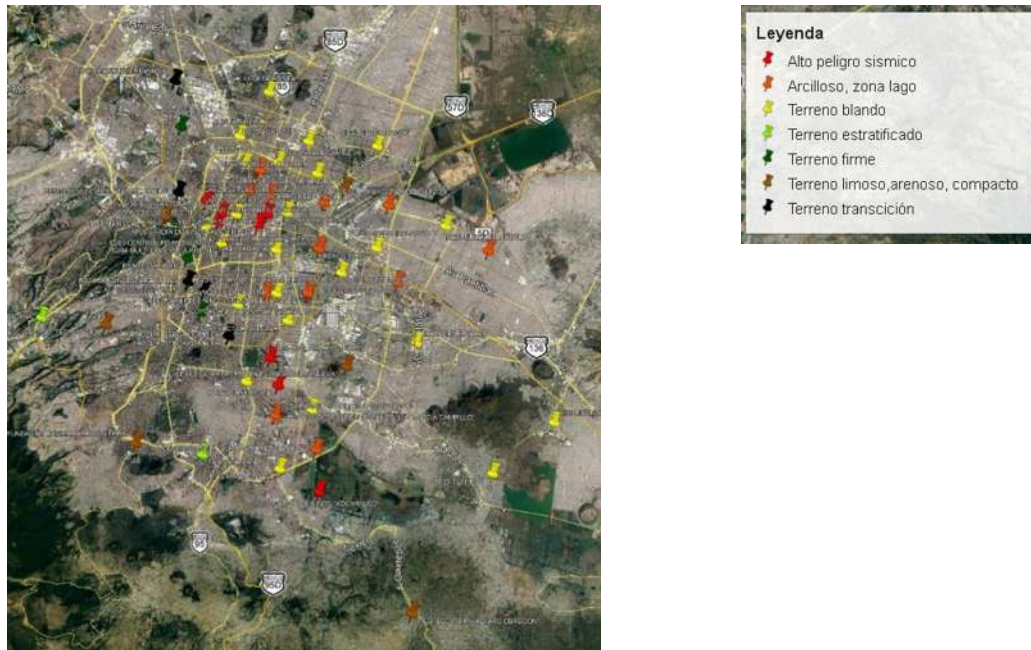


Figura 2.2 Ubicación de las estaciones sísmicas del CIRES.

De acuerdo con los registros sísmicos obtenidos de Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES) el suelo de las distintas ubicaciones se clasifica en siete tipos: (1) Alto peligro sísmico, (2) Arcilloso, zona de lago, (3) Terreno blando, (4) Terreno estratificado: (arcillas, limos, arenas), (5) Terreno de transición, (6) Terreno arenoso, limoso, compacto y (7) Terreno firme, materiales compactos: (limos, arenas, gravas). El número de estaciones por tipo de suelo se muestran en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1 Número de estaciones por tipo de suelo.

Tipo de suelo	Número de estaciones
Alto riesgo sísmico	10
Arcilloso, zona lago	13
Terreno blando, material compresible: (arcillas)	22
Terreno estratificado : (arcillas, limos, arenas)	3
Transición	5
Arenoso, limoso, compacto	6
Terreno firme, materiales compactos: (limos, arenas, gravas)	2
Total	61

Los registros obtenidos de las 61 estaciones del CIRES fueron procesadas para obtener la información de relevancia estructural. Posteriormente, se hizo un ajuste polinomial de segundo grado a la línea base de los acelerogramas. El nombre y localización de las estaciones sísmicas se muestra en el Anexo I. El procesado numérico de los acelerogramas se muestra a continuación.

Se incluye con fines comparativos la figura 2.3 donde se pueden observar con claridad las zonas sísmicas de la Ciudad de México y los polígonos que las envuelven.

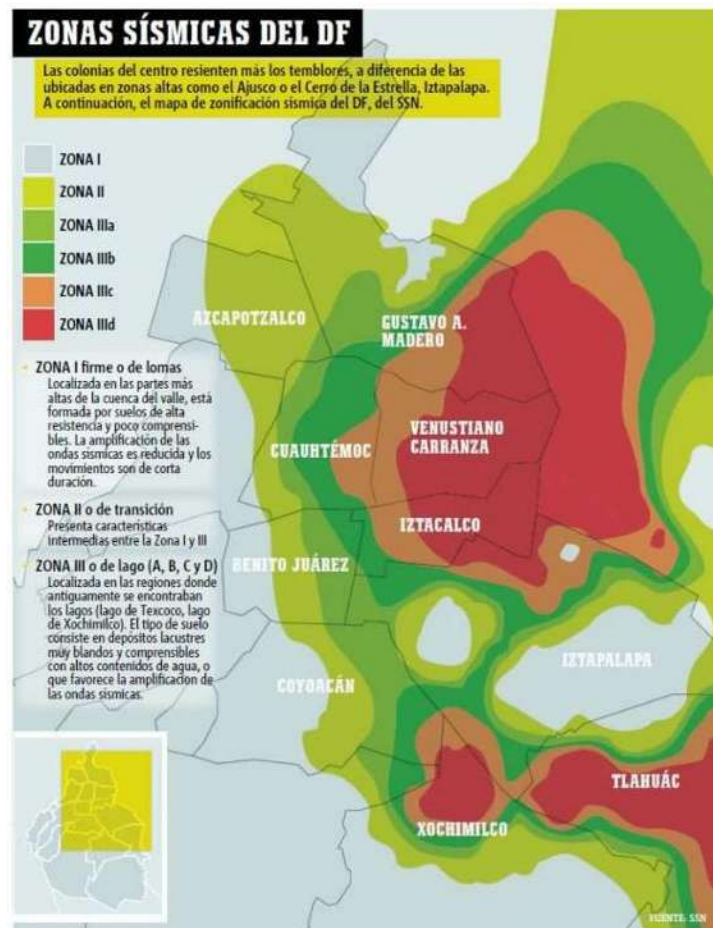


Figura 2.3 Ubicación de zonas sísmicas de la Ciudad de México, (National Geographic en español, 2017)

2.2.1. ESTACIONES DE ALTO PELIGRO SÍSMICO

La figura 2.4 muestra la aceleración máxima del suelo de las tres componentes correspondientes a las 10 estaciones sísmicas del CIRES agrupadas como “alto peligro sísmico”. El periodo dominante de las componentes horizontales se encuentra el intervalo de 0.76 s a 2.35 s, en las estaciones CO56 “Esc. Sec. Téc. NO. 18” en su componente N00E y LI58 “Esc. Sec. Dna. No. 23” en su componente N90W, respectivamente. Para las componentes verticales se obtuvieron periodos en el intervalo de 0.17 s a 1.53 s, en las estaciones HJ72 “Hospital Juárez” y XO36 “Jardín de niños Xochimilco”. La aceleración máxima del suelo registrada corresponde a la estación CH84 “Culhuacán” en su componente N90W con un valor de 225.59 cm/s². Dicha estación se localiza al

sur de la Ciudad de México en la alcaldía Coyoacán. El valor medio del total de estaciones para la aceleración máxima del suelo en componentes horizontales es de 122.96 cm/s^2 y para las componentes verticales el valor medio fue de 47.68 cm/s^2 .

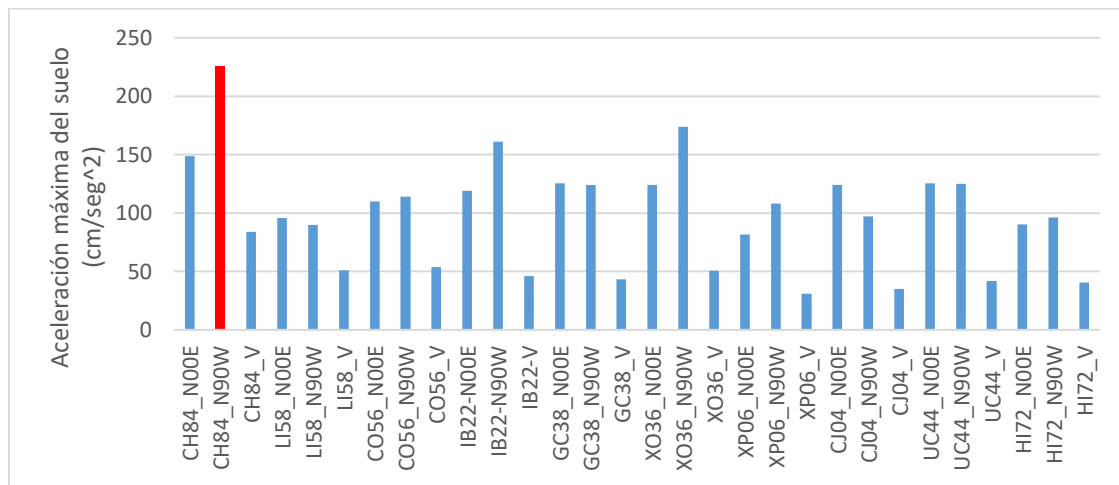


Figura 2.4 Aceleración máxima del suelo estaciones de alto peligro sísmico.

Del espectro de pseudoaceleración mostrado en la figura 2.5, donde se muestran los valores para terrenos de alto peligro sísmico, se concluye que el valor espectral máximo se obtiene también para la estación CH84 “Culhuacán” en su componente N90W con un valor de 1541.01 cm/s^2 para un periodo de 1.4 segundos. Se muestran en la figura solamente los espectros correspondientes a las dos componentes horizontales de los acelerogramas.

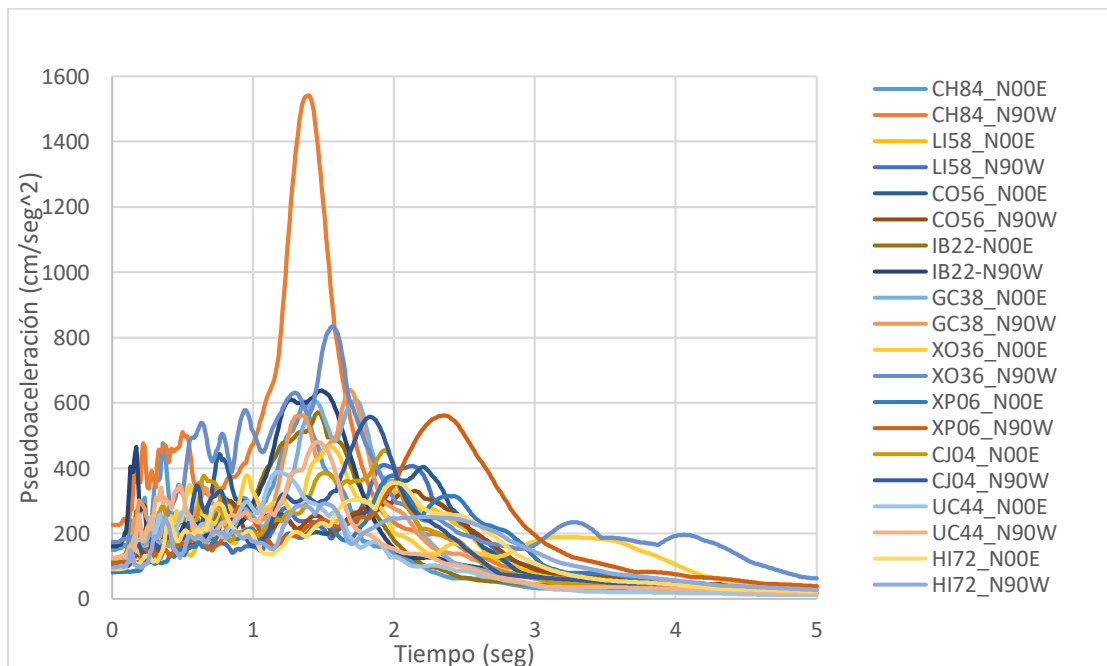


Figura 2.5 Espectros de pseudoaceleración estaciones de alto peligro sísmico.

2.2.2. ESTACIONES DE TERRENO ARCILLOSO, ZONA DE LAGO

Se obtuvieron 13 estaciones en este tipo de terreno del CIRES. La figura 2.6 muestra las amplitudes máximas de las aceleraciones del terreno. El periodo dominante de las componentes horizontales se encuentra el intervalo de 0.52 s a 2.40 s, en las estaciones PD42 “Palacio de los Deportes” en su componente N90W y RI76 “Republica de Italia” en su componente N90W, respectivamente (figura 2.7). El intervalo de periodos de las componentes verticales se encontró entre 0.08 s y 1.48 s, para las estaciones RM48 “Esc. Prim. Rodolfo Menéndez” y AE02 “Esc. Prim. González Garzón”.

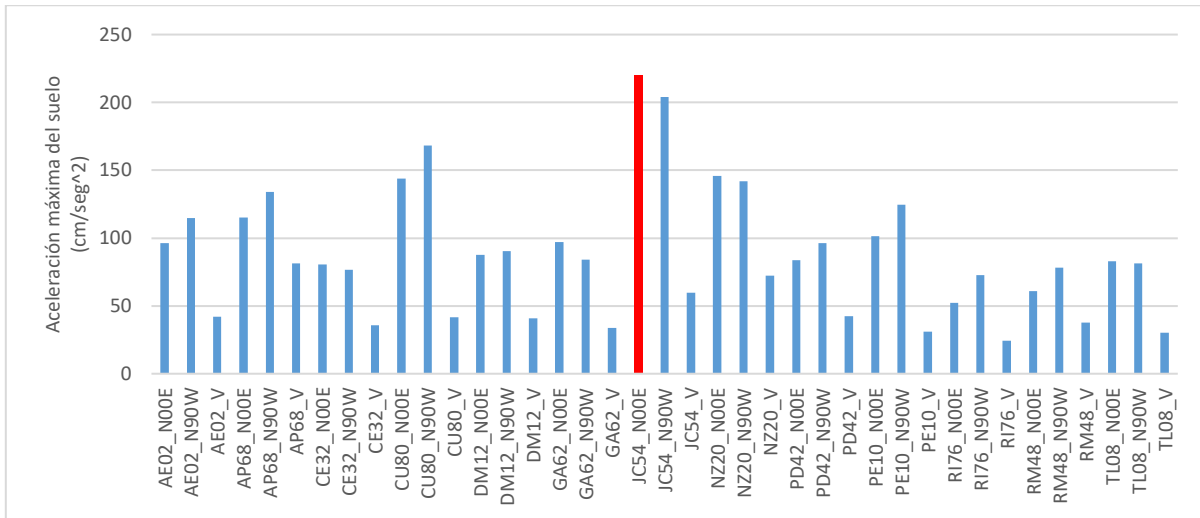


Figura 2.6 Aceleración máxima del suelo estaciones de terreno arcilloso, zona lago.

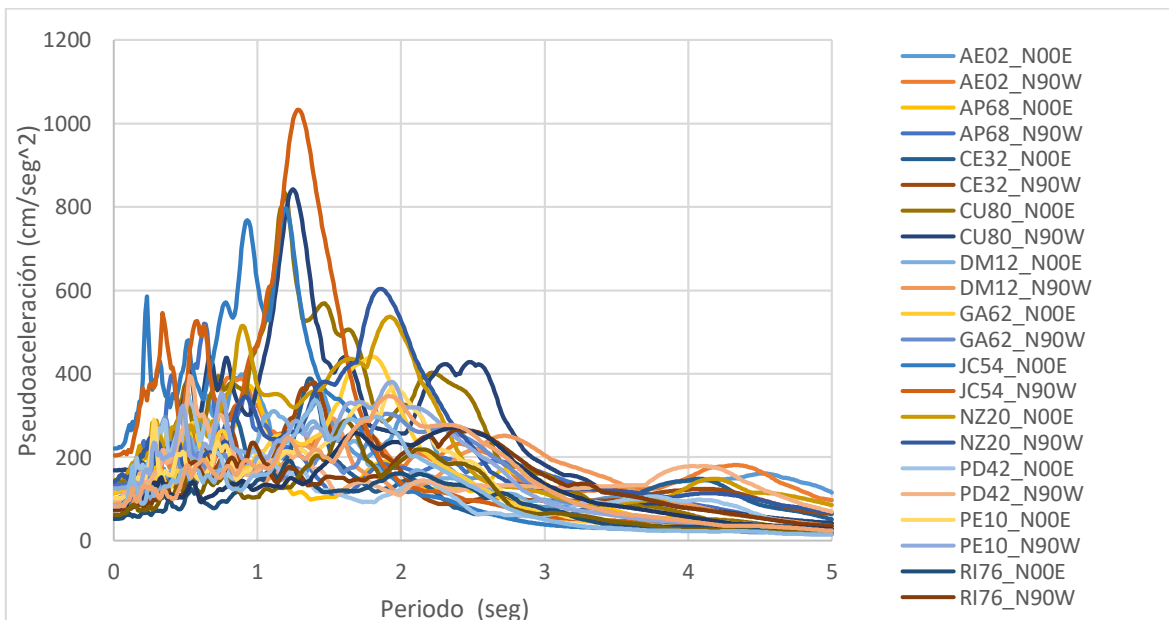


Figura 2.7 Espectros de pseudoaceleración estaciones de terreno arcilloso, zona del lago CIRES.

La estación JC54 en su componente N-S tiene el valor más alto de aceleraciones máximas del terreno con 220.29 cm/s^2 . El valor medio del total de las componentes horizontales de las estaciones para la aceleración máxima del suelo es de 109.03 cm/s^2 y para las componentes verticales se obtiene un valor medio de 44.13 cm/s^2 . La figura 2.7 muestra los espectros de pseudoaceleraciones en terreno arcilloso, donde se observa que el valor máximo se obtiene también para la estación JC54 “Parque Jardines de Coyoacán”, en su componente N00E con un valor de 1033.10 cm/s^2 para un periodo de 1.28 s. Se muestran en la figura solamente los espectros correspondientes a las dos componentes horizontales de los acelerogramas.

Se incluye con fines comparativos la figura 2.8 que muestra los espectros de pseudoaceleraciones de las estaciones del CIRES de las estaciones con terreno de alto peligro sísmico y de terreno arcilloso.

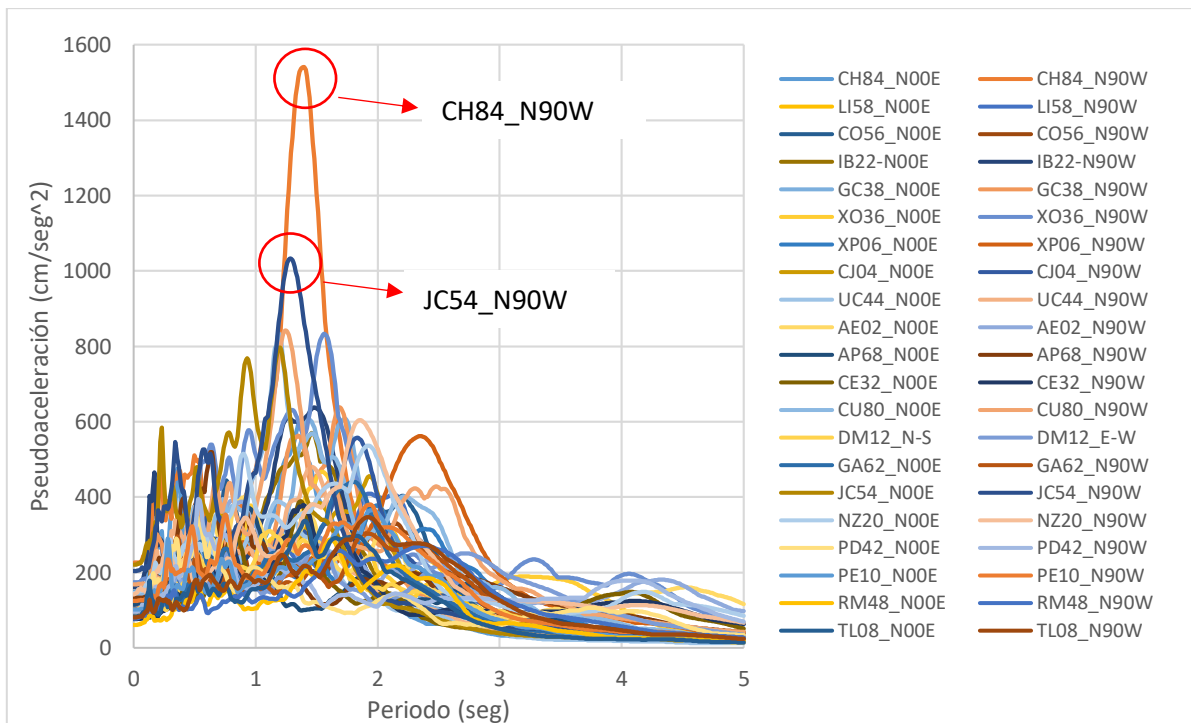


Figura 2.8 Espectros de pseudoaceleración estaciones de alto peligro sísmico y terreno arcilloso.

2.2.3. ESTACIONES DE TERRENO BLANDO, MATERIAL COMPRESIBLE

Existen 22 estaciones del CIRES sobre este tipo de terreno cuyas aceleraciones máximas registradas se muestran en la figura 2.9. La estación MI15, en su componente S00E, tiene el valor más alto con 207.20 cm/s^2 . La estación se ubica al sur de la Ciudad de México en la alcaldía de Xochimilco. El valor medio de las componentes horizontales estaciones para la aceleración máxima del suelo es de 110.83 cm/s^2 y considerando solamente las componentes verticales se obtiene un valor medio de 42.98 cm/s^2 . El periodo dominante de las componentes horizontales de las estaciones se encuentra el intervalo de 0.37 s a 2.73 s, para las estaciones LI33 “Liconsa”, en su componente N90W, y CE23 “CETIS Aragón” en su componente N90W, respectivamente. Para las componentes verticales

se obtuvieron periodos en el intervalo de 0.19 s a 1.76 s, en las estaciones VG09 “Valle Gómez” y CE23 mencionada anteriormente.

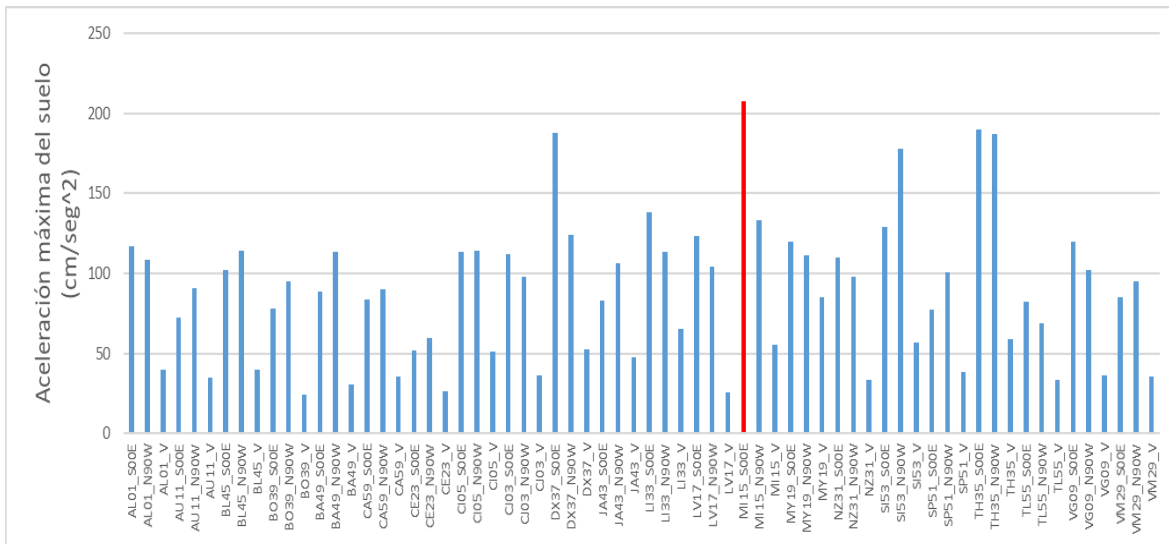


Figura 2.9 Aceleración máxima del suelo estaciones de terreno blando, zona lago.

La figura 2.10 muestra los espectros de pseudoaceleraciones. Se observa que el valor máximo se obtiene también para la estación MI15 “Miramontes”, en su componente S00E, con un valor de 1131.83 cm/s^2 , para un periodo de 1.48 s. Nuevamente, se muestran en la figura solamente los espectros correspondientes a las dos componentes horizontales de los acelerogramas.

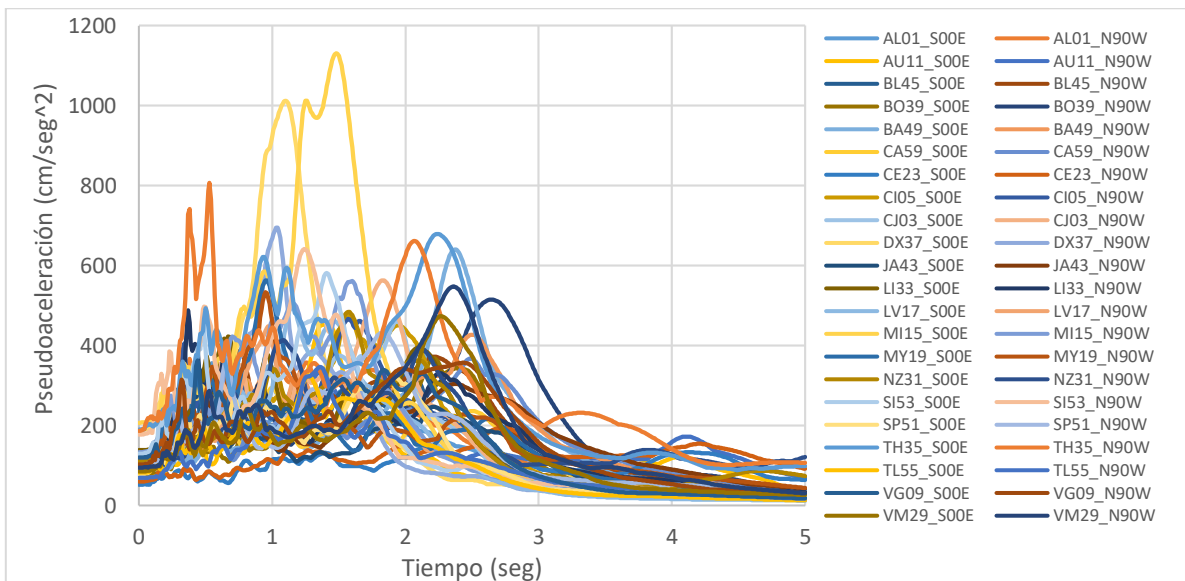


Figura 2.10 Espectros de pseudoaceleración estaciones de terreno blando.

2.2.4. ESTACIONES DE TERRENO ESTRATIFICADO (ARCILLAS, LIMOS, ARENAS), TRANSICIÓN, TERRENO ARENOSO, LIMOSO, COMPACTO Y TERRENO FIRME

Se incluyen en este apartado 16 estaciones, tres de terreno estratificado (arcillas, limos, arenas), cinco de terreno de transición, seis de terreno arenoso, limoso, compacto y finalmente 2 estaciones de terreno firme. La estación CP28 “Cerro del Peñón” de terreno arenoso, en su componente N90W tiene el valor más alto de aceleración máxima del terreno con 133.43 cm/s^2 , la estación se ubica en la alcaldía Venustiano Carranza, en las inmediaciones del aeropuerto internacional de la Ciudad de México, y el tipo de suelo asignado por el CIRES corresponde a arenoso, limoso, compacto. Los valores de aceleración máxima del terreno para el resto de las estaciones se observan en la figura 2.11.

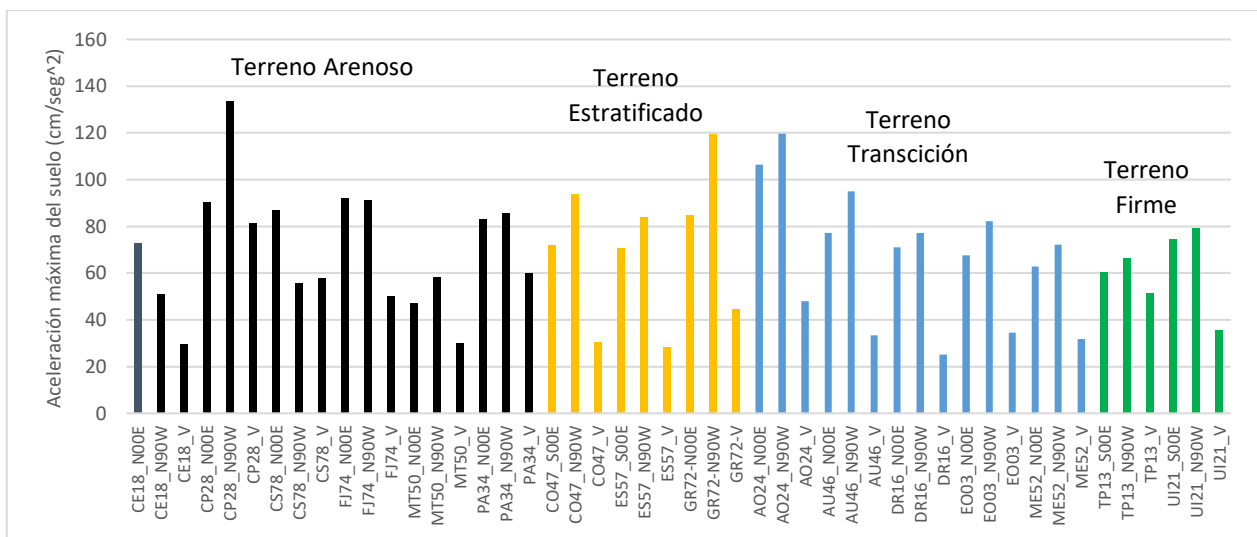


Figura 2.11 Aceleración máxima del suelo estaciones de terreno estratificado (arcillas, limos, arenas), transición, terreno arenoso, limoso, compacto y terreno firme.

El valor medio de aceleración máxima del suelo, así como también los intervalos de periodo dominantes en cada tipo de terreno se muestra en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2 Valor medio de aceleración máxima del suelo

Tipo de terreno	Valor medio de aceleración máxima del terreno, componentes horizontales (cm/s ²)	Valor medio de aceleración máxima del terreno, componentes verticales (cm/s ²)	Intervalo de periodos dominantes, componentes horizontales (s)	Intervalo de periodos dominantes, componentes verticales (s)
Arenoso	78.94	51.44	0.22-0.74	0.23-0.67
Estratificado	87.43	34.51	0.41-0.93	0.21-0.30
Transición	83.10	34.53	0.54-1.03	0.22-0.36
Firme	70.20	43.55	0.16-0.51	0.22-0.32
Alto peligro sísmico	122.96	47.68	0.76-2.35	0.17-1.58
Arcilloso, zona de lago	109.03	44.13	0.52-2.40	0.08-1.48
Terreno blando	110.82	42.98	0.37-2.73	0.19-1.76

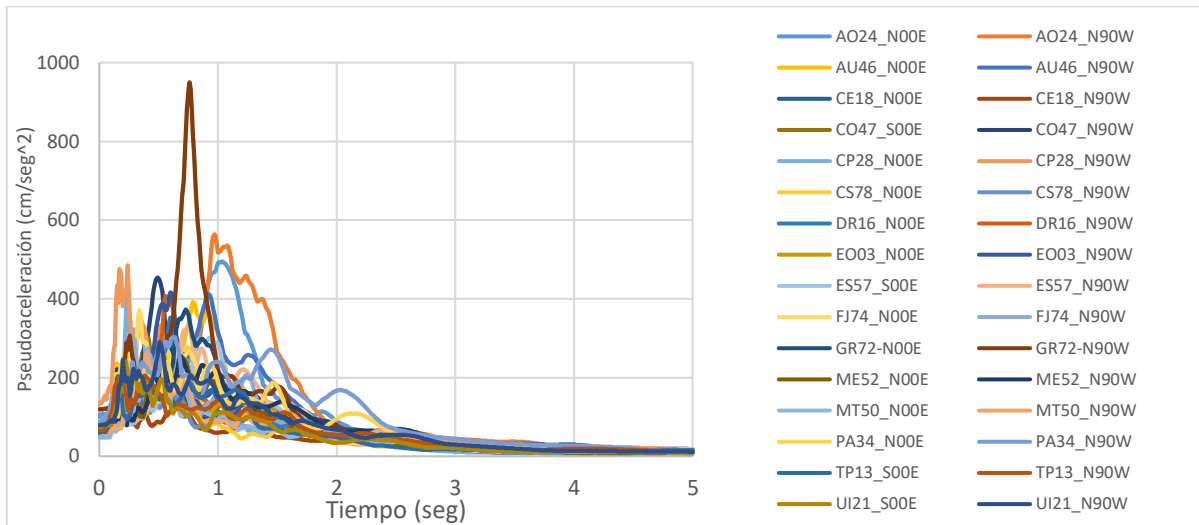


Figura 2.12 Espectros de pseudoaceleración estaciones terreno estratificado (arcillas, limos, arenas), transición, terreno arenoso, limoso, compacto y terreno firme.

La figura 2.12 muestra los espectros de pseudoaceleraciones y se observa que el valor máximo se obtiene para la estación GR72 “Granjas” en su componente N90W con un valor de 950.45 cm/s^2 para un periodo de 0.76 s. Existe un corrimiento hacia la zona sensible a aceleraciones, respecto a los valores de pseudoaceleración de suelos más blandos, comentados con anterioridad. La estación se encuentra en la alcaldía Azcapotzalco.

2.3. REGISTROS SÍSMICOS IIUNAM

El evento sísmico del 19 de septiembre fue registrado por siete estaciones del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Repartidas en su mayoría en terrenos duros. Todos los registros sísmicos obtenidos de las estaciones cuentan con tres componentes ortogonales, dos en direcciones horizontales y una componente vertical. En la figura 2.13 se muestra la ubicación de las siete estaciones del IIUNAM en la Ciudad de México.

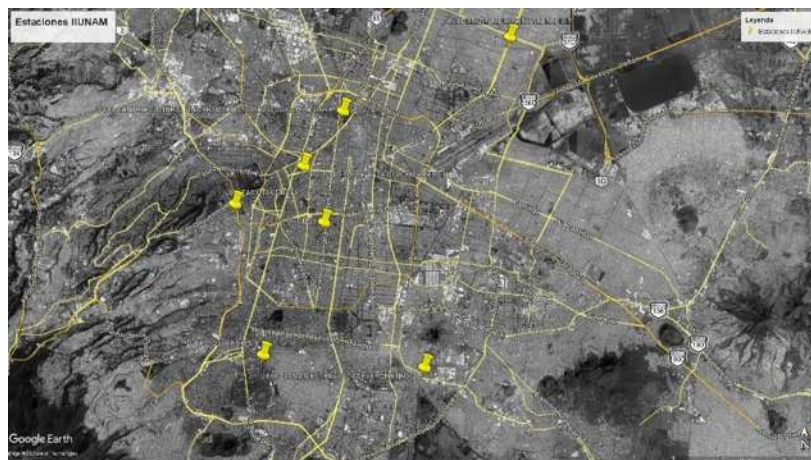


Figura 2.13 Ubicaciones estaciones sísmicas IIUNAM.

Los registros obtenidos de las siete estaciones del IIUNAM, así como las del CIRES, antes mencionadas, fueron procesadas para obtener la información de relevancia estructural y, se hizo un ajuste polinomial de segundo grado a la línea base de los acelerogramas (Boore et al., 2002). El nombre y localización de las estaciones sísmicas se presenta en la Tabla 2.3. El ajuste polinomial se realizó con un programa de autoría propia realizado en Matlab (MathWorks, 2014), esto se ejemplifica con la figura 2.14, donde se muestra el registro de velocidad de una componente horizontal de la estación sísmica AE02 original y con la corrección mencionada.

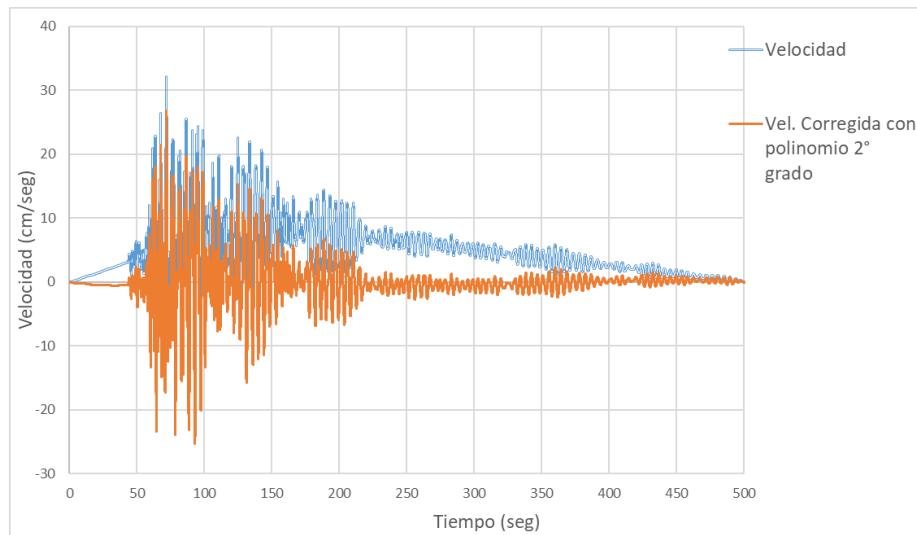


Figura 2.14 Registro de velocidad estación sísmica AE02 original y con corrección con polinomio de segundo orden.

2.3.1. ACELERACIÓN MÁXIMA DE TERRENO Y ESPECTROS ELÁSTICOS ESTACIONES IIUNAM

Se incluyen en este apartado siete estaciones (tabla 2.3). La estación PCJR “Edificio Plaza Córdoba Jardín” en su componente N65E tiene el valor más alto con $98.50.43 \text{ cm/s}^2$, la estación se ubica en la colonia Roma, en las inmediaciones del metro Insurgentes en zona de alto peligro sísmico. El valor medio de las componentes horizontales de estaciones para la aceleración máxima del suelo es de 80.01 cm/s^2 y considerando solamente las componentes verticales se obtiene un valor medio de 38.21 cm/s^2 (figura 2.15). Valores muy cercanos a los obtenidos para las estaciones de terreno estratificado (arcillas, limos, arenas), transición, terreno arenoso, limoso, compacto y terreno firme del CIRES.

Las figuras 2.16 y 2.17 muestran espectros de pseudoaceleraciones y las estaciones se clasifican de acuerdo con su zonificación geotécnica, que se define más adelante, encontrándose entre terrenos de zona tipo I (Lomas) y zona tipo III(Lacustre). El valor máximo se obtiene para la estación SCT2 “Secretaria de Comunicaciones y Transportes” en su componente N90E con un valor de 582.25 cm/s^2 para un periodo de 1.78 s, valor mayor que el obtenido en las estaciones registradas por el CIRES. La estación se localiza en la alcaldía Benito Juárez. Se muestran en las figuras solamente los espectros correspondientes a las dos componentes horizontales de los acelerogramas.



Tabla 2.3 Estaciones sísmicas del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Clave	Nombre de la estación	Lat.	Long.	Alt (m).	Localización	Tipo de suelo
CCCL	C.C.U Tlatelolco	19.4498 N	99.1379 W	2231	Campo libre de la torre lado suroeste	Estructura de concreto
CUP5	Idei Patio 5	19.3302 N	99.1810 W	2240	Caseta del patio del Instituto de Ingeniería	Roca basáltica
LEAC	Lomas Estrella	19.3227N	99.0976 W	2243	Av. Tláhuac, col. Lomas estrella, delegación Tláhuac.	Estructura-granito
PCJR	Edificio Plaza Córdoba Jardín	19.4228N	99.1591 W	2240	Jardín del edificio plaza córdoba, calle córdoba, no. 42, Col. Roma.	Edificio
PISU	Puente Impulsora Superficie	19.4857 N	99.0490 W	2240	Puente la impulsora, ubicado al noreste de la ciudad de México, municipio de Nezahualcóyotl.	Instrumentación del puente.
SCT2	SCT b-2.	19.3946 N	99.1486 W	2240	Edificio de SCT, Avenida Universidad col. Narvarte, México D.F.	Arcilla
TACY	Tacubaya	19.4045 N	99.1952W	2240	Observatorio de Tacubaya, calle Victoriano Cepeda Col. Observatorio.	Suelo duro

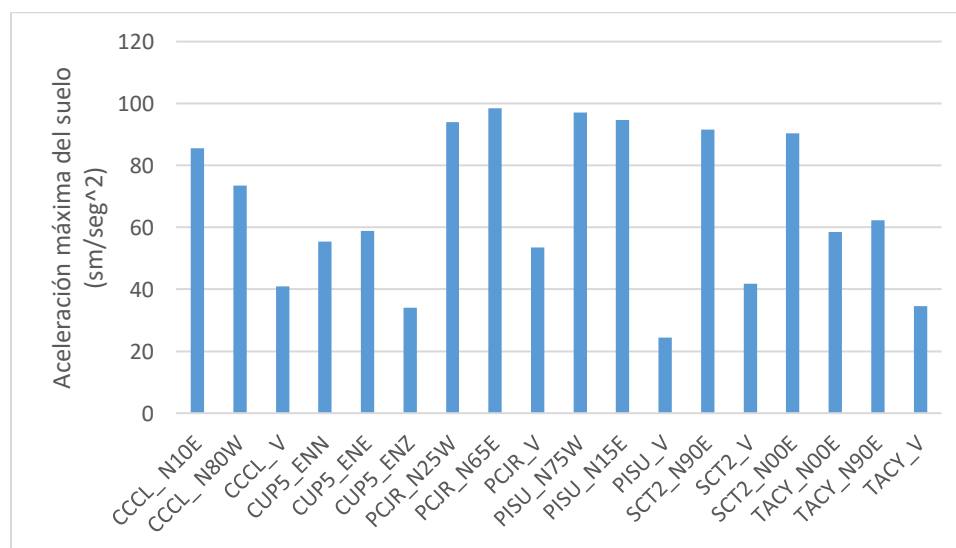


Figura 2.15 Aceleración máxima del suelo de las estaciones del IUNAM.

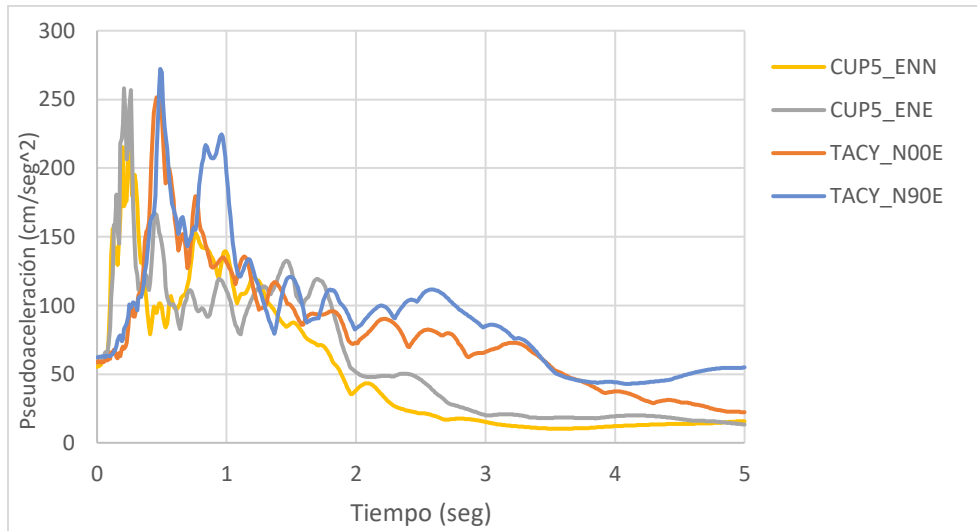


Figura 2.16 Espectros de pseudoaceleración de estaciones IIUNAM en Zona I, Lomas.

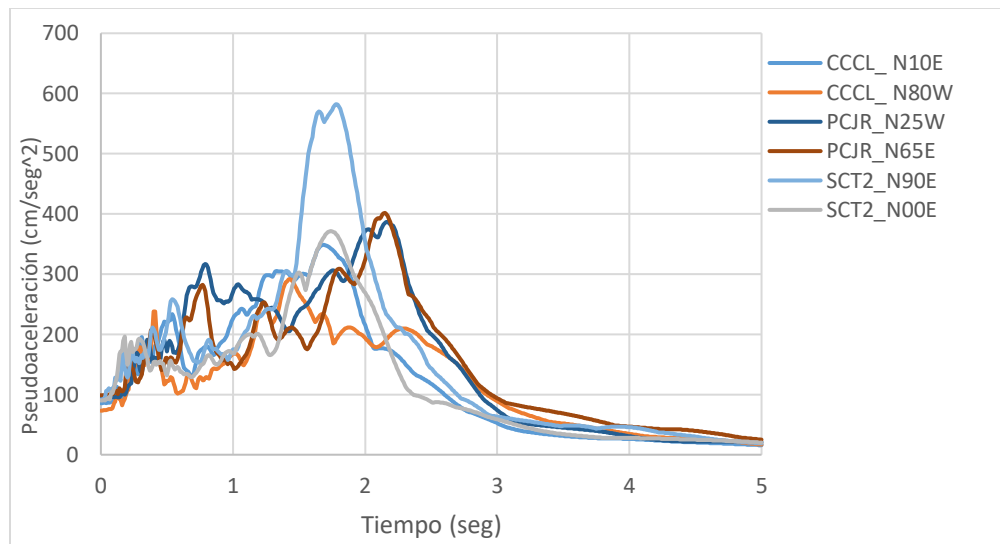


Figura 2.17 Espectros de pseudoaceleración estaciones IIUNAM en Zona III, Lacustre.

2.4. VALOR MEDIO DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA

Se obtuvieron espectros de respuesta media para las estaciones sísmicas del CIRES para cada tipo de terreno de los indicados en la sección 2.2. Se obtienen también espectros de respuesta media, $\text{media} + \sigma$ y $\text{media} - \sigma$, con el fin de conocer la dispersión de los datos obtenidos en cada tipo de terreno. Los espectros indicados se muestran en las figuras 2.18 a 2.21. Se observa que la mayor dispersión de la pseudoaceleración se presenta en general en la zona sensible a velocidad en todos los espectros, y en particular en los espectros de terreno de alto peligro sísmico.

De forma similar se muestran en las figuras 2.22 a 2.24 los espectros de respuesta media para los cuatro tipos de terrenos de la zonificación geotécnica de la Ciudad de México incluyendo tanto a las estaciones CIRES como a las del IIUNAM.

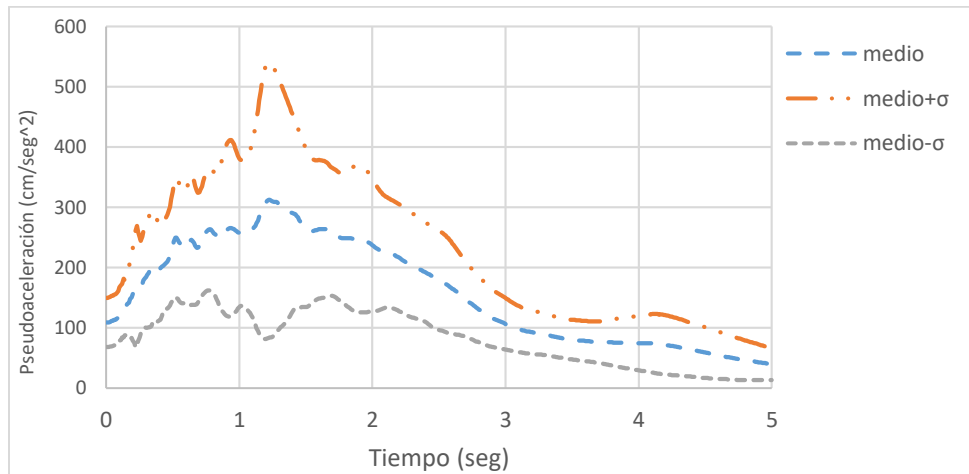


Figura 2.18 Espectros de respuesta media estaciones terreno arcilloso, zona del lago CIRES.

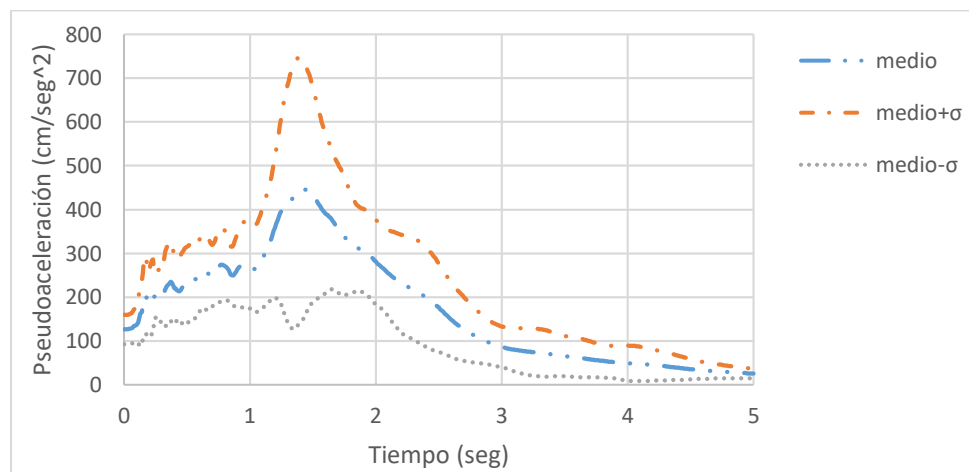


Figura 2.19 Espectros de respuesta media estaciones terreno alto peligro sísmico CIRES.

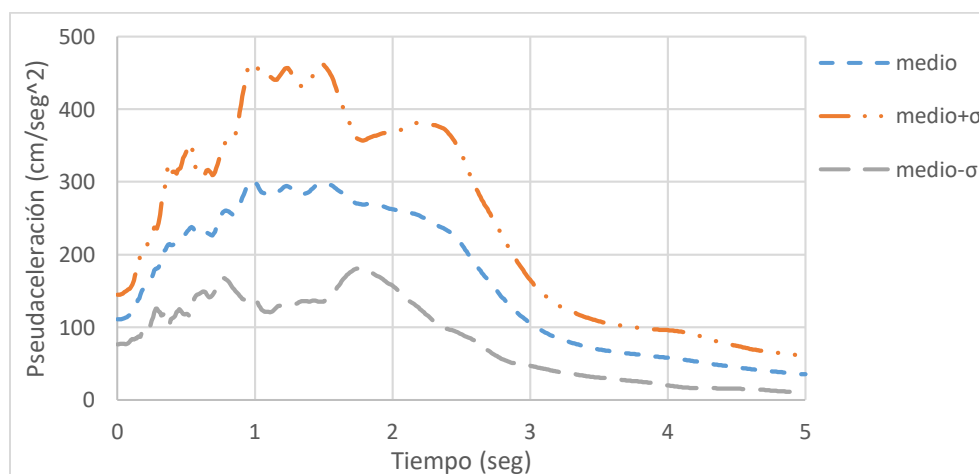


Figura 2.20 Espectros de respuesta media estaciones terreno blando CIRES.

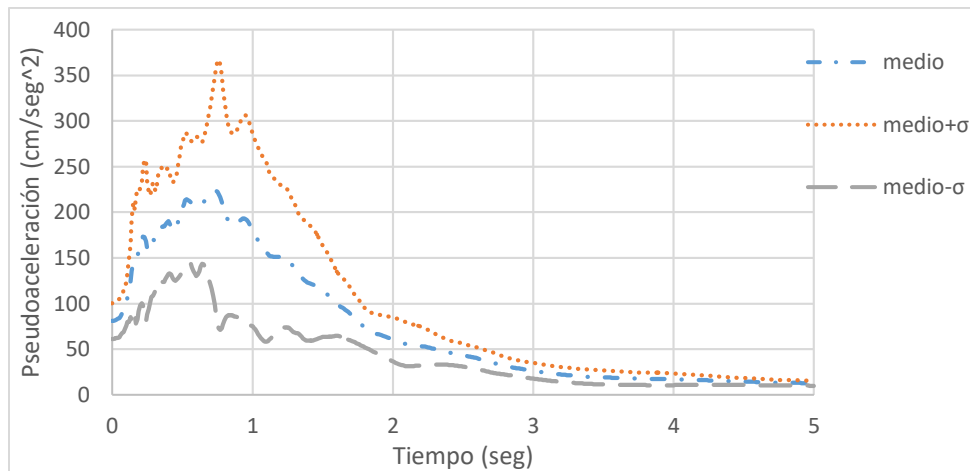


Figura 2.21 Espectros de respuesta media estaciones de terreno estratificado (arcillas, limos, arenas), transición, terreno arenoso, limoso, compacto y terreno firme CIRES.

Como se detalla en el artículo 170 del Capítulo VIII del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México (GCM, 2019), esta última se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

- a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos artificiales no controlados. La figura 2.22 muestra el espectro de respuesta medio de las estaciones sísmicas localizadas en zona I.

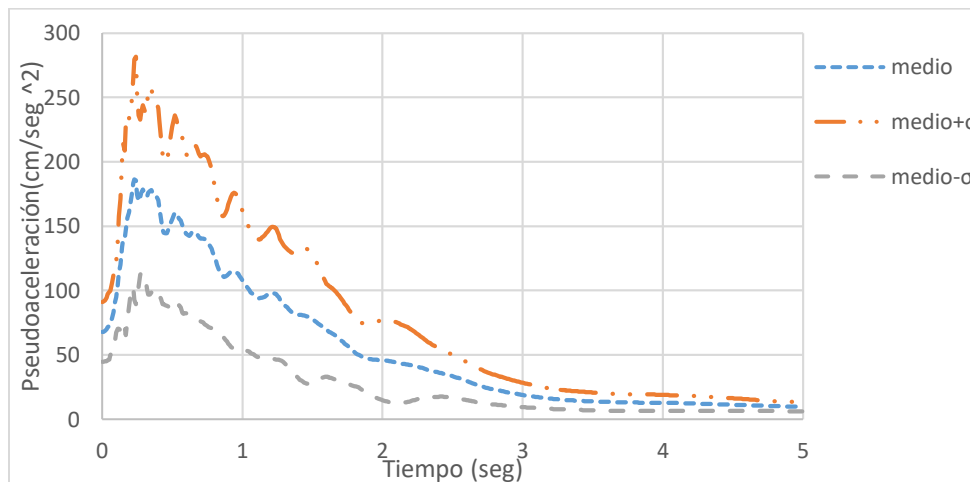


Figura 2.22 Espectros de respuesta media Zona I, Lomas (incluye las estaciones de CIRES y del II de la UNAM).

- b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros. La figura 2.23 muestra el espectro de respuesta medio de los registros sísmicos obtenidos en zona II.

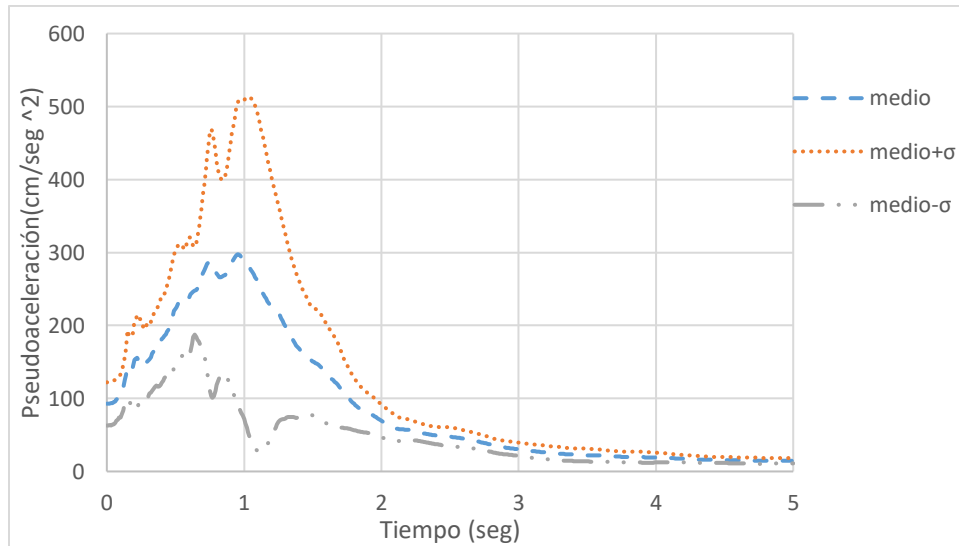


Figura 2.23 Espectros de respuesta media Zona II, Transición (incluye las estaciones de CIRES y del II de la UNAM).

- c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son en general medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m. Finalmente, la figura 2.24 presenta el espectro de respuesta medio de las estaciones localizadas en zona III.

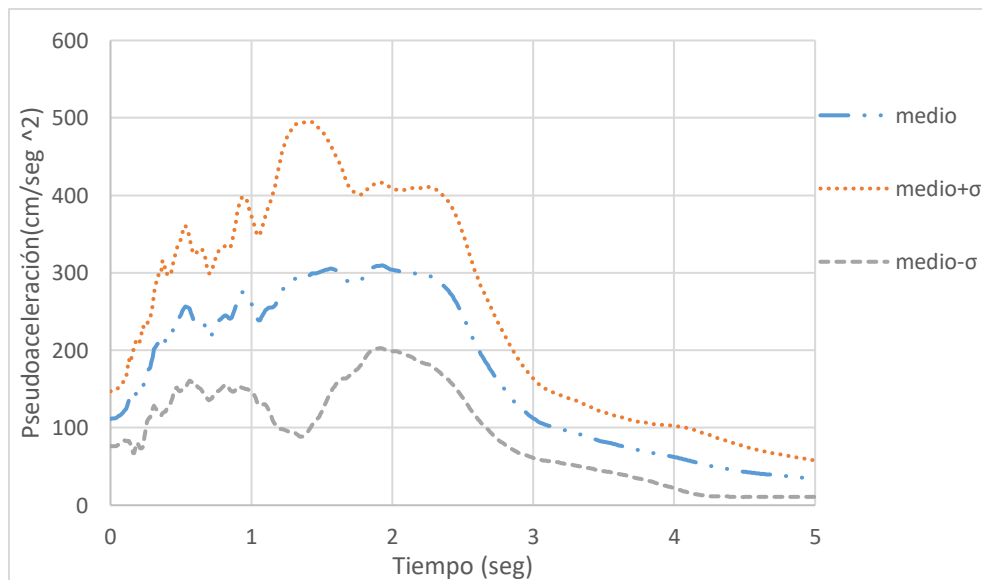


Figura 2.24 Espectros de respuesta media Zona III, Lacustre (incluye las estaciones de CIRES y del II de la UNAM).

3. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LOS EDIFICIOS DAÑADOS

Con la información más reciente publicada, se describirán características de los edificios dañados y de aquellos que tuvieron colapso durante el temblor del 19 de septiembre de 2017. Particular énfasis se hace en el análisis de las edificaciones con planta baja flexible. Esta información será la base para la selección de los modelos numéricos que se estudiarán.

3.1. ANÁLISIS ESTADÍSTICO EDIFICIOS DAÑADOS DEL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE 2017

Roa (2019) y Hernández et al., (2019) realizaron análisis estadísticos de las estructuras dañadas en la Ciudad de México después del sismo del 19 de septiembre de 2017, basándose en los dictámenes estructurales. Después del evento sísmico ya mencionado diversas instituciones gubernamentales, educativas y de la sociedad civil recolectaron información relevante del estado de las edificaciones tras el evento, se realizaron cientos de dictámenes estructuras.

3.1.1. NÚMERO DE NIVELES DE LOS INMUEBLES

Para el presente estudio se consideran 287 dictámenes que incluyen edificaciones de hasta 15 niveles que tuvieron colapso total, colapso parcial o presentaron un riesgo alto, según la clasificación establecida en los documentos.

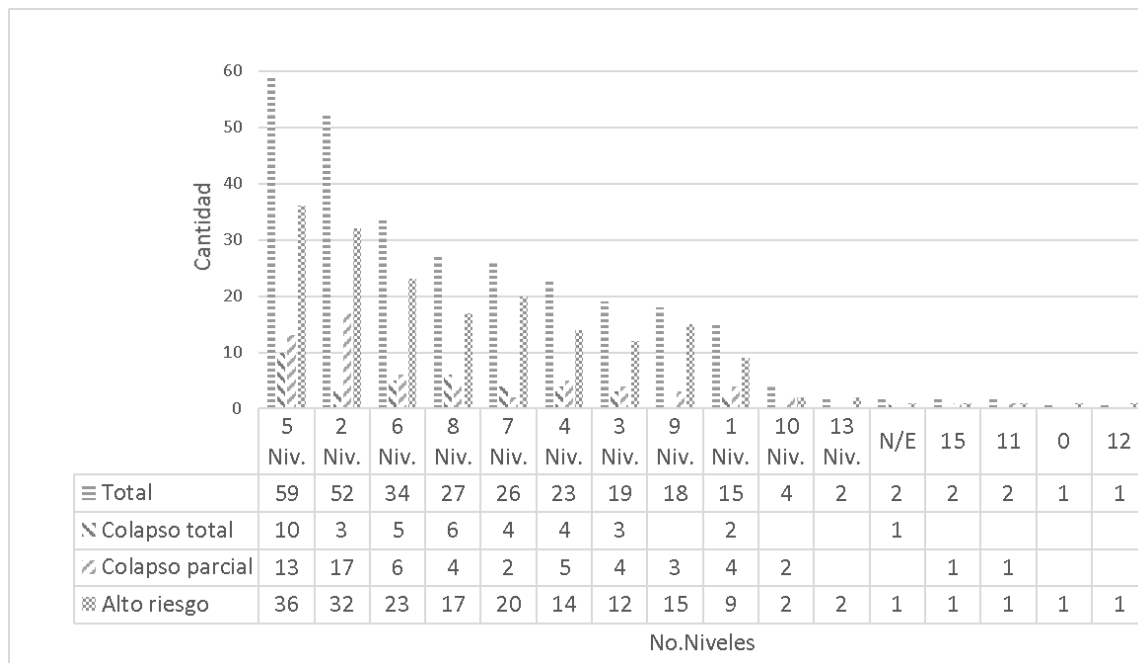


Figura 3.3.1 Numero de niveles de los inmuebles analizados.

La figura 3.1 muestra que, del total de edificios considerados en este estudio, los edificios de cinco, dos y seis niveles se presentan con mayor frecuencia, representando entre los tres grupos el 50.53% del total. Se omiten en la imagen a las edificaciones de entre 13 y 15 niveles que en conjunto representan un 2.43%. Un total de 38 edificaciones presentaron colapso total de acuerdo a la clasificación antes mencionada, la mayoría de estos fueron edificios de cinco niveles, el 97.36% se encontró entre uno y nueve niveles. Por su parte, se presentaron 62 edificaciones con colapso parcial

que requerían demolición de las mismas, los edificios de dos niveles fueron los más frecuentes en esta categoría. Un total de 187 edificaciones se encontraron en la categoría de alto riesgo, es decir, un 65.15% del global, en ellas, la mayoría se encuentra entre uno y nueve niveles, representando 95.18%.

3.1.2. USO DE LOS INMUEBLES

Respecto al uso de los edificios, el 49.48% correspondió a uso de departamentos, 16.72% a casa habitación, 9.76% al uso mixto departamento-comercial, y 5.23% a uso comercial. Se destaca que, de los 142 inmuebles de uso departamental, el 71.83% de estos se ubicó en la categoría de alto riesgo. En la figura 3.2 se muestran los usos más relevantes, el resto de los usos encontrados corresponde a: naves industriales, monumentos históricos, hospitales, hoteles, centros comerciales, inmuebles abandonados, lotes baldíos y no especificado, que no se muestran en la imagen y en conjunto representan un 6.96% del global de estructuras dictaminadas.

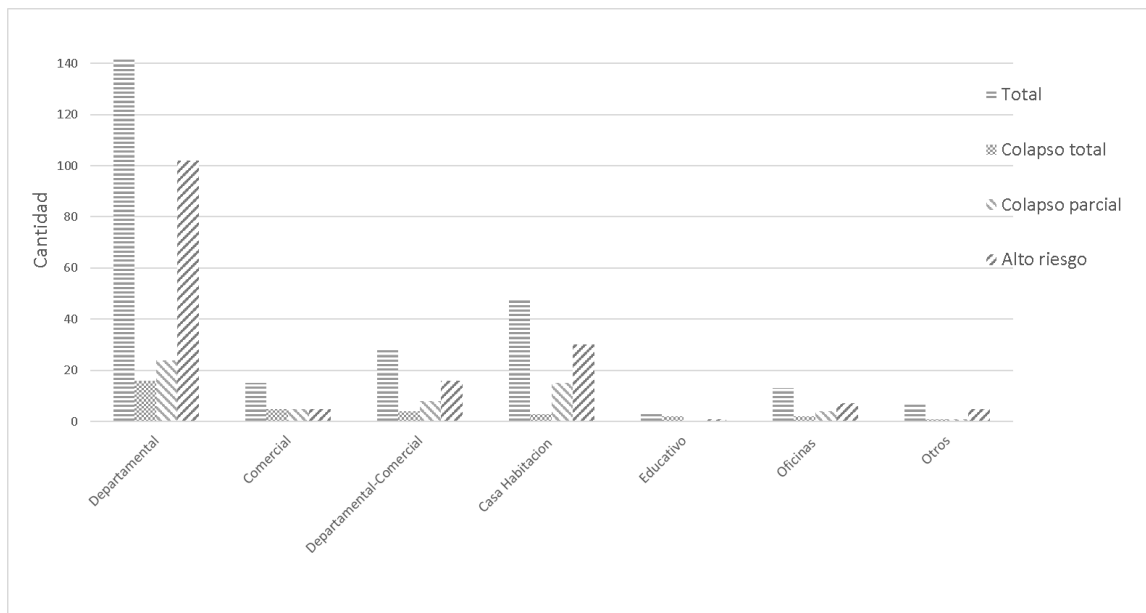


Figura 3.3.2 Uso de los inmuebles analizados.

Dentro de los 142 edificios de uso departamental, el número de niveles que se presentó con más frecuencia fue cinco niveles con el 29.57%, siguiendo seis y ocho, con 16.20% y 13.38%. Los edificios con más de 10 niveles fueron poco frecuentes en los dictámenes y por lo tanto en el estudio actual.

En el uso correspondiente a casa habitación, de las 48 edificaciones, 35(79.16%) de ellas contaban con dos niveles de construcción.

Para uso mixto departamental-comercial se presentaron 28 inmuebles, de los cuales el 53.57% contaba con entre cinco y siete niveles. Finalmente, e intentando dar profundidad a los datos de los cuatro tipos de uso más comunes, en el uso comercial, se encontraron 12 inmuebles, el 50% de ellos contaba con entre cinco y siete niveles.



3.1.3. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LOS INMUEBLES

Respecto a la ubicación de las edificaciones en el contexto de la zonificación sísmica de la Ciudad de México, que se definió en la sección 2.4, la tabla 3.1 muestra la ubicación de estos, notándose que la mayoría se encuentra en las zonas II y III, 16.72% y 79.09% respectivamente.

Tabla 3.1 Zonificación sísmica de los inmuebles analizados.

Uso	Zonificación sísmica		
	Zona I	Zona II	Zona III
Departamental	0	28	114
Casa habitación	2	7	39
Departamental-Comercial	0	4	24
Oficinas	0	0	13
Comercial	1	3	11
Departamental-Oficinas	0	1	8
Otros	1	0	5
Comercial-Oficinas	0	3	4
N/E	0	1	3
Educativo	0	1	2
Industrial	0	0	2
Casa Habitación -Comercio	6	0	2

El 80.28% de los inmuebles de uso departamental se encuentran en la zona sísmica III referente a las zonas de lago, así como el 81.25% de las casas habitación, el 85.71% de los inmuebles con uso mixto departamental-comercial y finalmente el 100% de los edificios de oficinas. La presencia de inmuebles en alguna de las categorías de daño mencionada, fue prácticamente nula en la zonificación I, correspondiente a lomerío.

3.1.4. ESTRUCTURACIÓN DE LOS INMUEBLES

Las principales estructuraciones encontradas en los edificios dañados por el sismo del 19 de septiembre de 2017, en los dictámenes analizados fueron: (1) Marcos de concreto reforzado, (2) muros de mampostería confinada, (3) losa plana, (4) muros de mampostería no confinada y (5) otros (marcos de acero, marcos de concretos combinados con muros de mampostería confinada, muros de block

hueco y elementos verticales de acero, muros de piedra, muros de materiales diversos, estructuras metálicas, etc.). La cantidad de inmuebles de cada estructuración se muestra en la figura 3.3.

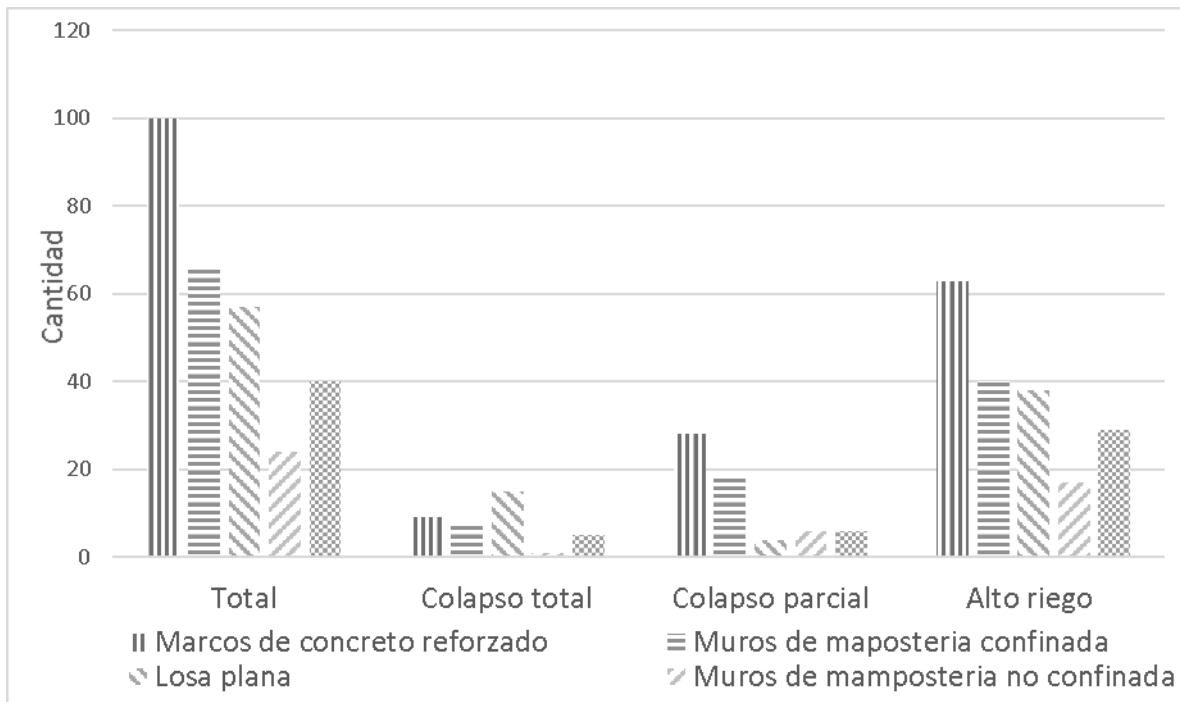


Figura 3.3.3 Estructuración de los inmuebles analizados.

El 34.84% de los edificios contaban con un sistema estructural de marcos de concreto y tenían entre 5 y 10 niveles, mientras que el 19.86% de los edificios mostraban losa plana como sistema de estructuración. Por su parte, los inmuebles con mampostería confinada como sistema estructural tenían entre uno y seis niveles, el 54.54% tenían dos niveles, correspondiendo en su mayoría al uso de casa habitación. La mampostería no confinada se presentó en edificaciones de entre uno y cinco niveles, el 79.16% corresponde a inmuebles de uno a tres niveles.

Identificando los sistemas de estructuración en las distintas zonas sísmicas, se encontró que el 55% de los edificios con marcos de concreto, se encontraban en la zona III, así como el 49.36% de los edificios con losa plana y 54.54% de los inmuebles con mampostería confinada como sistema estructural.

Se analizaron también en este apartado los defectos de estructuración encontrados en las edificaciones dictaminadas, siendo sin lugar a dudas la planta baja flexible el más importante de ellos, se identificó en poco más de la mitad de los inmuebles (52.96%), objeto de estudio de la presente investigación, siendo así el más frecuente, en las cuatro categorías de la clasificación utilizada, como se muestra en la figura 3.4. Encontrándose también edificaciones que no tenían defectos visibles de estructuración, edificios dañados por el efecto de columna corta, y entrepisos flexibles.

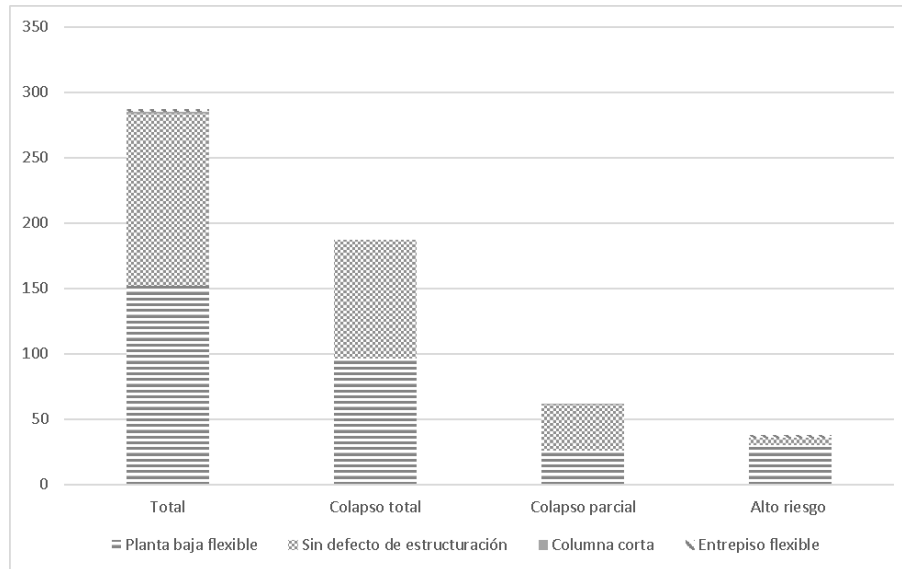


Figura 3.3.4 Defectos de estructuración de los inmuebles analizados.

La estructuración con de planta baja flexible se presentó principalmente en edificios con losas planas, marcos de concreto reforzado, mampostería confinada y marcos de concretos combinados con mampostería confinada.

El efecto de torsión se observó ampliamente en los dictámenes analizados, coincidiendo en muchos casos la estructuración de planta baja flexible con efectos de torsión, específicamente en el 64.11% del total de inmuebles presentó efectos de torsión por una inadecuada distribución de rigidez, encontrándose la mayoría de estos clasificados como de alto riesgo. Dos terceras partes de los edificios que presentaron colapso total, tuvieron efectos de torsión.

3.2. MODELOS NUMÉRICOS PROPUESTOS

Con base en los análisis estadísticos mencionados en las secciones anteriores, se observa en la figura 3.2 que los inmuebles de uso habitacional en departamentos, casa habitación, departamental en conjunto con uso comercial y, las oficinas fueron los más comunes en los dictámenes de los edificios que presentaron alguno de los tres estados de la clasificación. Por ello se seleccionó el uso de departamentos para los modelos numéricos a analizar.

Respecto al número de niveles de los edificios a analizar, se observa en la figura 3.5, en los 142 inmuebles dictaminados de uso habitacional departamental existen tres grupos importantes: (1) cinco a seis niveles, (2) siete a ocho niveles y (3) tres a cuatros niveles. De esta forma, los modelos que se analizarán en las siguientes secciones tendrán alturas de tres niveles, cinco niveles y ocho niveles.

La estructuración propuesta para los modelos, con el fin de estudiar el comportamiento de la planta baja flexible y su mitigación de riesgo con el uso de disipadores de energía, corresponde a marcos de concreto reforzado en planta baja y mampostería confinada en niveles superiores, el sistema de entrepiso seleccionado corresponde a losas macizas. La tabla 3.2 muestra las características de las estructuras seleccionadas.

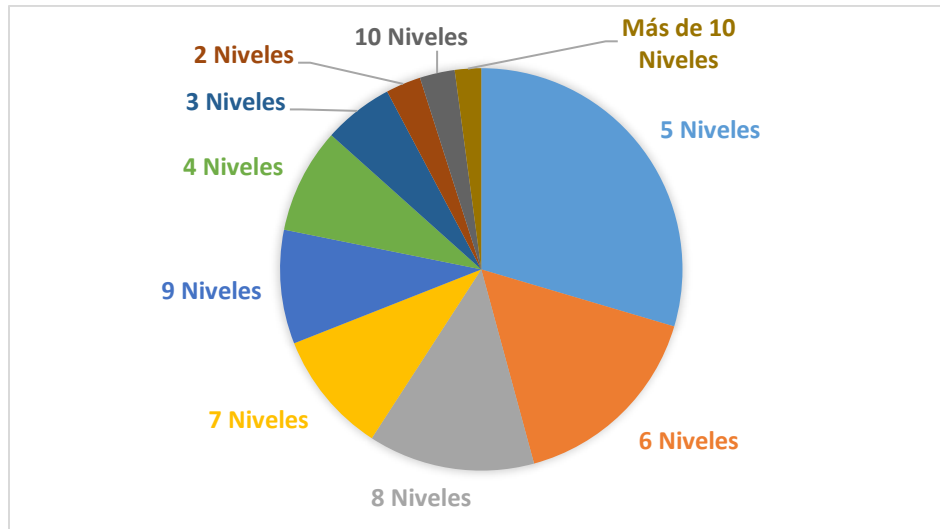


Figura 3.3.5 Número de niveles en edificios de departamentos.

Para la zonificación sísmica de los inmuebles a analizar, se clasificaron los inmuebles de uso habitacional en las zonas sísmicas de la ciudad de México, se encontró que el 19.86% de los inmuebles se encontraban en la zona II y el 80.14% en la zona III, correspondiente a terreno lacustre.

Tabla 3.2 Características geométricas de los modelos propuestos

Modelo	Número de niveles	Altura de planta baja (m)	Altura de entepiso (m)	Planta arquitectónica (m)	Zona sísmica
1	3	3.2	2.8	15 x 25	III
2	5	3.2	2.8	15 x 25	III
3	8	3.2	2.8	15 x 25	III
4	5	3.2	2.8	20 x 20	III

El diseño de los inmuebles se llevó a cabo siguiendo los lineamientos del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976 (GR, 1976) así como de las normas que de él emanan, ya que se identificó que la mayoría de los inmuebles dictaminados fueron construidos previamente al temblor del 19 de septiembre de 1985.

Se muestra en el Capítulo 4 el diseño de los modelos propuestos, inicialmente sin disipadores del reglamento mencionado, para posteriormente ser reforzados con dispositivos disipadores de energía, buscando que cumplan con el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México (GCM, 2019) en su versión actual.

En las figuras 3.6 a 3.8 se muestran las estructuraciones propuestas para los edificios en planta y alzado; la figura 3.7 corresponde al modelo 1, pero es análoga al resto de los casos.

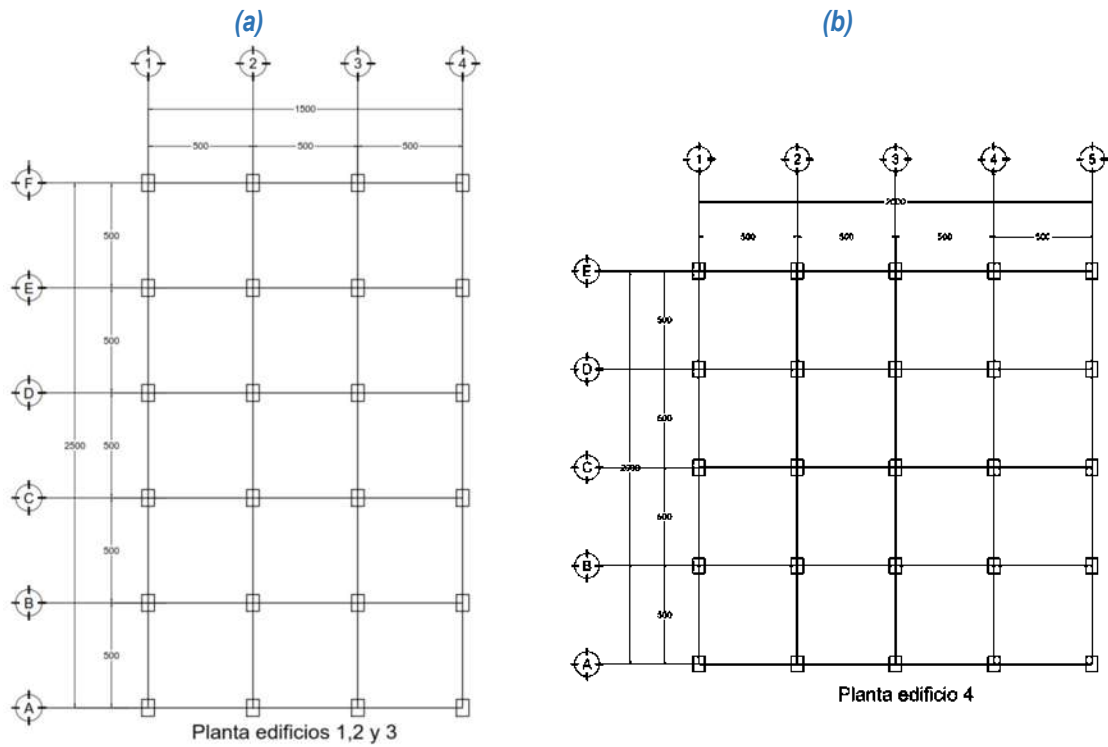


Figura 3.3.6 Estructuración en planta baja de edificios propuestos: (a) modelos 1,2 y 3, y (b) modelo 4. (Acotaciones en centímetros).

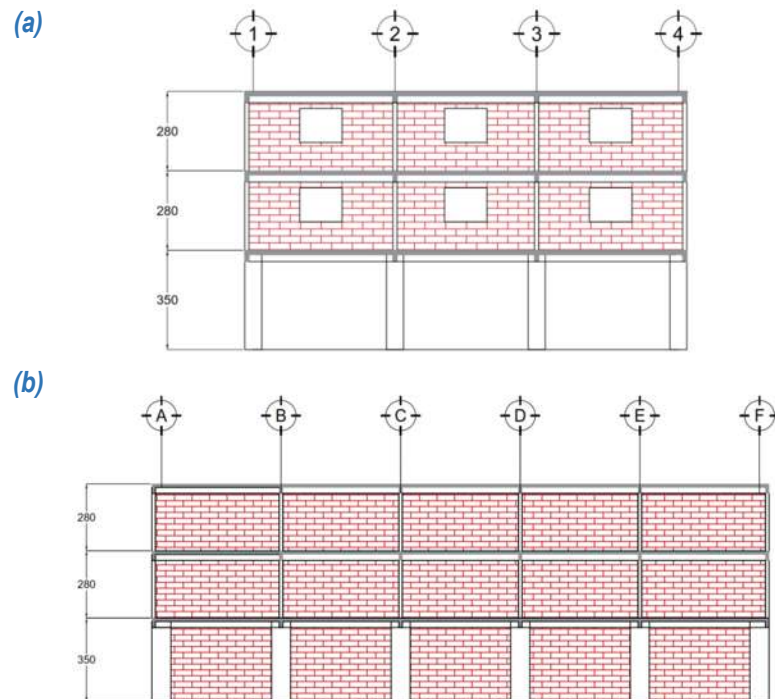


Figura 3.3.7 Estructuración en alzado propuesta en modelo 1: (a) fachadas frontal y posterior, y (b) fachadas laterales (Acotaciones en centímetros).

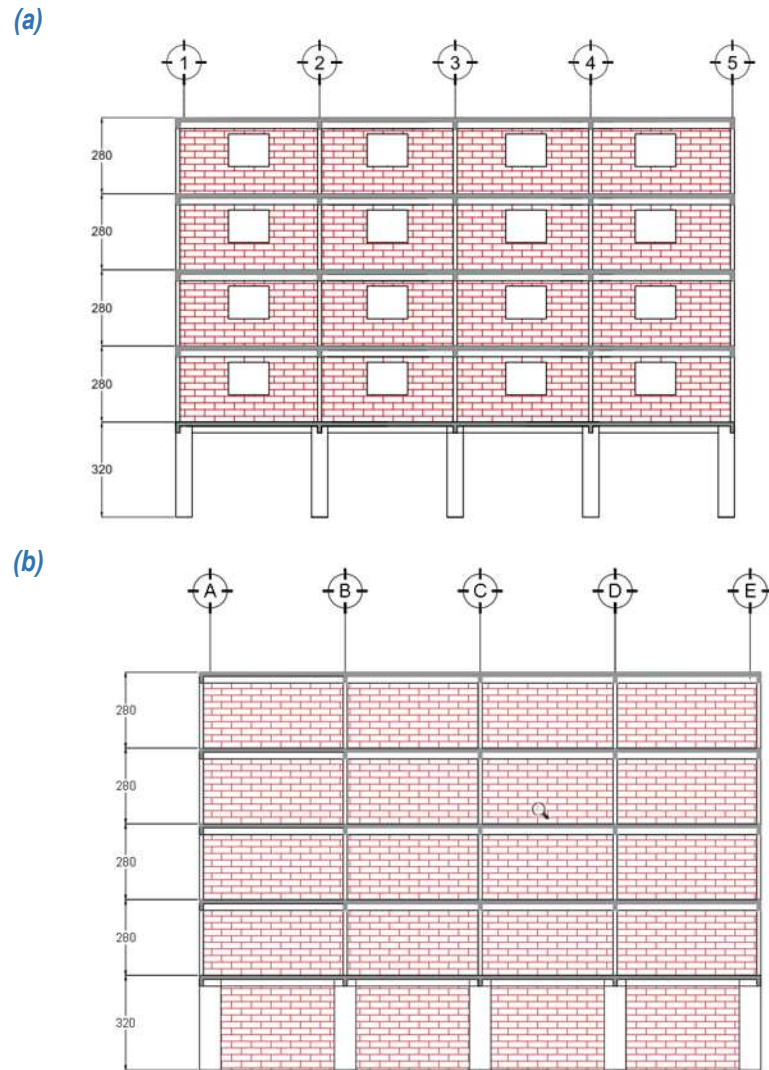


Figura 3.3.8 Estructuración en alzado propuesta en modelo 4: (a) fachadas frontal y posterior, y (b) fachadas laterales (Acotaciones en centímetros).



4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS Y DISIPADORES DE ENERGÍA

Los edificios seleccionados se diseñaron inicialmente sin disipadores de energía con el Reglamento de Construcciones vigente cuando fueron construidos. Posteriormente, se hizo el diseño de los disipadores de energía con un criterio basado en energía, para los tres sistemas propuestos y se verifico que cumplan con el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México en su última versión.

4.1. DISEÑO ESTRUCTURAL MODELOS NUMÉRICOS

Como se comentó en el capítulo 3 de la presente investigación, se identificó en los dictámenes estructurales que la mayoría de los edificios que tuvieron daños en el evento sísmico del 19 de septiembre de 2017 fueron construidos anteriormente al sismo de septiembre de 1985, por ello, los modelos numéricos fueron diseñados estructuralmente con el reglamento previo, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976 (GR, 1976).

El reglamento señala las acciones a utilizar en el diseño estructural y el diseño por sismo; en el Capítulo XXXV, artículos 223 y 224, las cargas muertas, en el Capítulo XXXVI, artículos 225 a 229, las cargas vivas y sus especificaciones a considerar, y en el Capítulo XXXVII, artículos 229 a 248, las consideraciones para el diseño por sismo. Los edificios considerados en la presente investigación se clasifican, de acuerdo con el artículo 232 del reglamento “Clasificación de las construcciones según su uso”, como estructuras de grupo B. Estas son construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, donde se incluyen edificios de departamentos, y de acuerdo al artículo 233 “Clasificación de las construcciones según su tipo”, las estructuras aquí presentadas se clasifican como tipo I, donde las fuerzas laterales se resisten por marcos, muros o combinaciones de estos.

El diseño estructural de los modelos se realizó con el software SAP 2000 (CSI, 2017), las columnas y vigas fueron modeladas con elementos tipo barra, las losas se consideraron como un diagrama rígido, y finalmente para la representación de los muros de mampostería, se utilizaron puntales equivalentes en el modelo de los muros de planta baja dentro de los marcos de concreto (muros de relleno) de acuerdo con FEMA 356 (FEMA, 2000). Para la mampostería confinada de los pisos superiores se utilizaron elementos elásticos tipo Shell (SMIE, 2012 y Medeiros et al., 2013).

4.1.1. SISTEMA DE ENTREPISO

El sistema de piso de los modelos numéricos está formado por losas macizas, tanto para entrepisos como para azotea. El diseño de estas se llevó a cabo siguiendo los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (UNAM, 1977), en su sección 4.3.3 “Losas perimetralmente apoyadas”, garantizándose un peralte mínimo según lo establecido en la misma sección 4.3.3 inciso e.

Debido a que los cinco modelos numéricos que son utilizados en la presente investigación comparten uso y estructuración general, las acciones a considerar en ellos también se comparten. Estas se muestran en las tablas 4.1 y 4.2. En la tabla 4.1 se hace el análisis de cargas muertas de la losa de entrepiso y en la tabla 4.2 el análisis de cargas de la losa de azotea, considerándose una cubierta con pendiente menor al 5%.



Tabla 4.1 Análisis de carga losas de entepiso.

	espesor (m)	γ (kg/m ³)	w (kg/m ²)
Piso	0.02	2800	56
Mortero	0.02	2100	42
Concreto	0.13	2400	312
Plafón	0.03	2100	63
Instalaciones	---	---	20
Reglamento	---	---	40
<i>W_{carga muerta}</i>			533

Tabla 4.2 Análisis de carga losas de azotea.

	espesor (m)	γ (kg/m ³)	w (kg/m ²)
Ladrillo	0.015	1400	21
Mortero	0.03	2100	63
Tepetate	0.10	1250	125
Concreto	0.13	2400	312
Plafón	0.03	2100	63
Instalaciones	---	---	20
Reglamento	---	---	40
<i>W_{carga muerta}</i>			644

En la tabla 4.3 se muestran las cargas vivas que considera el reglamento para el diseño por sismo para uso habitacional y azoteas.

Tabla 4.3 Cargas vivas unitarias de diseño (GR, 1976).

Caso de carga	W (kg/m ²)	W _a (kg/m ²)	W _m (kg/m ²)
I.- Habitación (casas-habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares).	70	90	$120 + \frac{420}{\sqrt{A}}$
VII.- Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor al 5%.	15	70	100

Donde:

- A Área tributaria en m²
- W Carga viva media
- W_a Carga viva accidental



W_m Carga viva máxima

La modelación numérica de las losas se realizó distribuyendo uniformemente su peso propio en las traveses y muros, además del uso de la idealización de diafragma rígido.

4.1.2. MARCOS DE CONCRETO REFORZADO

Las vigas y columnas de los marcos de concreto reforzado de la planta baja se modelaron con elementos tipo barra. Se usó un concreto con resistencia a la compresión $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo con varillas de acero corrugado $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, siguiendo los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcciones de Estructuras de Concreto (UNAM, 1977),

El módulo de elasticidad del concreto de acuerdo con las Normas:

$$E_c = 10000\sqrt{f'_c} \tag{4.1}$$

Donde:

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto , kg/cm^2

Las características de las secciones transversales de vigas y columnas para los modelos considerados en la presente investigación se muestran en las tablas 4.4 y 4.5.

Tabla 4.4 Dimensiones de vigas para modelos considerados.

	Ancho (cm)	Peralte total (cm)
Modelo 01	25	40
Modelo 02	25	45
Modelo 03	25	45
Modelo 04	25	45

Tabla 4.5 Dimensiones de columnas para modelos considerados.

	Ancho (cm)	Peralte total (cm)
Modelo 01	40	40
Modelo 02	45	45
Modelo 03	55	55
Modelo 04	50	50

El refuerzo por flexión, flexocompresión y cortante para los elementos estructurales de cada modelo se muestra más adelante en los subcapítulos correspondientes.

4.1.3. PUNTALES EQUIVALENTES DE COMPRESIÓN

La estructuración propuesta en los modelos, para considerar el efecto de la planta baja flexible se fundamenta en el uso de marcos de concreto en la planta baja que trabajan en conjunto con muros de mampostería como el ejemplo que se muestra en las figuras 3.7 y 4.1. En los niveles superiores se hace uso de mampostería confinada.

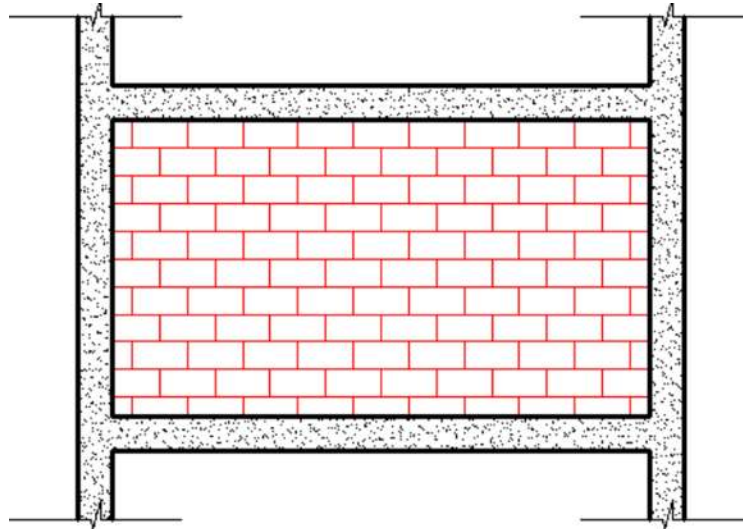


Figura 4.1 Ejemplo de marco de concreto con mampostería de relleno (Hisham et al., 2017)

La modelación numérica de los denominados “Masonry Infills” se hace de acuerdo con FEMA 356 (FEMA, 2000), en su subcapítulo 7.5 “Engineering Properties of Masonry Infills”, donde se establece que estos elementos estructurales se pueden modelar numéricamente con elementos finitos o idealizando sus propiedades en elementos puntales diagonales equivalentes de compresión.

La rigidez de los elementos puntales de compresión se define como función de las propiedades geométricas de la mampostería y de las características mecánicas del material. El ancho α del puntal equivalente se obtiene con la ecuación 4.2. El puntal tiene el mismo espesor y módulo de elasticidad que el panel de relleno que representa.

$$\alpha = 0.175(\lambda_I h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (4.2)$$

Donde:

$$\lambda_I = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right] \quad (4.3)$$

- h_{col} = Altura de la columna entre los ejes de las vigas, en pulgadas.
- h_{inf} = Altura del panel de relleno, en pulgadas.
- E_{fe} = Módulo de elasticidad del material del marco, en $klb/pulgada\ cuadrada$.
- E_{me} = Módulo de elasticidad del material de relleno, en $klb/pulgada\ cuadrada$.
- I_{col} = Momento de inercia de la columna, en $pulgadas$.
- L_{inf} = Longitud del panel de relleno, en $pulgadas$.
- r_{inf} = Longitud diagonal del panel de relleno, en $pulgadas$.
- t_{inf} = Espesor del panel de relleno y del puntal diagonal equivalente, en $pulgadas$.
- θ = Ángulo cuya tangente es la relación de aspecto de la altura y longitud del panel, en $radianes$.
- λ_I = Coeficiente utilizado para determinar el espesor del puntal diagonal equivalente.

Los modelos numéricos de los edificios tienen muros de mampostería confinada en niveles superiores y muros de relleno en planta baja. Todos los muros son de 15 cm de espesor con resistencia nominal de diseño a la compresión $f_m^* = 15\ kg/cm^2$.

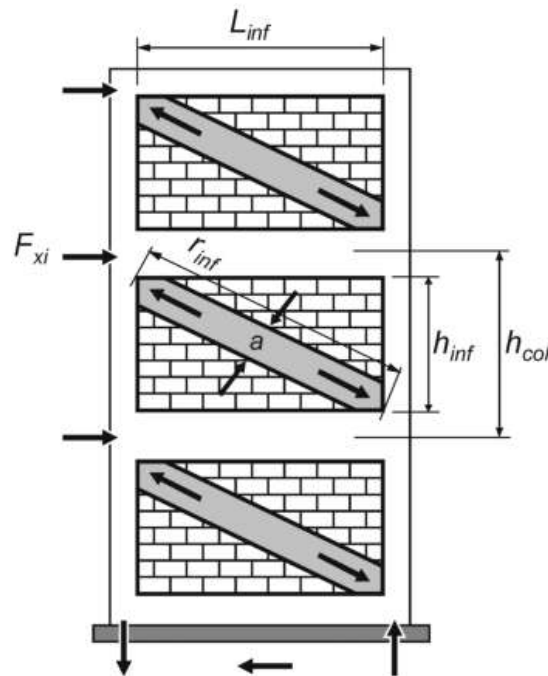


Figura 4.2 Analogía de puntales equivalentes de compresión concéntricos (FEMA, 2000).

De acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcciones de Estructuras de Mampostería (UNAM, 1977) el módulo de elasticidad de mampostería de tabiques y bloques de concreto se calcula como se presenta a continuación:

Para cargas de corta duración: (4.4)

$$E_{me} = 600f_m^*$$

Para cargas de larga duración:

$$E_{me} = 250f_m^* \tag{4.5}$$

Las unidades correspondientes de las ecuaciones 4.4 a 4.5 son kg/cm^2 . En las tablas 4.6 y 4.7 se muestran los valores para el cálculo de las propiedades geométricas de los puntales equivalentes de los modelos considerados en este trabajo, en cm y kg , y *pulgadas (in)* y *kilolibras (kip)* respectivamente.

Tabla 4.6 Valores para cálculo de propiedades de puntales equivalentes (en cm y kg)

	h_{col} (cm)	h_{inf} (cm)	E_{fe} (kg/cm^2)	E_{me} (kg/cm^2)	I_{col} (cm^4)	L_{inf} (cm)	r_{inf} (cm)	t_{inf} (cm)	θ (rad)	λ_l	α (cm)
Modelo 1	300.00	280.00	221359.40	9000.00	213333.33	460.00	538.52	15.0	0.540	0.0175	70.42
Modelo 2	297.50	275.00	221359.40	9000.00	341718.75	452.50	529.51	15.0	0.538	0.0156	72.78
Modelo 3	297.50	275.00	221359.40	9000.00	762552.08	445.00	523.12	15.0	0.536	0.0127	77.93
Modelo 4	297.50	275.00	221359.40	9000.00	520833.33	450.00	527.38	15.0	0.536	0.0140	75.63

Tabla 4.7 Valores para cálculo de propiedades de puntales equivalentes (en in y kip)

	h_{col} (in)	h_{inf} (in)	E_{fe} (kip)	E_{me} (kip)	I_{col} (in ⁴)	L_{inf} (in)	r_{inf} (in)	t_{inf} (in)	θ (rad)	λ_l	α (in)
Modelo 1	118.11	110.24	3149.02	128.03	5125.35	181.10	212.02	5.91	0.540	0.0174	27.75
Modelo 2	117.13	108.27	3149.02	128.03	8209.83	175.15	209.47	5.91	0.538	0.0156	28.65
Modelo 3	117.13	108.27	3149.02	128.03	18320.39	175.20	205.95	5.91	0.536	0.0127	30.68
Modelo 4	117.13	108.27	3149.02	128.03	12513.07	177.17	207.63	5.91	0.536	0.0140	29.77

4.1.4. MUROS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA

Para la modelación de los muros de mampostería confinada en los niveles superiores a la planta baja, se utilizaron elementos tipo Shell, siguiendo las recomendaciones de SMIE, 2012 donde se establece que:

“Los elementos membrana son aquellos que toman fuerzas en su plano y que siempre son planos, y los elementos tipo cascarón son aquellos que pueden tomar fuerzas y momentos y además pueden adoptar las formas de superficies curvas en el espacio. Ambos elementos pueden utilizarse para modelar muros”.

Se recomienda también que cuando se utilicen elementos tipo cascarón, se liberen los grados de libertad correspondientes, ya que los muros de mampostería no son capaces de resistir momentos fuera de su plano. Sin embargo, se especifica que, si no se toma ese cuidado, los momentos que se producirán fuera del plano son en general pequeños, dada la sección del muro, y no generan cambios sustantivos en el análisis.

Debido a que la losa de concreto en entrepiso se modela con la idealización de diafragma rígido, se utilizaron elementos infinitamente rígidos para conectar los muros con el sistema de marcos de la planta baja, mientras que para transmitir las cargas del peso propio de la losa se utilizaron dalas de cerramiento modeladas con elementos tipo barra, con las propiedades y geometría propias de estos elementos (figuras 4.3 y 4.4).

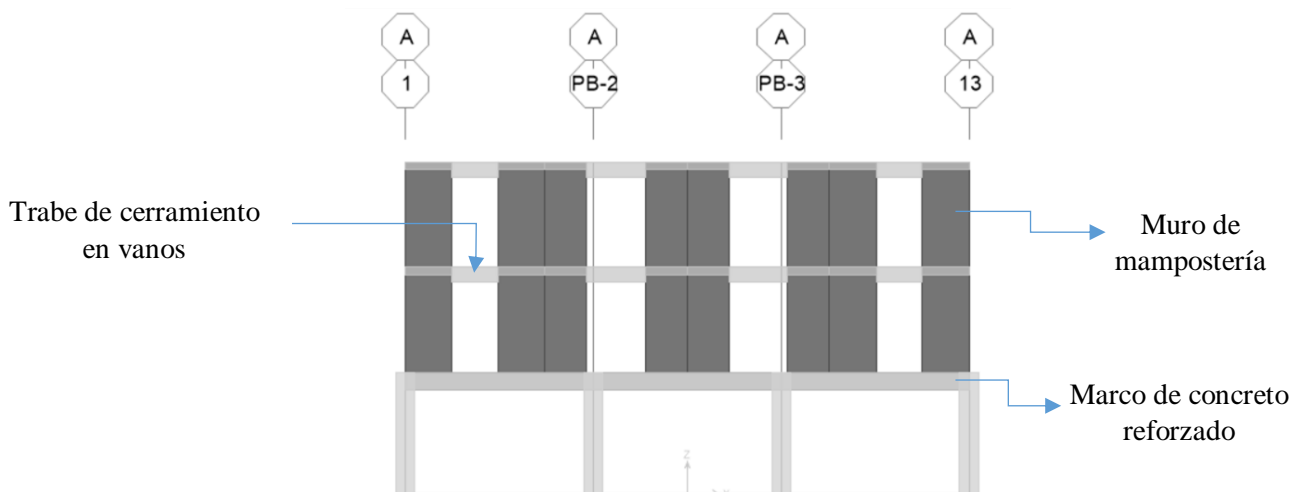


Figura 4.3 Descripción de elementos en modelos utilizados.

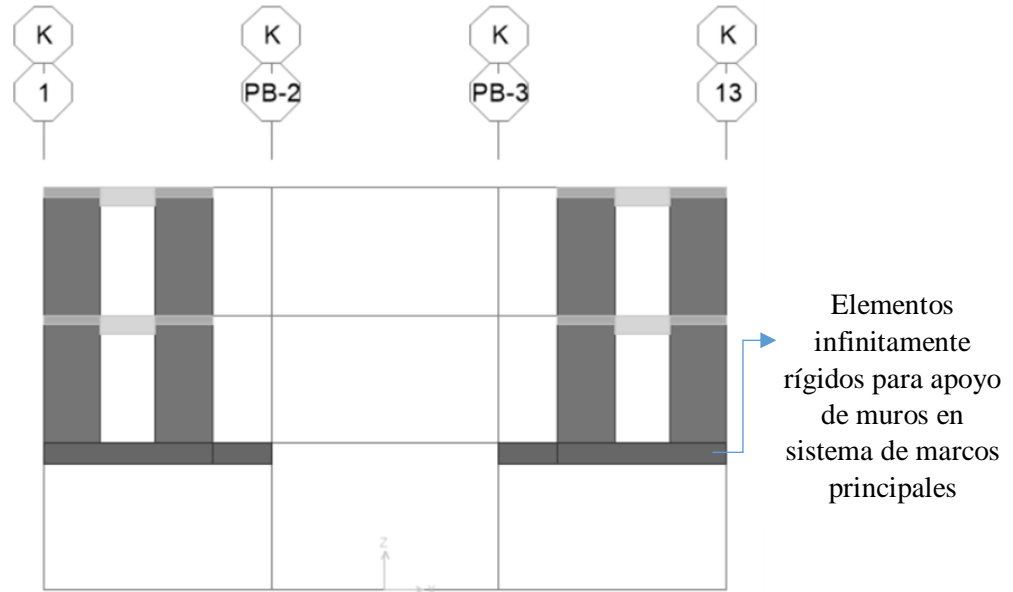


Figura 4.4 Descripción de elementos en modelos utilizados.

De acuerdo con SMIE, 2012 y Medeiros et al, 2013, la consideración de que los castillos se distribuyen uniformemente en los muros y que las rigideces relativas de los muros no se alteran cuando se modelan o no los castillos, da como resultado que los cortantes se distribuyen de forma similar con y sin castillos. Se comenta también en la primera publicación, que la modelación de los castillos tiene como resultado estructuras ligeramente más rígidas, por lo que no modelarlos resulta conservador tomando en cuenta que las estructuras de mampostería de pocos niveles se encuentran en la parte ascendente de los espectros. Por ello, se decidió no modelar los castillos en la presente investigación.

Tomando en cuenta los trabajos publicados donde se describe el daño de edificios con la tipología que se estudia en la presente investigación, se observó que los mecanismos de falla se concentran en la planta baja, debido a su flexibilidad y menor resistencia, permaneciendo los niveles superiores prácticamente intactos, tal como se observa en las figuras 4.5 y 4.6. Debido a ello, se optó por modelar los niveles superiores a la planta baja solamente en el intervalo elástico, tanto en el diseño como en la evaluación con y sin refuerzo sísmico.



Figura 4.5 Daños por sismo causados por irregularidad de planta baja débil (Kirac et al.,2011).



Figura 4.6 Falla estructural debida a planta baja débil y efectos de golpeteo sísmico

4.1.5. ANÁLISIS SÍSMICO

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GR, 1976) establecía en sus lineamientos dos métodos de análisis: (1) Análisis estático para estructuras con altura menor que 60 m y (2) Análisis dinámico (modal espectral y paso a paso) para estructuras con alturas mayores que 60 m. Para el diseño sísmico de los modelos considerados en la investigación se utilizó el análisis modal espectral. Posteriormente, se hacen análisis paso a paso en la historia del tiempo del comportamiento de las estructuras antes y después de incorporar el refuerzo con dispositivos disipadores de energía.

Como se comentó con anterioridad los edificios considerados en la presente investigación se clasifican de acuerdo al artículo 232 del reglamento “Clasificación de las construcciones según su uso”, como estructuras de grupo B, construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, donde se incluyen edificios de departamentos, y de acuerdo con el artículo 233 “Clasificación de las construcciones según su tipo”, las estructuras aquí presentadas se clasifican como tipo I, donde las fuerzas laterales se resisten por marcos, muros o combinaciones de estos.

Se describen a continuación los lineamientos para el análisis modal espectral señalados en el reglamento:

4.1.5.1. COEFICIENTE SÍSMICO

El artículo 234 “Coeficiente sísmico” estipula que el coeficiente sísmico c es el cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel. Para el cálculo de W se tomarán las cargas muertas y vivas que se especifican en los capítulos XXXV y XXXVI del reglamento.

Para el análisis estático de las construcciones clasificadas en el grupo B del artículo 232 según su uso, se emplearán los valores de c que se muestran en la tabla 4.8. Debido al uso habitacional de los

edificios analizados, se tomaron los valores de dicha tabla para la construcción de los espectros de diseño.

Tabla 4.8 Coeficiente sísmico para estructuras del grupo B (GR, 1976).

Zona	Tipo de terreno	c
I	Terreno firme	0.16
II	Terreno transición	0.20
III	Terreno compresible	0.24

4.1.5.2. REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD

Para fines de diseño el reglamento indica en su artículo 235 “Reducción por ductilidad” que, las fuerzas sísmicas para análisis sísmico y los espectros para análisis dinámico modal, se obtienen dividiendo el coeficiente sísmico c o las ordenadas de los espectros de diseño sísmico definidos en el reglamento entre el factor Q' , que es función del factor de ductilidad Q . Las deformaciones se calculan multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas. El factor Q podrá diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sea la clasificación y ductilidad de esta en dichas direcciones.

Debido al uso de mampostería confinada en los niveles superiores a la planta baja, en todos los modelos propuestos, se decidió utilizar un factor de ductilidad $Q=2$ (tabla 4.9) en las dos direcciones de análisis en la construcción de los espectros de diseño, definidos más adelante.

Tabla 4.9 Valores del factor Q de ductilidad (GR, 1976).

Tipo de estructuración	Requisitos	Factor de ductilidad
1	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos o columnas de concreto reforzado, madera o acero contraventeados o no, muros de concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado en los casos 1 y 2 de esta tabla, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero, que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.	2.0

Se define en el artículo 236 del reglamento las hipótesis para la construcción de espectro para diseño sísmico, de acuerdo con los parámetros mostrados en la tabla 4.10 Las hipótesis mencionadas son:

- I. La estructura se comporta elásticamente;
- II. La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones, donde c es el coeficiente sísmico obtenido en la tabla del artículo 234 del presente cuerpo normativo.

$$a = a_0 + (c - a_0) T/T_1, \quad \text{si } T \text{ es menor que } T_1$$



$$a = c, \quad \text{si } T \text{ esta entre } T_1 \text{ y } T_2$$

$$a = c(T_2/T)^r, \quad \text{si } T \text{ excede de } T_2$$

Donde

T Periodo fundamental de vibración
 T_1 y T_2 Periodos que definen el inicio y la terminación de la meseta del espectro de diseño.

Tabla 4.10 Valores de a_0 , T_1 , T_2 y r (GR, 1976).

Zona	a_0	T_1	T_2	r
I	0.03	0.3	0.8	1/2
II	0.045	0.5	2.0	2/3
III	0.06	0.8	3.3	1
IV	Los sitios incluidos en esta zona se reclasificarán en alguna de las anteriores de acuerdo con lo estipulado en el artículo 262 del ordenamiento.			

El reglamento especifica que para evaluar las fuerzas sísmicas, las ordenadas de los espectros se debían dividir entre el factor Q' , el cual se tomaba igual a Q si T era mayor que T_1 , e igual a $1 + (Q - 1) T/T_1$ en caso contrario.

Se comenta de igual forma en el reglamento que las ordenadas espectrales tomaban en cuenta los efectos de amortiguamiento, por lo que, excepto por la reducción por ductilidad no debían existir reducciones adicionales, que no fueran aprobadas por el Departamento de Construcciones del Distrito Federal, contrastando con el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE actuales, que consideran reducciones adicionales.

4.1.5.3. ESPECTROS DE DISEÑO

Los espectros obtenidos para el análisis de las estructuras consideradas en la presente investigación se muestran en las figuras 4.7 y 4.8, para las zonas sísmicas II y III, respectivamente. Se repite aquí la tabla 3.2, donde se describe la zona sísmica para cada modelo considerado en la investigación. Los periodos de los primeros tres modos de vibración de los modelos se muestran en la tabla 4.11.

Tabla 3.2 Modelos propuestos

Modelo	Número de niveles	Altura de planta baja (m)	Altura de entrepiso (m)	Planta arquitectónica (m)	Zona sísmica
1	3	3.2	2.8	15 x 25	III
2	5	3.2	2.8	15 x 25	III
3	8	3.2	2.8	15 x 25	III
4	5	3.2	2.8	20 x 20	III

Para los modelos de planta rectangular la dirección de análisis x corresponde a la de menor número de crujías y transversal a los ejes extremos que contienen los marcos con muros de relleno. En el modelo de planta cuadrada, la dirección de análisis x corresponde igualmente a la transversal a los ejes extremos que contienen los marcos con muros de relleno.



Tabla 4.11 Periodos de modelos analizados

Modelo	Modo 1 T (seg) Traslacional en x	Modo 2 T (seg) Traslacional en y	Modo 3 T (seg) Rotacional
1	0.553	0.384	0.367
2	0.714	0.498	0.495
3	1.064	0.722	0.684
4	0.801	0.490	0.362

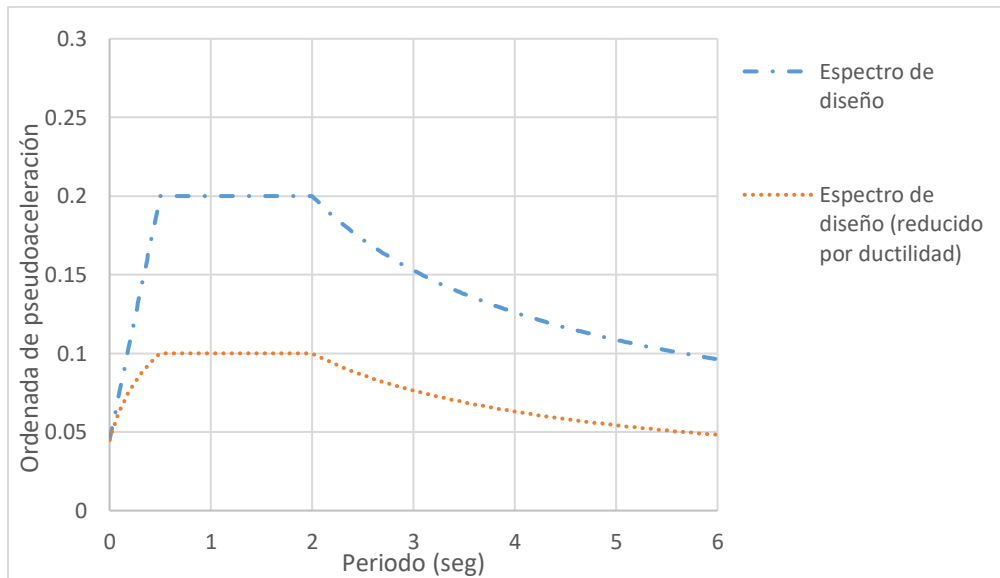


Figura 4.7 Espectro de diseño y espectro de diseño reducido para zona sísmica II.

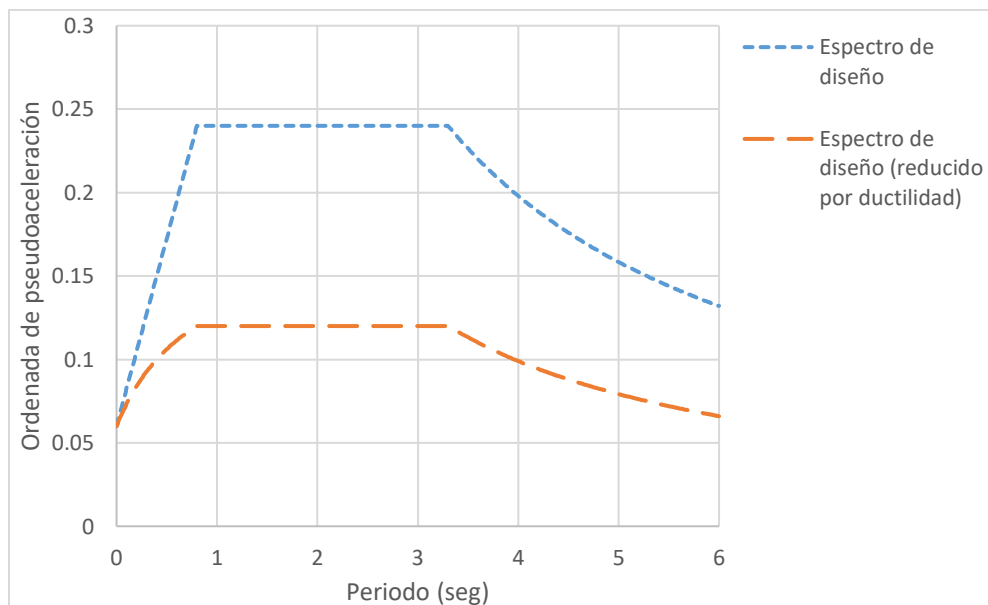


Figura 4.8 Espectro de diseño y espectro de diseño reducido para zona sísmica III

4.1.5.4.COMBINACIONES DE DISEÑO

Los factores de carga establecidos en el artículo 220 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (GR, 1976), son:

I.- Para combinaciones que incluyan exclusivamente acciones permanentes y favorables se tomará $F_C = 1.4$...

II.- Para combinaciones de acciones que incluya una acción accidental, además de las acciones permanentes y variables, se tomara $F_C=1.1$, con las salvedades indicadas en el inciso c) caso 1 del artículo 235 y en el artículo 249 de este Reglamento.

Para criterios de análisis se establece en el artículo 237 que:

...Las estructuras se analizarán bajo acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Los efectos correspondientes (desplazamientos y fuerzas internas) se combinarán con los de las fuerzas gravitacionales. En edificios la combinación de cada sección crítica se efectuará sumando vectorialmente los efectos gravitacionales, los de un componente del movimiento del terreno y, cuando sea significativo 0.3 de los efectos del otro...

De los párrafos anteriores se obtuvieron las siguientes combinaciones de análisis para las estructuras consideradas.

Combinación para cargas gravitacionales

$$1.4C_{muerta} + 1.4C_{vmáxima}$$

Combinación para sismo en dirección x

$$1.1C_{muerta} + 1.1C_{vinstántanea} + 1.1Sismo_x + 0.33Sismo_y$$

Combinación para sismo en dirección y

$$1.1C_{muerta} + 1.1C_{vinstántanea} + 1.1Sismo_y + 0.33Sismo_x$$

Y adicionalmente,

$$1.1C_{muerta} + 1.1C_{vinstántanea} - 1.1Sismo_x - 0.33Sismo_y$$

$$1.1C_{muerta} + 1.1C_{vinstántanea} - 1.1Sismo_x + 0.33Sismo_y$$

$$1.1C_{muerta} + 1.1C_{vinstántanea} - 1.1Sismo_y - 0.33Sismo_x$$

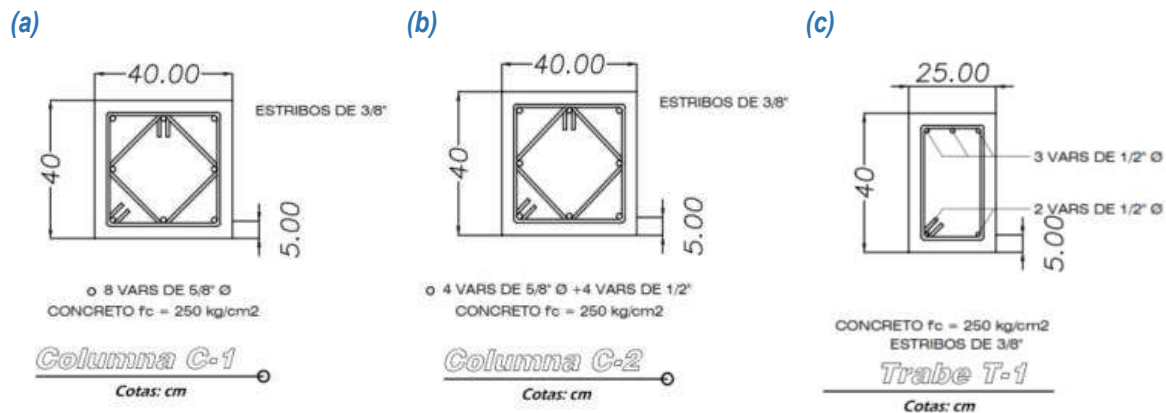
$$1.1C_{muerta} + 1.1C_{vinstántanea} - 1.1Sismo_y + 0.33Sismo_x$$

4.2.DISEÑO ESTRUCTURAL MODELO 01

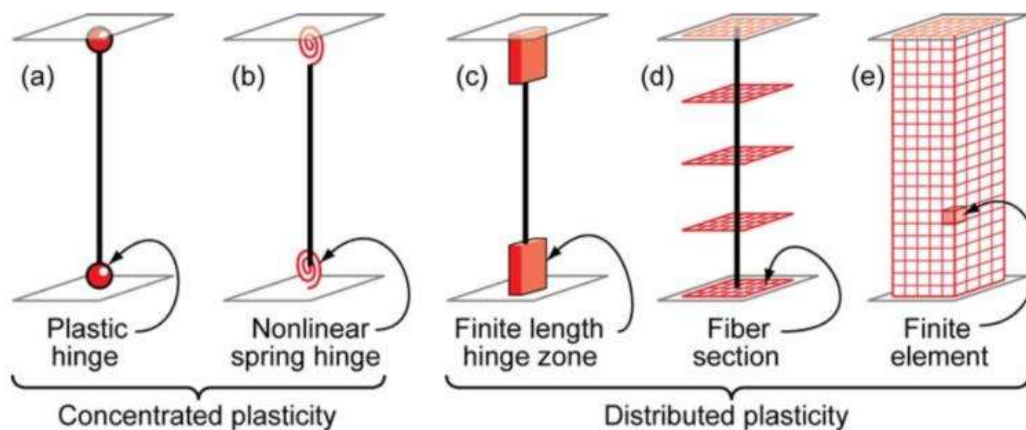
Como se mencionó anteriormente el diseño de los modelos se realizó siguiendo la normativa del reglamento de construcciones del Distrito Federal vigente en 1976, auxiliándose de la herramienta de diseño del programa SAP 2000 (CSI, 2017). Los resultados obtenidos para el modelo 01, es decir el edificio de cinco niveles y planta rectangular, se muestran a continuación (tabla 4.12 y figura 4.9):

Tabla 4.12 Diseño de armado de columnas para modelo 01

	Columna de esquina	Columna de borde	Columna de interior
Sección (cm)	40x40	40x40	40x40
ρ calculo (%)	0.86	0.76	0.62
Armado	8#5	4#5 + 4#4	4#5 + 4#4
ρ real (%)	0.99	0.82	0.82


Figura 4.9 Armado de columnas modelo 01: (a) Columnas de esquina, (b) Columnas de borde e interiores, (c) Trabe.

Para la caracterización no lineal de los modelos se hizo uso del programa de análisis PERFORM 3D (CSI, 2018), se optó por la idealización de plasticidad concentrada en los extremos de vigas y columnas, de acuerdo a las recomendaciones de FEMA y NIST (FEMA, 2000), (NIST, 2010) y (NIST, 2017), donde se establece que la plasticidad concentrada es una modelación simple que concentra las deformaciones inelásticas en los extremos de los elementos, ya sea por articulaciones rígido-plásticas o por resortes inelásticos con propiedades histeréticas, concentrando no linealidad en articulaciones de longitud cero con parámetros de modelación de tipo momento-rotación. Se indica también que los modelos de plasticidad concentrada pueden considerar las interacciones fuerza axial-momento $P - M$ a través de las superficies de fluencia, a diferencia de los modelos de elemento finito que capturan las relaciones $P - M$ directamente (figura 4.10).


Figura 4.10 Modelos idealizados de elementos viga-columna (NIST, 2010).

Los diagramas de interacción $P - M$ y la curva momento rotación de los elementos estructurales fueron obtenidos con ayuda del módulo Section Designer (CSI, 2017) y verificados con herramientas elaboradas en Matlab (MathWorks, 2014). Estas relaciones se muestran en las figuras 4.11 y 4.12. Para la definición del comportamiento esfuerzo-deformación del concreto confinado y sin confinar se utilizó el modelo propuesto por Mander (Mander et al., 1988a y Mander et al., 1988b). Respecto a la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo se utilizó la propuesta de Park y Pauley (Park y Pauley, 1975).

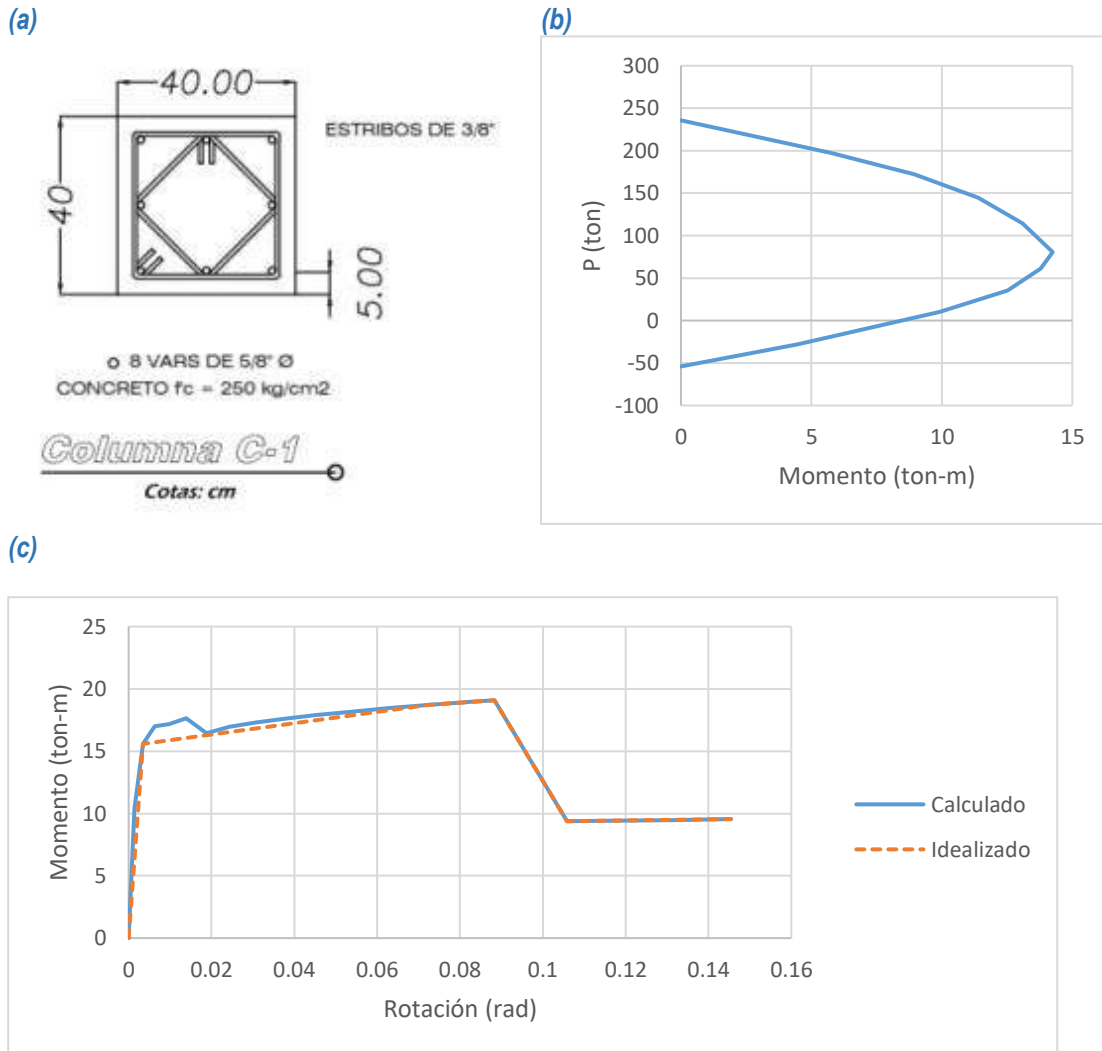


Figura 4.11 Características columna C-1, (a) Sección transversal, (b) Diagrama de interacción, (c) Curva momento-rotación.

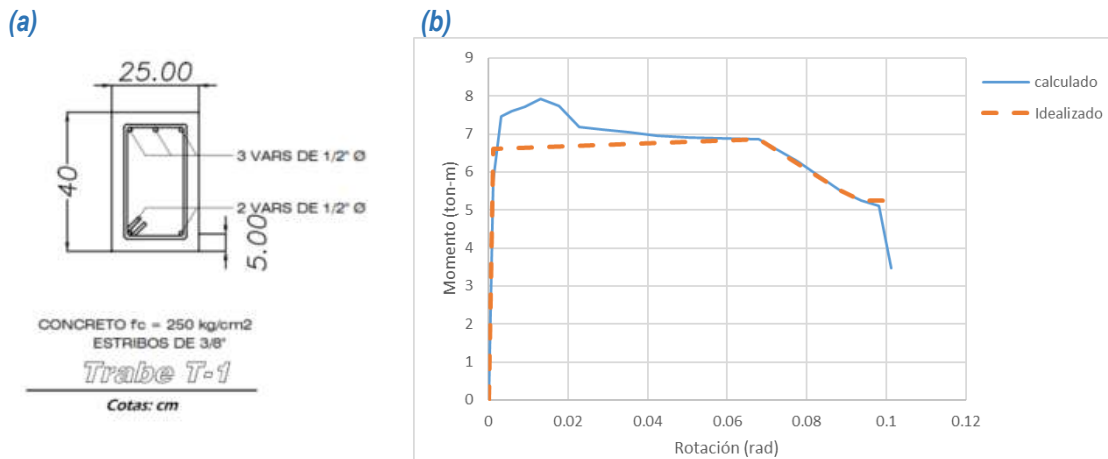


Figura 4.12 Características trabe T-1, (a) Sección transversal (b) Curva momento-rotación.

4.3. DISEÑO ESTRUCTURAS MODELOS 02,03 Y 04

En las tablas 4.13 a 4.15 se muestran los armados de acero de refuerzo propuesto para los modelos 02,03 y 04. En las tablas, L.S. es lecho superior y L.I. es lecho inferior.

Tabla 4.13 Descripción elementos estructurales edificio cinco niveles planta rectangular

Elemento estructural	Sección (cm)	Armado de acero de refuerzo
Columna C-1 Exterior	45x45	4#6 + 4#5
Columna C-2 Exterior	45x45	8#5
Trabe T-1 Exterior	25x45	L.S 3#5 L.I 2#5
Trabe T-2 Interior	25x45	L.S 2#5 L.I 2#5

Tabla 4.14 Descripción elementos estructurales edificio ocho niveles planta rectangular

Elemento estructural	Sección (cm)	Armado de acero de refuerzo
Columna C-1 Exterior	55x55	12#6
Columna C-2 Exterior	55x55	4#6 + 8#5
Trabe T-1 Exterior	25x45	L.S 4#5 L.I 2#5
Trabe T-2 Interior	25x45	L.S 3#5 L.I 2#5

Tabla 4.15 Descripción elementos estructurales cinco niveles planta cuadrada

Elemento estructural	Sección (cm)	Armado de acero de refuerzo
Columna C-1 Exterior	50x50	8#6
Columna C-2 Exterior	50x50	4#6 + 4#5
Trabe T-1 Exterior	25x45	L.S 3#5 L.I 2#5
Trabe T-2 Interior	25x45	L.S 2#5 L.I 2#5

4.4. DISEÑO ELEMENTOS DISIPADORES DE ENERGÍA

Para mejorar la respuesta sísmica de los edificios con planta baja flexible se plantea la utilización de elementos disipadores de energía. Se utiliza la propuesta de Habibi & Albermani (2013) para el

diseño de los elementos disipadores de energía, metodología basada en energía de múltiples pasos de múltiples modos.

4.4.1. METODOLOGÍA DE DISEÑO DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA

La metodología utiliza múltiples análisis modales pushover para determinar la fuerza de fluencia y factor de ductilidad de un sistema equivalente de un grado de libertad. Se consideran los dos modos con mayor factor de participación. La contribución energética de cada modo es determinada utilizando espectros energéticos y la energía que se requiere disipar se estima y es utilizada para reforzar la estructura original con un sistema de disipación de energía apropiado.

La metodología antes mencionada tiene su base en la propuesta de Chou y Uang para determinar la Demanda de Energía Sísmica (SED) en cada nivel cada entrepiso en un sistema de múltiples grados de libertad (SMGL). Esta propuesta se define posteriormente.

La ecuación de balance energético para un SMGL inelástico es:

$$E_k + E_\xi + E_a = E_i \quad (4.6)$$

Donde:

$$E_k = \frac{m(\dot{u}_t)^2}{2} \quad (4.7)$$

$$E_\xi = \int_0^t (c\dot{u}) du \quad (4.8)$$

$$E_i = \int_0^t (m\dot{u}_t) du_g \quad (4.9)$$

$$E_a = E_s + E_h = \int_0^t f du \quad (4.10)$$

Donde E_k , E_ξ y E_a son la energía cinética, energía de amortiguamiento viscoso y la energía de entrada. E_a es la energía absorbida que consiste de la energía de deformación recuperable, $E_s = (1/2)Ku_0^2$, y la energía histerética irrecuperable, E_h . Las demás variables en las ecuaciones anteriores son; u_g desplazamiento del suelo, u desplazamiento relativo, $u_t = u + u_g$, masa m , amortiguamiento viscoso c , fuerza restitutiva f , y sus derivadas.

La velocidad equivalente, V_a es utilizada como un parámetro de la demanda de energía ya que esta converge con la pseudovelocidad en el caso elástico. Los espectros de V_a , como los mostrados en la figura 4.17, son una representación gráfica de V_a como función del periodo natural T_n . La evaluación de la energía de entrada E_a (ecuación 4.10) para cada periodo, demanda de ductilidad (μ) y porcentaje de amortiguamiento crítico (ξ), se hace con base en un análisis dinámico no lineal.

$$V_a = \sqrt{\frac{2E_a}{m}} \quad (4.11)$$

De igual forma se realizan análisis dinámicos no lineales en un SIGI para un valor de ductilidad, μ , y la relación de amortiguamiento, ξ dados, evaluando la fuerza de fluencia f_y y el

desplazamiento de fluencia D_y . De estos valores se obtienen el coeficiente de resistencia a la fluencia normalizado C_y , y el desplazamiento máximo D_s :

$$C_y = \frac{f_y}{m g} \quad (4.12)$$

$$D_s = \mu D_y \quad (4.13)$$

Los parámetros f_y y D_y se obtienen considerando una idealización elastoplástica perfecta de la relación fuerza-deformación de un SIGL (figura 4.13). En la fase inicial de carga este sistema idealizado es linealmente elástico con rigidez k mientras que la fuerza sea menor que f_y . La fluencia comienza cuando la fuerza alcanza f_y , la fuerza de fluencia. La deformación a la cual la fluencia comienza es u_y , la deformación de fluencia. El parámetro D_y es equivalente a u_y .

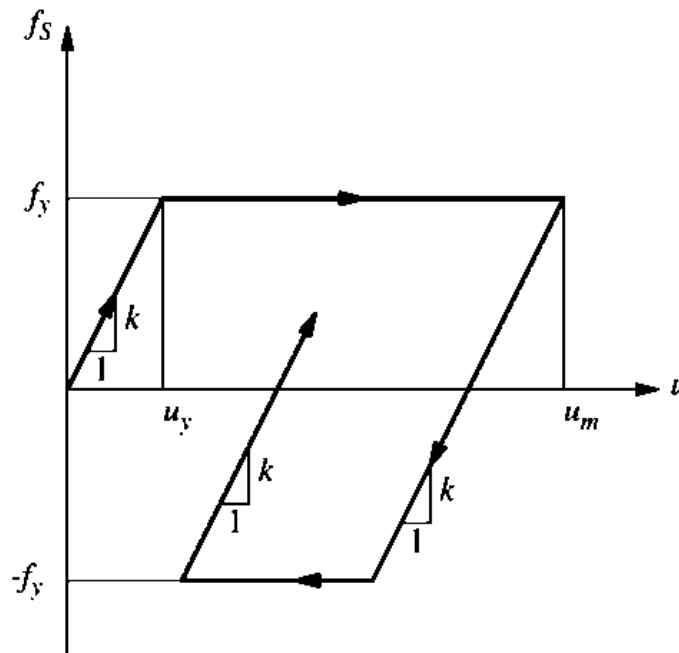


Figura 4.13 Relación fuerza-deformación elastoplástica

Para cada registro sísmico, los espectros de ductilidad uniforme de la presente investigación se obtuvieron utilizando un programa en Matlab (MathWorks, 2014), de desarrollo propio.

Permitir la incorporación de varios sistemas de disipación de energía en la metodología de diseño propuesta requiere, las características de cualquier sistema de disipación que se determinan con base en la relación de amortiguamiento efectivo ξ_{EDS} y la rigidez efectiva K_{EDS} .

La figura 4.14 muestra la relación fuerza desplazamiento para un amortiguamiento viscoso lineal bajo una excitación periódica ($u = u_0 \sin \omega t$) de amplitud u_0 y frecuencia ω . El área elíptica encerrada es la energía disipada por ciclo $E_D = \pi c \omega u_0^2$.

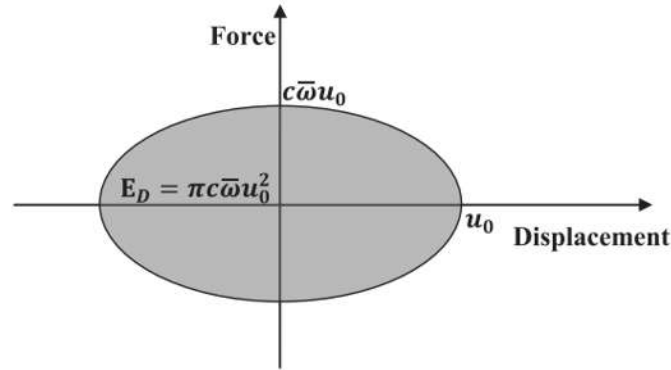


Figura 4.14 Respuesta viscosa para una excitación periódica (Habibi y Albermani, 2013)

Para un dispositivo de disipación no lineal, ξ_{EDS} , es obtenida igualando la energía disipada por ciclo de excitación armónica al valor de amortiguamiento viscoso lineal $c = E_D/\pi\omega u_0^2$. Esto es,

$$\xi_{EDS} = \frac{c}{c_r} = \frac{c}{2m\omega} = \frac{E_D}{2\pi m \omega \bar{\omega} u_0^2} = \frac{E_D}{2\pi m \omega \bar{\omega} \left(\frac{2E_s}{m\omega^2}\right)} = \frac{E_D}{4\pi E_s \bar{\omega}/\omega} \quad (4.14)$$

Donde c_r , m , ω y E_s son el coeficiente de amortiguamiento crítico, masa, frecuencia natural circular y la energía máxima de deformación del sistema respectivamente. Bajo carga sísmica $\bar{\omega}/\omega = 1$ y la ecuación se simplifica a:

$$\xi_{EDS} = \frac{E_D}{4\pi E_s} \quad (4.15)$$

La implementación de dispositivos de disipación de ficción, metálicos y viscosos se describe posteriormente.

Para mostrar la aplicación de la metodología mencionada se utilizó el modelo 01 de tres niveles y planta rectangular correspondiente a una estructura de tres niveles con planta baja flexible, los pasos a seguir se describen en las siguientes secciones:

Paso 1

Este paso involucra análisis modales (1a), análisis pushover (1b) e inicialización (1c).

Paso 1a

Desarrollo del análisis elástico modal de la estructura original (antes del refuerzo) y obtención de los modos con mayores factores de participación ($i = 1$ y 2). Para cada uno de estos dos modos, el periodo es T_i , el vector de forma modal normalizado es φ_i y el factor de participación es Γ_i .

$$m_i = \varphi_i^T M \varphi_i = 1 \quad (4.16)$$

$$\Gamma_i = \varphi_i^T M 1 / m_i \quad (4.17)$$

Donde:

M , matriz de masa diagonal
 1 , vector unitario.

Para la aplicación en el modelo 1 se obtuvieron los siguientes datos:

$$\begin{array}{ll} T_1 = 0.55 \text{ seg} & \Gamma_1 = 1066.80 \\ T_2 = 0.14 \text{ seg} & \Gamma_2 = 111.04 \end{array}$$

Tabla 4.16 Vector de formas modales modelo 01

$\varphi_1(x10^{-3})$	1.26	1.51	1.73
$\varphi_2(x10^{-3})$	1.74	4.30	-1.72

Paso 1b

Para cada modo, i , se realiza un análisis pushover modal de la estructura original y se calcula la fuerza de fluencia F_{yi} , correspondiente a la formación de la primera articulación plástica en la base de las columnas. Posteriormente se transforma este valor a la correspondiente fuerza f_{yi} del SIGL equivalente. La figura 4.15 muestra las curvas pushover del primero y segundo modo de este ejemplo.

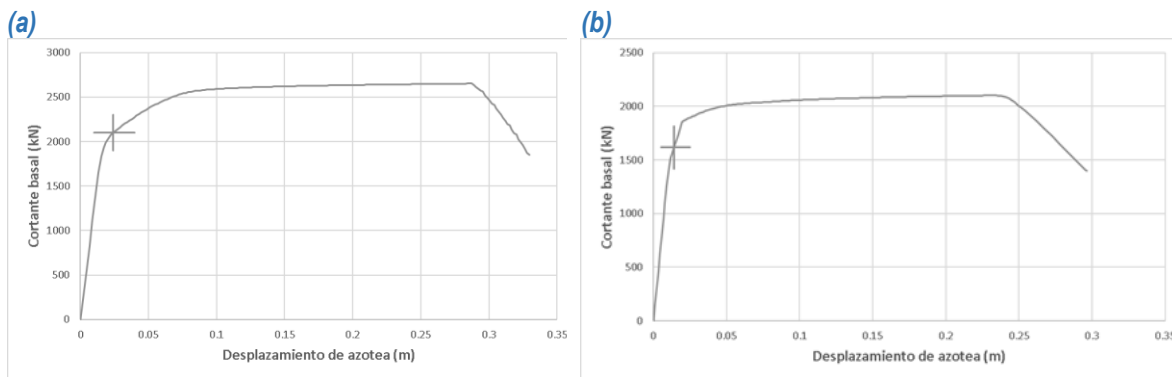


Figura 4.15 Análisis pushover: (a) Modo 1 y (2) modo 2.

$$F_{y1} = 2100.00 \text{ kN}$$

$$F_{y2} = 1616.00 \text{ kN}$$

$$f_{yi} = \frac{F_{yi}}{\Gamma_i} \tag{4.18}$$

$$f_{y1} = \frac{F_{y1}}{\Gamma_1} = \frac{2100.00 \text{ kN}}{1066.80} = 1.96 \text{ kN} \tag{4.19}$$

$$f_{y2} = \frac{F_{y2}}{\Gamma_2} = \frac{1616.00 \text{ kN}}{111.04} = 14.22 \text{ kN} \tag{4.20}$$



Con f_{yi} se calcula el coeficiente de resistencia a la fluencia C_{yi} :

$$C_{yi} = \frac{f_{yi}}{\Gamma_i m_i g} \tag{4.21}$$

$$C_{y1} = \frac{f_{y1}}{\Gamma_1 m_1 g} = \frac{1960.00 \text{ N}}{1066.80 \times 1 \times 9.81} = 0.187 \tag{4.22}$$

$$C_{y2} = \frac{f_{y2}}{\Gamma_2 m_2 g} = \frac{14220.00 \text{ N}}{111.04 \times 1 \times 9.81} = 13.05 \tag{4.23}$$

Paso 1c

Se asigna un valor para la relación de amortiguamiento ξ para comenzar las interacciones de diseño. El valor inicial de ξ depende del nivel de deformaciones plásticas aceptadas (para la acción sísmica) en la estructura original. En este trabajo se asume $\xi = 5\%$ el cual corresponde a una respuesta casi elástica de la estructura original bajo acción sísmica.

$$\xi = 5\%$$

Paso 2

Para una relación de amortiguamiento ξ con T_i y C_{yi} de cada modo, se determina el factor de ductilidad μ_i del espectro C_y . Nótese que cuando el factor de ductilidad μ_i es menor que 1 (del espectro C_y), el valor C_y para $\mu = 1$ y un periodo específico T se determinan primero, entonces la relación de esta C_y con la obtenida del paso 1b es el factor de ductilidad para la respuesta elástica.

Los espectros C_y , V_a y D_s mostrados en las figuras 4.16 a 4.18, se obtuvieron con los valores medios de acelerogramas de la dirección E-W de las 18 estaciones con mayor aceleración máxima del suelo ubicadas en zona sísmica III, registrados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017.

De las interpolaciones se obtuvieron los siguientes valores para μ_1 y μ_2 :

$C_{y1} = 0.187$	$T_1 = 0.55 \text{ seg}$	$\mu_1 = 1.609$
$C_{y2} = 13.05$	$T_2 = 0.14 \text{ seg}$	$\mu_2 < 1$

Dado que $\mu_2 < 1$ se toma un valor de la gráfica C_y para $\mu_2 = 1$ y un $T_2 = 0.14 \text{ seg}$ dando en este caso $C_{y2} = 0.160$. La relación entre este valor C_y y el calculado en el paso 1b, es el factor de ductilidad del sistema para la respuesta elástica.

$$\mu_2 = \frac{0.160}{13.05} = 0.012 \tag{4.24}$$

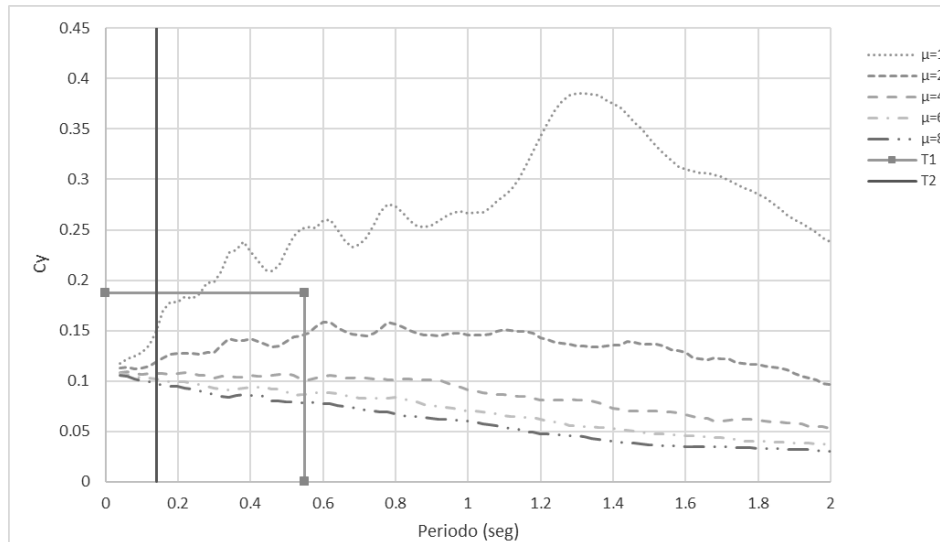


Figura 4.16 Espectro de coeficiente de resistencia a la fluencia C_y .

Paso 3

Utilizando ξ , μ_i y T_i se determina la velocidad equivalente de la energía absorbida V_{ai} del espectro V_a .

$$V_{a1} = 26.26 \text{ cm/seg}$$

$$V_{a2} = 3.28 \text{ cm/seg}$$

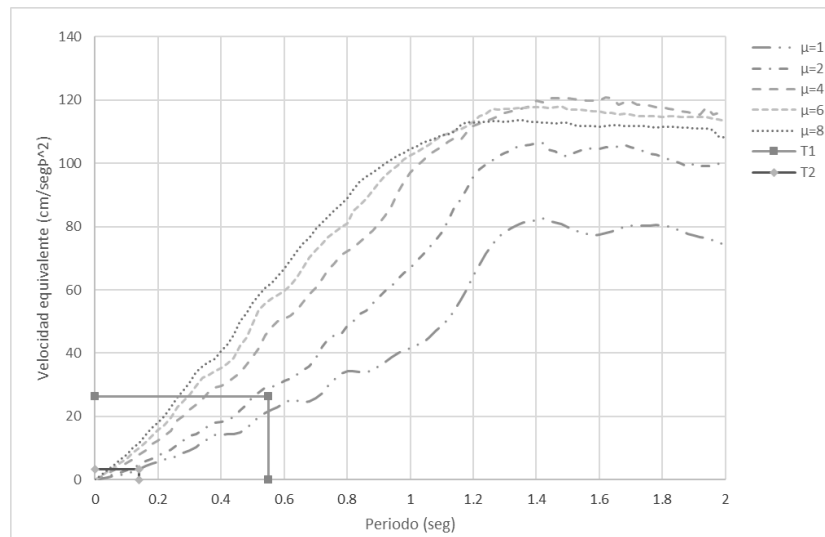


Figura 4.17 Espectro de velocidad equivalente V_a .

Paso 4

En este paso se calculan la energía absorbida E_{ai} y la energía de deformación elástica E_{aT} .

$$E_{ai} = \frac{m_i (F_i V_{ai})^2}{2} \tag{4.25}$$



$$E_{aT} = \sum_{i=1}^2 E_{ai} \tag{4.26}$$

$$E_{a1} = \frac{1x(1066.80x0.2626)^2}{2} = 39.239 \text{ kN} * m \tag{4.27}$$

$$E_{a2} = \frac{1x(111.04x0.0328)^2}{2} = 0.006 \text{ kN} * m \tag{4.28}$$

$$E_{aT} = 39.239 + 0.006 = 39.245 \text{ kN} * m \tag{4.29}$$

Paso 4b

Este paso se ejecuta una sola vez en la primera iteración de diseño.

$$\bar{E}_{ai} = E_{ai} \tag{4.30}$$

Utilizando el espectro de desplazamientos D_s (figura 4.18) con ξ, μ_i y T_i , se obtiene D_s para $i = 1$ y se calcula la energía de deformación elástica E_s .

$$E_s = \frac{2\pi^2}{T_1^2} m_1 \left(\frac{\Gamma_1 D_{s1}}{\mu_i} \right)^2 \tag{4.31}$$

Se asume que E_s es dominada por el primer modo y que no cambiara durante las iteraciones de diseño ya que esta representa la capacidad elástica de la estructura original.

$$\bar{E}_{a1} = 39.239 \text{ kN} * m \tag{4.32}$$

$$\bar{E}_{a2} = 0.006 \text{ kN} * m \tag{4.33}$$

$$E_{aT} = 39.239 + 0.006 = 39.245 \text{ kN} * m \tag{4.34}$$

Del espectro de desplazamiento espectral mostrado en la figura 4.18 se obtiene:

$$D_{s1} = 2.07 \text{ cm}$$

$$E_s = \frac{2\pi^2}{T_1^2} m_1 \left(\frac{\Gamma_1 D_{s1}}{\mu_i} \right)^2 = \frac{2\pi^2}{(0.55)^2} x 1x \left(\frac{1066.80x0.0207}{1.609} \right)^2 = 12.291 \text{ kN} * m \tag{4.35}$$

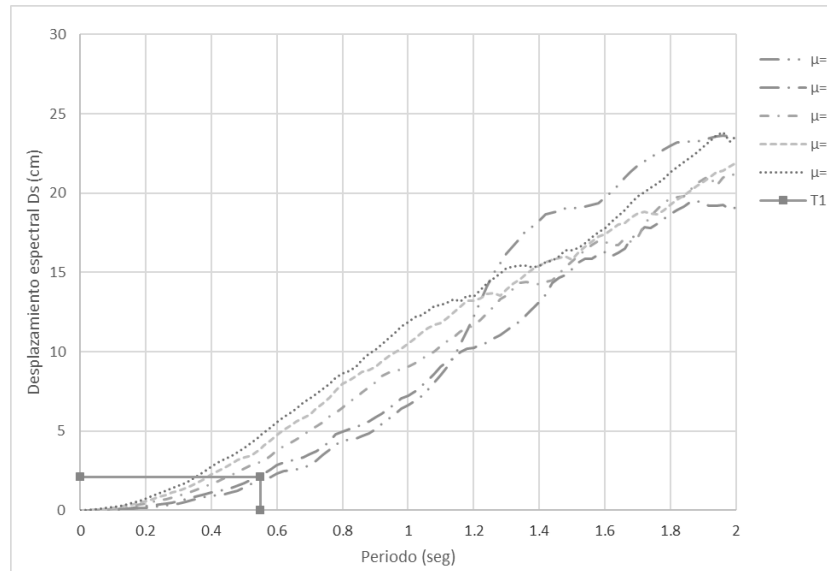


Figura 4.18 Espectro de desplazamiento espectral D_s .

Paso 5

Calcular la energía de deformación plástica que necesita ser disipada E_D

$$E_D = E_{aT} - E_s \tag{4.36}$$

Para la primera iteración, si $E_D \leq 0$ entonces la respuesta estructural es elástica y no se necesitan dispositivos de disipación de energía y el método de diseño se termina. De otra manera la demanda de amortiguamiento es ξ_D :

$$\xi_D = \frac{E_D}{4\pi E_s} \tag{4.37}$$

Actualizando la relación de amortiguamiento de acuerdo a:

$$\xi = \xi + \xi_D \tag{4.38}$$

$$E_D = 39.245 \text{ kN} \cdot \text{m} - 12.291 \text{ kN} \cdot \text{m} = 26.953 \text{ kN} \cdot \text{m} \tag{4.39}$$

$$\xi_D = \frac{E_D}{4\pi E_s} = \frac{26.95}{4 * \pi * 12.291} = 0.18 \tag{4.40}$$

$$\xi = 0.05 + 0.18 = 0.23 \tag{4.41}$$

Paso 6

Comparar la energía de deformación plástica que necesita ser disipada E_D con la energía de deformación elástica E_s .

Si $\frac{E_D}{E_s} > \varepsilon$ Se debe regresar al paso 2, de otro modo.

Donde ε es un tolerancia de convergencia que puede ser ajustada a los requerimientos de diseño, se toma $\varepsilon = 10\%$ de acuerdo con la recomendación del artículo.

Para la primera iteración:

$$\varepsilon = \frac{26.953}{12.291} = 2.19 \quad (4.42)$$

Se muestran en la tabla 4.17 las iteraciones posteriores, donde se muestra que una relación de amortiguamiento $\xi = 23\%$ se igualan prácticamente la energía de deformación elástica E_s y la energía plástica que necesita ser absorbida E_{aT} .

Tabla 4.17 Resumen de iteraciones de la metodología propuesta

	ξ (%)	μ_1	μ_2	V_{a1} (cm/seg)	V_{a2} (cm/seg)	E_{a1} (kN m)	E_{a2} (kN m)	E_{aT} (kN m)	E_s (kN m)	E_D (kN m)	ξ_D (%)	ε (%)
1	0.05	1.609	0.012	26.26	3.28	39.239	0.006	39.245	12.291	26.954	0.23	219.29
2	0.23	0.81	0.01	14.21	3.19	11.490	0.006	11.496	12.291	-1.41	0.00	-11.47
3	0.23											

Se obtiene la energía plástica de deformación que tiene que ser absorbida en cada modo:

$$E_{Di} = \bar{E}_{ai} - E_{ai} \quad (4.43)$$

$$E_{D1} = 39.239 \text{ kN} * \text{m} - 11.490 \text{ kN} * \text{m} = 27.749 \text{ kN} * \text{m} \quad (4.44)$$

$$E_{D2} = 0.006 \text{ kN} * \text{m} - 0.006 \text{ kN} * \text{m} = 0.000 \text{ kN} * \text{m} \quad (4.45)$$

Paso 7

Distribuir E_{Di} a lo largo de la altura de la estructura de acuerdo con el perfil energético (ψ_{ij}) del correspondiente modo i para obtener la energía absorbida de cada entrepiso E_{Dis} . Calcular la energía total absorbida por cada entrepiso de los dos modos E_{DTS} .

$$E_{DTS} = \sum_{i=1}^2 E_{Dis} \quad (4.46)$$

$$E_{DTS} = 27.749 \text{ kN} * \text{m} + 0.000 \text{ kN} * \text{m} = 27.749 \text{ kN} * \text{m} \quad (4.47)$$

En la metodología propuesta por Habibi y Albermani (2013), la energía a disipar en cada nivel es calculada con base en la respuesta momento-curvatura de todos los miembros de cada nivel. La energía total es obtenida de la suma de la energía cada entrepiso entre la altura del marco, entonces la energía de cada entrepiso se normaliza con respecto de la energía total. Para la aplicación en edificios con planta baja flexible con la estructuración propuesta en la presente investigación, donde solamente existen marcos en la planta baja se optó distribuir la energía con base en el desplazamiento de cada entrepiso normalizado con el desplazamiento total.

Paso 8

Usando el espectro de desplazamientos D_s con ξ, μ_i y T_i , se obtiene D_{s1} (máximo desplazamiento del S1GL equivalente), se convierte al SMGL ($D_{s1}\Gamma_1$) y se distribuye en la altura de la estructura de acuerdo con el vector de forma modal φ_i . Con ello, se calcula la distorsión de entrepiso de cada nivel, $\Delta_s = D_{s1}\Gamma_1\varphi_i$. Se repite en la figura 4.18, por claridad, el espectro de desplazamiento D_{s1} del S1GL.

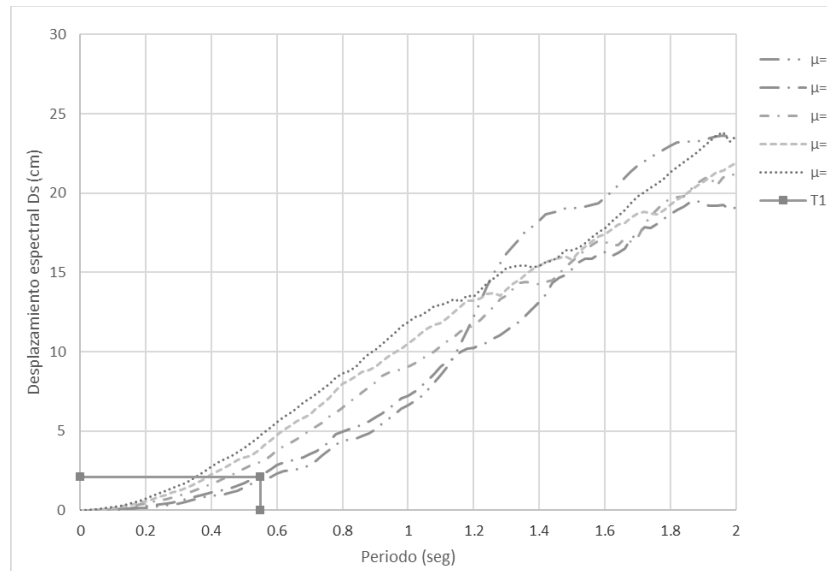


Figura 4.18 Espectro de desplazamiento espectral D_s .

Se muestra en la tabla 4.18 el desplazamiento y distorsión de entrepiso de cada nivel, $\Delta_s = D_{s1}\Gamma_1\varphi_i$.

Tabla 4.18 Desplazamiento máximo del primer modo y distorsión de entrepiso por nivel.

Entrepiso	Máximo desplazamiento (cm) $D_{s1}\Gamma_1\varphi_i$	Desplazamiento relativo (cm)
1	2.78	2.78
2	3.33	0.55
3	3.82	0.48

Paso 9

Para cada entrepiso, usando E_{DTS} y Δ_s , se determinan las características de los dispositivos de disipación de energía, basándose en el desplazamiento u_y de los dispositivos y en su resistencia F_{yd} (rigidez del dispositivo $K_d = F_{yd}/u_y$).

Para el diseño de los elementos disipadores de energía, se utilizan las ecuaciones propuestas por Lin et al., (2002). La tabla 4.19 contiene las expresiones para el diseño de elementos disipadores de fricción, de fluencia mecánica, viscosos y viscoelásticos, estos últimos no son utilizados durante la presente investigación.

Tabla 4.19 Características de diversos elementos disipadores de energía

Nombre del dispositivo	ξ_{EDS}	K_{EDSj}
Dispositivo viscoso	$\frac{\sum_j \pi c_j \bar{\omega} u_{0j}^2}{4\pi E_s}$	0
Dispositivo de fricción	$\frac{\sum_j 4F_{0j} u_{0j}}{4\pi E_s}$	$\frac{F_{0j}}{u_{0j}}$
Dispositivo de fluencia metálica	$\frac{4 \sum_j F_{yj} u_{0j} (1 - \alpha_j) \left(1 - \frac{1}{\mu_j}\right)}{4\pi E_s}$	$\frac{F_{yj} [1 + \alpha_j (\mu_j - 1)]}{u_{0j}}$
Dispositivo viscoelástico	$\frac{\sum_j \pi \eta k'_j u_{0j}^2}{4\pi E_s}$	k'_j

Donde:

- ξ_{EDS} Relación de amortiguamiento viscoso efectivo
- K_{EDS} Rigidez efectiva
- c_j Coeficiente de amortiguamiento del dispositivo viscoso j
- u_{0j} Desplazamiento axial relativo entre los extremos del dispositivo j
- T Periodo fundamental de la estructura amortiguada
- $\bar{\omega}$ $2\pi/T$
- F_{0j} Fuerza máxima de fricción estática del dispositivo j
- F_{yj} Fuerza de fluencia
- α_j Relación de endurecimiento por deformación
- μ_j Relación de ductilidad del dispositivo de fluencia metálica j
- η Factor de pérdida
- k'_j Rigidez de almacenamiento del dispositivo viscoelástico j
- E_s Energía de deformación máxima, que coincide con la energía a disipar en el entrepiso j

Se muestran en las figuras 4.19 y 4.20 la distribución y configuración de los elementos disipadores propuestos en planta y altura en la estructura.

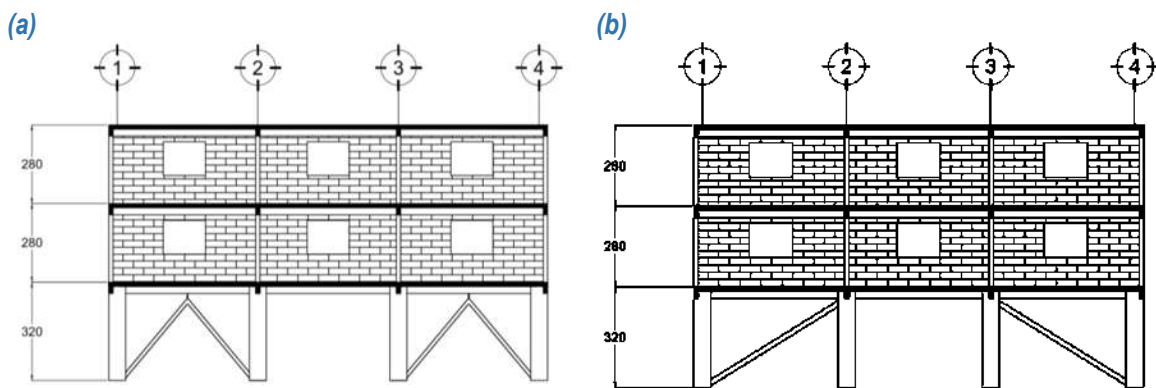


Figura 4.19 Configuración de EDD's; (a) Elementos de fluencia metálica, (b) Otros dispositivos, acotaciones en cm

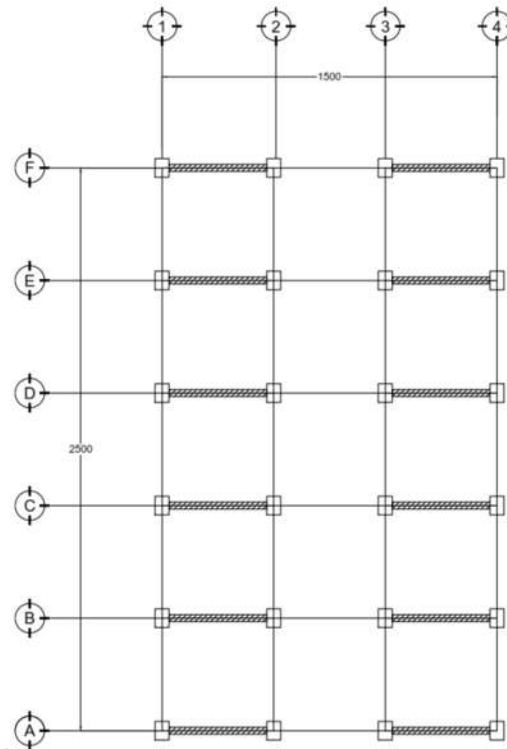


Figura 4.20 Distribución de EDD's en planta, acotaciones en cm

Paso 10

Diseñar los contravientos de acuerdo con la fuerza axial requerida en cada elemento F_{Brace}

Para dispositivos de fluencia metálica:

$$F_{Brace} > \frac{F_{yd}}{\cos \alpha} \quad (4.48)$$

Para otros dispositivos colocados en la misma dirección del contraviento:

$$F_{Brace} > F_{yd} \quad (4.49)$$

Donde α es el ángulo del contraviento con el eje horizontal. El contraviento es diseñado como un elemento armadura con adecuada capacidad para evitar el pandeo.

Paso 11

Las secciones 4.4.2 a 4.4.5 muestran las etapas finales de la metodología, donde se describe el diseño de los elementos disipadores, para la estructura actual de tres niveles y el resto de los modelos estructurales analizados.

4.4.2. DISPOSITIVOS DE FRICCIÓN

Se considera $\xi_{EDS} = 23\%$, así como 12 elementos disipadores de energía con la misma capacidad, dos por cada crujía en la dirección longitudinal del edificio como se muestra en las figuras 4.18 y 4.19.

$$\frac{\sum_j 4F_{0j}u_{0j}}{4\pi E_s} = \xi_{EDS} \quad (4.50)$$

$$\frac{12 * (4F_{0j}u_{0j})}{4\pi E_s} = 0.23 \quad (4.51)$$

La energía E_s es conocida y tiene un valor de $27.749 \text{ kN} * \text{m}$, se propone un desplazamiento u_{0j} para los dispositivos igual al valor del desplazamiento máximo de la PB para permanecer elástico obtenido de la tabla 4.18. Se despeja el valor de la fuerza de deslizamiento de los elementos disipadores de energía.

$$F_{0j} = \frac{4\pi E_s}{12 * (4u_{0j})} = \frac{0.23 * 4 * \pi * (27.749)}{12 * (4 * 0.02780)} = 60.10 \text{ kN} \quad (4.52)$$

Se obtiene la rigidez de los dispositivos con la relación establecida en la tabla 4.19.

$$K_{EDSj} = \frac{F_{0j}}{u_{0j}} = \frac{60.10 \text{ kN} * \text{m}}{(0.02780)} = 2161.99 \text{ kN} \quad (4.53)$$

El modelo de estos elementos en el programa Perform 3D (CSI., 2018) se realiza con elementos tipo Semi-Rigid Axial Connection a los cuales se asignan las características de los elementos disipadores de energía obtenidas, así como elementos de tipo armadura para los contravientos.

4.4.3. DISPOSITIVOS ELASTOPLÁSTICOS

Se considera $\xi_{EDS} = 23\%$, 12 elementos disipadores de energía con la misma capacidad, dos en cada crujía en la dirección longitudinal del edificio como se muestra en las figuras 4.18 y 4.19.

$$\frac{4 \sum_j F_{yj} u_{0j} (1 - \alpha_j) \left(1 - \frac{1}{\mu_j}\right)}{4\pi E_s} = \xi_{EDS} = 0.23 \quad (4.54)$$

La energía E_s tiene un valor de $27.749 \text{ kN} * \text{m}$, se propone un desplazamiento u_{0j} para los dispositivos igual al valor del desplazamiento máximo de la PB para permanecer elástico, obtenido de la tabla 4.18. Se propone un valor de endurecimiento por deformación α_j para los dispositivos del 2%, a manera de ejemplo, así como una ductilidad $\mu_j = 20$. Se despeja el valor de la fuerza de fluencia F_{yj} de los dispositivos.

$$F_{yj} = \frac{0.23 * 4 * \pi * 27.749}{4 * 12 * (0.0278) * (1 - 0.02) * \left(1 - \frac{1}{20}\right)} = 64.55 \text{ kN} \quad (4.55)$$

Estos elementos se modelaron en el programa Perform 3D (CSI, 2018) con elementos tipo Seismic Isolator Rubber Type, a los que se asignan las características de los elementos disipadores de energía obtenidas. Los contravientos se modelan con elementos de tipo armadura.

La rigidez efectiva K_{EDS} de los dispositivos elastoplásticos se muestra a continuación:



$$K_{EDS} = \frac{F_{yj}[1 + \alpha_j(\mu_j - 1)]}{u_{0j}} \tag{4.56a}$$

$$K_{EDS} = \frac{64.55[1 + 0.02(20 - 1)]}{0.0278} = 3204.28 \text{ kN/m} \tag{4.56b}$$

4.4.4. DISPOSITIVOS DE COMPORTAMIENTO VISCOSO

Nuevamente, se considera $\xi_{EDS} = 23\%$, 12 elementos disipadores de energía con la misma capacidad y dos dispositivos en cada crujía en la dirección longitudinal del edificio.

$$\frac{\sum_j \pi c_j \bar{\omega} u_{0j}^2}{4\pi E_s} = \xi_{EDS} \tag{4.57}$$

$$\frac{12 * (\pi c_j \bar{\omega} u_{0j}^2)}{4\pi E_s} = 0.23 \tag{4.58}$$

Similarmente a los casos anteriores, la energía E_s tiene un valor de $27.749 \text{ kN} * \text{m}$. Se propone también un desplazamiento u_{0j} para los dispositivos igual al valor del desplazamiento máximo de la PB para permanecer elástico. El valor de la frecuencia $\bar{\omega}$ se obtiene con la relación $\bar{\omega} = 2\pi/T$. Se despeja el valor de coeficiente c_j .

$$c_j = \frac{0.23 * 4\pi E_s}{12 * (\pi \bar{\omega} u_{0j}^2)} = \frac{0.23 * 4 * \pi * 27.749}{12 * (\pi * \frac{2\pi}{0.55} * 0.02780^2)} = 240.96 \text{ KN} - \text{seg/m} \tag{4.59}$$

Se proponen amortiguadores viscosos lineales con exponente de velocidad $\alpha = 1$ y se modifica el valor del coeficiente de amortiguamiento c_j por la inclinación correspondiente.

$$c_{j\theta} = \frac{c_j}{\cos^2(\theta)} \tag{4.60}$$

Donde:

- c_j Coeficiente de amortiguamiento del dispositivo viscoso j
- $c_{j\theta}$ Coeficiente de amortiguamiento del dispositivo viscoso j en diagonal
- θ Angulo de inclinación

En este caso, se utilizan elementos de tipo Fluid Damper para realizar el modelo en el programa Perform 3D (CSI, 2018). Nuevamente, se utilizan elementos de tipo armadura para los contravientos.

4.4.5. RESUMEN DISEÑO DE ELEMENTOS DISIPADORES DE ENERGÍA

Los parámetro de diseño e iteraciones para determinar la relación de amortiguamiento ξ de los edificios de cinco y ocho niveles se resume en las tablas 4.20 a 4.26.

Tabla 4.20 Parámetros para diseño de EDD's

Edificio	T_1 (seg)	T_2 (seg)	Γ_1	Γ_2	F_{y1} (kN)	F_{y2} (kN)
Cinco niveles planta rectangular	0.714	0.246	1325.70	417.57	3007.00	2200.00
Ocho niveles	1.064	0.345	1622.78	773.24	5091.00	4387.00
Cinco niveles planta cuadrada	0.800	0.250	1474.01	103.05	3951.00	2507.00

Tabla 4.21 Vector de formas modales edificio cinco niveles y planta rectangular

$\varphi_1(x10^{-3})$	0.344	0.475	0.669	0.858	1.02
$\varphi_2(x10^{-3})$	-0.886	-0.236	0.413	0.838	0.941

Tabla 4.22 Vector de formas modales edificio ocho niveles

$\varphi_1(x10^{-3})$	0.121	0.205	0.321	0.443	0.563	0.673	0.775	0.860
$\varphi_2(x10^{-3})$	-0.514	-0.668	-0.726	-0.618	-0.355	0.009	0.398	0.735

Tabla 4.23 Vector de formas modales edificio cinco niveles y planta cuadrada

$\varphi_1(x10^{-3})$	0.612	0.649	0.681	0.709	0.725
$\varphi_2(x10^{-3})$	-0.888	-0.557	-0.359	0.520	0.974

Tabla 4.24 Resumen de iteraciones de la metodología propuesta modelo cinco niveles planta rectangular

	ξ (%)	μ_1	μ_2	V_{a1} (cm/seg)	V_{a2} (cm/seg)	E_{a1} (kN m)	E_{a2} (kN m)	E_{aT} (kN m)	E_s (kN m)	E_D (kN m)	ξ_D (%)	ε (%)
1	0.05	2.30	0.19	40.67	6.89	145.34	0.41	145.76	30.07	115.68	0.30	384.70
2	0.35	0.93	0.12	18.19	6.14	29.07	0.32	29.40	30.07	-0.67	0.00	2.22
3	0.35											

Tabla 4.25 Resumen de iteraciones de la metodología propuesta modelo ocho niveles planta

	ξ (%)	μ_1	μ_2	V_{a1} (cm/seg)	V_{a2} (cm/seg)	E_{a1} (kN m)	E_{a2} (kN m)	E_{aT} (kN m)	E_s (kN m)	E_D (kN m)	ξ_D (%)	ε (%)
1	0.05	1.89	0.364	94.71	14.45	591.07	4.30	595.37	128.04	467.33	0.29	364
2	0.39	0.84	0.21	30.93	8.45	126.01	2.13	128.14	128.04	-0.10	0.00	-0.07
3	0.39											

Tabla 4.26 Resumen de iteraciones de la metodología propuesta modelo cinco niveles planta cuadrada

	ξ (%)	μ_1	μ_2	V_{a1} (cm/seg)	V_{a2} (cm/seg)	E_{a1} (kN m)	E_{a2} (kN m)	E_{aT} (kN m)	E_s (kN m)	E_D (kN m)	ξ_D (%)	ε (%)
1	0.05	1.99	0.10	45.91	8.22	228.97	0.03	229.00	58.33	170.67	0.23	292.59
2	0.28	0.88	0.05	22.90	5.56	56.96	0.02	56.98	58.33	1.35	0.00	2.31
3	0.28											

Finalmente, el diseño de los elementos disipadores de energía para los edificios se detalla en la tabla 4.27. Con los parámetros mostrados, se llevaron a cabo los análisis no lineales de las estructuras reforzadas con los dispositivos descritos y los resultados se discuten en el capítulo 05.

**Tabla 4.27 Resumen de los elementos disipadores de energía obtenidos.**

Modelo	Dispositivo de fricción		Dispositivo viscoso		Dispositivo de fluencia metálica	
	$F_0(kN)$	$K_0(kN/m)$	$c(kN s)$	$K_D(kN)$	$F_y(kN)$	$K_D(kN)$
01	60.10	2161.99	339.65	0.00	64.55	3204.28
02	209.85	12535.92	1576.31	0.00	225.40	12259.04
03	292.17	880.30	1804.80	0.00	302.48	5648.72
04	240.17	7624.44	1742.31	0.00	257.95	11300.94

5. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE LAS ESTRUCTURAS Y BALANCE ENERGÉTICO

En esta sección se describen los análisis no lineales de los edificios analizados. Para comprender mejor los resultados que se obtienen posteriormente, la tabla 5.1 muestra los periodos fundamentales y la dirección que estos se presentan para cada uno de los modelos estudiados, se indica entre paréntesis el número de niveles y la geometría de la planta arquitectónica (XN-PY, donde X corresponde al número de niveles y Y al tipo de geometría: (R) rectangular o (C) cuadrada). Como se observa, el intervalo de periodos fundamentales de los edificios originales esta entre 0.55 y 0.80 s.

Tabla 5.1 Periodos fundamentales de los edificios estudiados

Modelo	Modelo original Original (seg)	Dispositivos de Fricción (seg)	Dispositivos Histeréticos (seg)	Dispositivos Viscosos (seg)
Modelo 01 (3N-PR)	0.553	0.374	0.391	0.553
Modelo 02 (5N-PR)	0.714	0.591	0.586	0.714
Modelo 03 (8N-PR)	1.064	1.026	1.022	1.064
Modelo 04 (5N-PC)	0.801	0.692	0.689	0.801

Como se observa los modelos reforzados con elementos de disipación de energía de comportamiento viscoso no modifican la rigidez y por lo tanto el periodo fundamental de la estructura, a diferencia de lo que ocurre con otras estrategias de refuerzo.

Los modelos fueron sometidos a las dos componentes ortogonales de los 45 registros sísmicos. Se consideró un modelo de plasticidad concentrada introduciendo las articulaciones plásticas en los extremos de columnas y vigas y describiendo los diagramas momento-curvatura, obtenidos con el programa SAP 2000 (CSI, 2017), con base en el modelo constitutivo de Mander para el concreto reforzado (Mander et al., 1988a y Mander et al., 1988b) y con el modelo de Park y Paulay (Park y Paulay, 1975) para el acero de refuerzo. De acuerdo con las recomendaciones del programa Perform 3-D (CSI, 2018), se utilizó amortiguamiento de Rayleigh con amortiguamiento del 5% para el primero (primer modo en la dirección transversal “x”) y el cuarto modo de vibrar (segundo modo en la dirección transversal “y”). El modelo incluye degradación de resistencia y rigidez en las articulaciones plásticas con una envolvente cíclica trilineal y factores de degradación de rigidez cíclica (Hernández M. E., 2019). Las distintas estrategias de refuerzo fueron modeladas de acuerdo con lo descrito en el capítulo 4.

El manual técnico del programa Hazus (FEMA, 2001a) describe que los edificios se componen tanto de sistemas estructurales (portantes de carga) como no estructurales (arquitectónicos y de componentes mecánicos). Mientras el daño en el sistema estructural es la medida de daño más importante de la afectación de un edificio causando la pérdida casual o catastrófica de la funcionalidad (debido a condiciones de inseguridad), el daño en los sistemas no estructurales y contenido tiende a dominar la pérdida económica. Típicamente, el sistema estructural representa cerca del 25% del valor del edificio.



Para mejorar la estimación de los diferentes tipos de pérdidas, las funciones de daño predicen de forma separada el daño a: (1) El sistema estructural, (2) Componentes no estructurales sensibles a la distorsión angular, y (3) componentes no estructurales sensibles a aceleración. Distinguir entre componentes no estructurales y contenidos sensibles a distorsión angular o sensibles a aceleración, permite una estimación más realista del daño considerando la respuesta del edificio (FEMA, 2001a). La tabla 5.2 enlista componentes típicos de edificios sensibles a distorsión angular y sensibles a aceleración. Para la lectura de la tabla: *x* y *o* corresponden a la primera y segunda causa de daño respectivamente.

Tabla 5.2 Clasificación Hazus de Componentes no estructurales y contenidos de edificios sensibles a distorsión angular y sensibles a aceleración (FEMA, 2001a).

Tipo de sistema	Descripción del componente	Sensible a distorsión angular	Sensible a aceleración
Arquitectónico	Muros no estructurales/ Pariciones	<i>x</i>	<i>o</i>
	Elementos en voladizo y parapetos		<i>x</i>
	Paneles de muros exteriores	<i>x</i>	<i>o</i>
	Enchapados y acabados	<i>x</i>	<i>o</i>
	Azoteas	<i>x</i>	
	Estantes y gabinetes		<i>x</i>
	Pisos de acceso		<i>x</i>
	Apéndices y ornamentos		<i>x</i>
Mecánico y eléctrico	Mecánica general (Calentadores, etc.)		<i>x</i>
	Maquinaria de manufactura y procesos		<i>x</i>
	Sistemas de tuberías	<i>o</i>	<i>x</i>
	Tanques y esferas de almacenamiento		<i>x</i>
	Sistemas de ventilación (Ductos, etc.)	<i>o</i>	<i>x</i>
	Elevadores	<i>o</i>	<i>x</i>
	Torres de armaduras		<i>x</i>
	Electricidad en general (Subestaciones, ductos, etc.)		<i>x</i>
	Iluminación		<i>x</i>
Contenidos	Gabinetes de archivos, libreros, etc.		<i>x</i>
	Equipo de oficina y muebles		<i>x</i>
	Equipo de computación y comunicación		<i>x</i>
	Equipo de manufactura no permanente		<i>x</i>
	Inventario/ Almacenamiento de manufacturas		<i>x</i>
	Arte y otros objetos de valor		<i>x</i>

El manual técnico del programa Hazus (FEMA, 2001a) también presenta estimaciones del estado de daño en componentes no estructurales esperado utilizando como parámetros la distorsión angular de entrepiso y las aceleraciones máximas de entrepiso (tabla 5.3).

Tabla 5.3 Estado de daño Hazus como criterio para sistemas no estructurales y contenidos (FEMA, 2001a).

Nivel de diseño	Estados de daño no estructurales-Todos los tipos de edificio			
	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
Distorsión angular de entrepiso (Δ_{ds})-Componentes sensibles a distorsión angular				
Todos	0.004	0.008	0.025	0.050
Aceleración máxima de entrepiso ($A_{max,ds}$)-Componentes sensibles a aceleración/ Contenidos (g's)				
Código súper especial	0.45	0.90	1.8	3.6
Código alto	0.30	0.60	1.2	2.4
Código moderado	0.25	0.50	1.0	2.0
Código bajo	0.20	0.40	0.8	1.6
Pre-Código	0.20	0.40	0.80	1.6

5.1. PARÁMETROS DE DAÑO ESTRUCTURAS SIN REFUERZO

Se muestran en las siguientes secciones las demandas sísmicas en las estructuras originales, es decir sin ningún sistema de refuerzo. Se cuantificaron las siguientes demandas:

- Demandas de distorsión de entrepiso
- Demandas de ductilidad de desplazamiento
- Demandas de cortante basal
- Demandas de rotación en columnas
- Demandas de aceleración relativa de entrepiso
- Balance energético

5.1.1. DEMANDAS DE DISTORSIÓN

A continuación, se muestra la demanda de distorsión máxima en planta baja para cada registro sísmico. Esta se obtuvo sumando vectorialmente la demanda de distorsión de cada dirección de análisis, la mayor componente de distorsión se obtuvo en la dirección ortogonal a los marcos de concreto rellenos con mampostería. Las mayores demandas de distorsión de entrepiso se obtuvieron en los modelos de cinco y ocho niveles, es decir los modelos 2,3 y 4, al igual que en las estadísticas de daños mencionadas en el capítulo 3, producidas en el evento sísmico de 19 de septiembre de 2017. Sobre los edificios con planta baja débil, las Normas Técnicas Complementarias (GCM, 2019) en su versión actual, señalan que el primer entrepiso debe ser capaz de resistir la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción Q' igual a a 1, mientras que los otros entrepisos se diseñaran para resistir las fuerzas internas que resultan del análisis con el factor de reducción Q' que corresponda al sistema estructural sin afectarlo por los factores de irregularidad, revisando que la distorsión máxima del primer entrepiso para el sismo de diseño no exceda 0.006.

Las figuras 5.1 a 5.4 muestran las distorsiones angulares en planta baja obtenidas con el conjunto de registros sísmicos utilizados en la presente investigación, y la distorsión admisible del reglamento de construcciones vigente en 1976. Las figuras 5.5 a 5.8 presentan los valores medios, máximos y mínimos del conjunto de estaciones, para cada uno de los modelos. Se observa en estas figuras que el daño se concentra de manera predominante en la planta baja de los modelos de tres y cinco niveles.

Esta concentración también ocurre en el modelo de ocho niveles, aunque existe una mayor distorsión en los entrepisos superiores comparada con los modelos de menor altura.

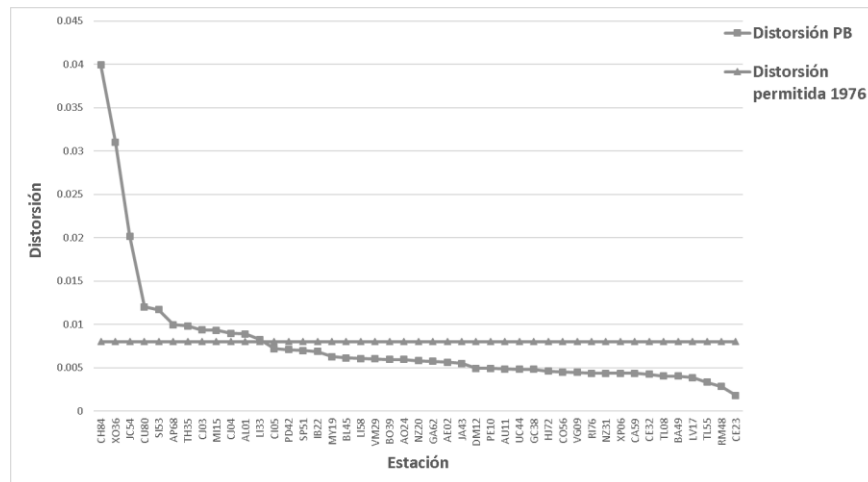


Figura 5.1 Distorsiones de planta baja en edificio de tres niveles y planta rectangular (sin refuerzo).

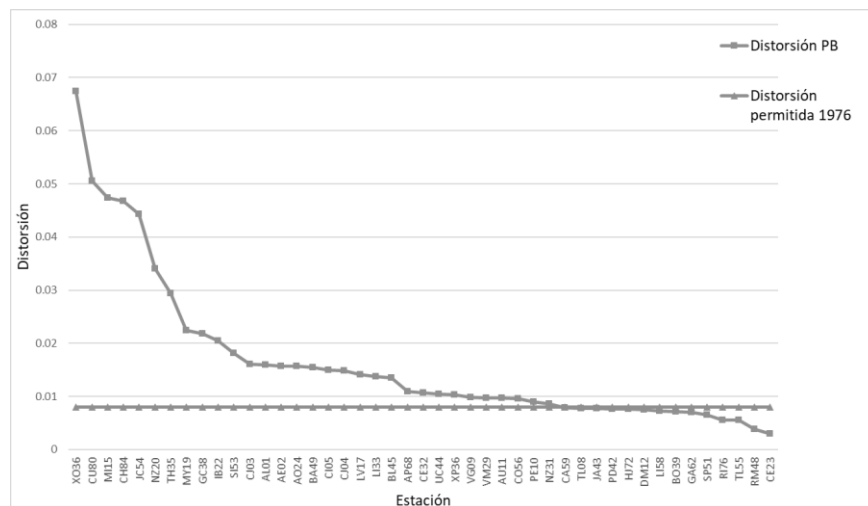


Figura 5.2 Distorsiones de planta baja en edificio de cinco niveles y planta rectangular (sin refuerzo).

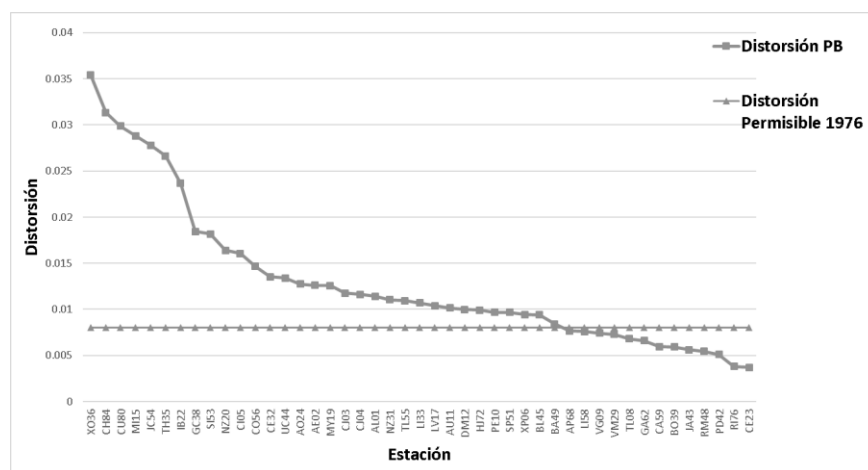


Figura 5.3 Distorsiones de planta baja en edificio de ocho niveles y planta rectangular (sin refuerzo).

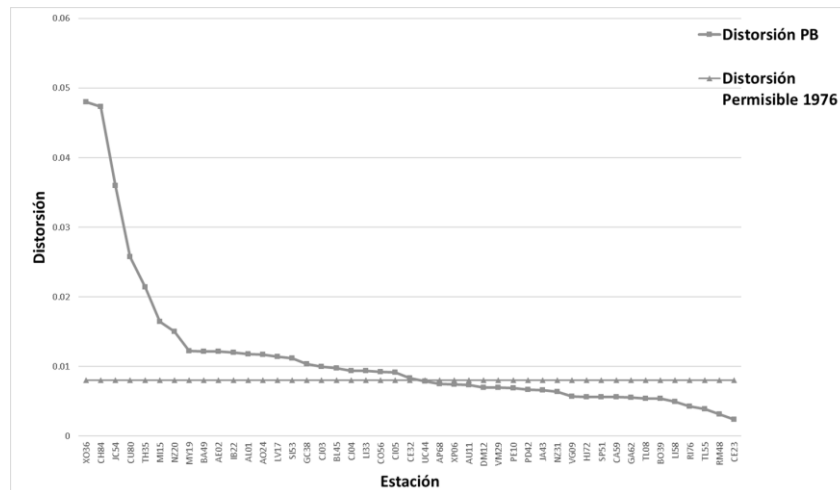


Figura 5.4 Distorsiones de planta baja en edificio de cinco niveles y planta cuadrada (sin refuerzo).

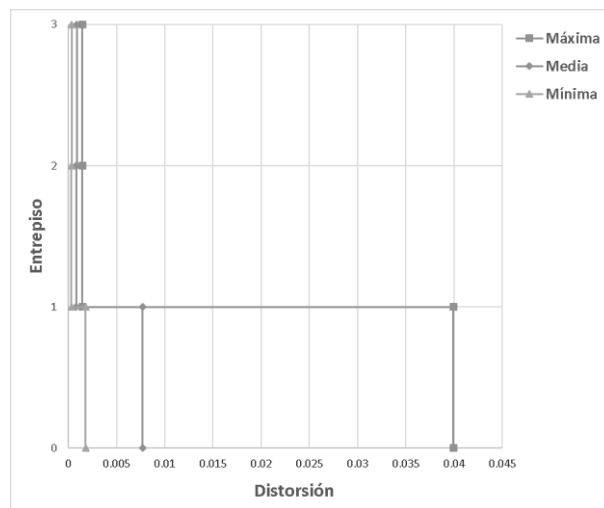


Figura 5.5 Distorsiones máxima, mínima y media en edificio de tres niveles y planta rectangular (sin refuerzo).

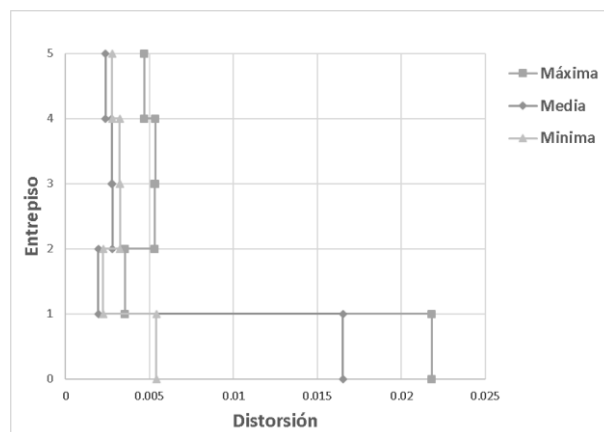


Figura 5.6 Distorsiones máxima, mínima y media en edificio de cinco niveles y planta rectangular (sin refuerzo).

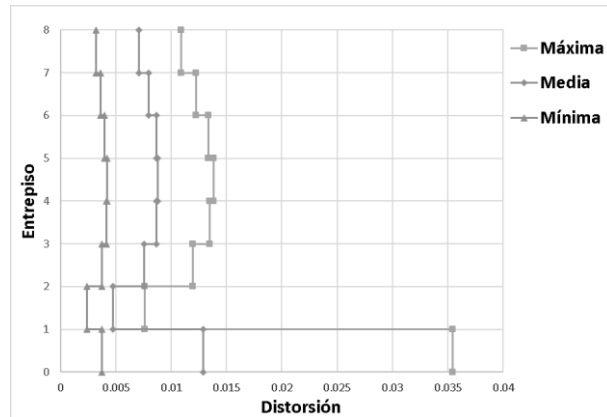


Figura 5.7 Distorsiones máxima, mínima y media en edificio de ocho niveles y planta rectangular (sin refuerzo).

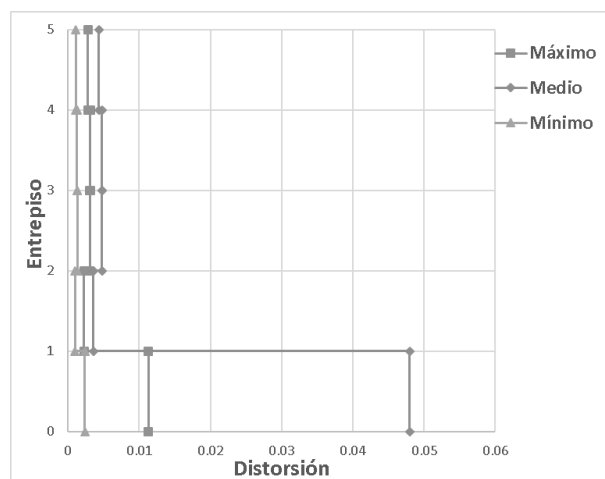


Figura 5.8 Distorsiones máxima, mínima y media en edificio de cinco niveles y planta cuadrada (sin refuerzo).

5.1.2. DEMANDAS DE CORTANTE BASAL

Para evaluar las demandas de fuerza cortante basal se sumaron vectorialmente los cortantes obtenidos en cada dirección de análisis y se normalizaron con respecto al peso del edificio correspondiente. Las estaciones JC54, MI15, TH35 y CH84 presentan la mayor demanda de cortante basal en los distintos modelos estructurales analizados. Se muestran en las figuras 5.9 a 5.12 las demandas V/W de las estructuras sin reforzar, se añade como referencia el valor medio de este parámetro de las estaciones consideradas.

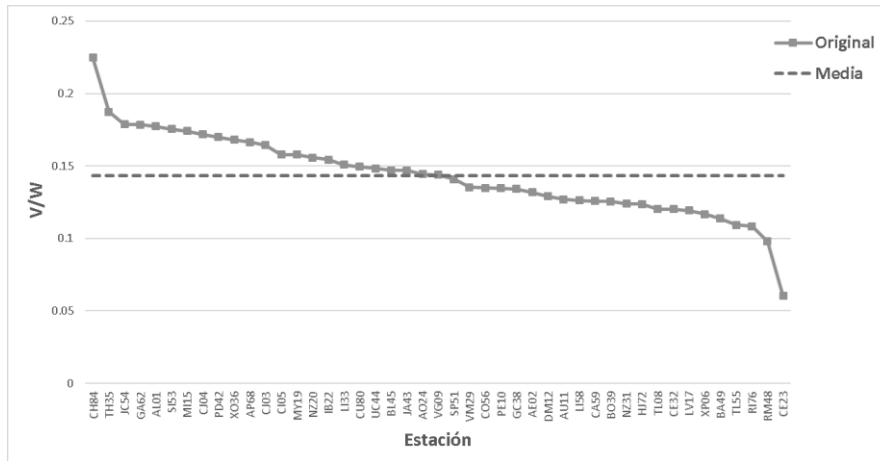


Figura 5.9 Demandas de V/W en edificio tres niveles y planta rectangular (sin refuerzo).

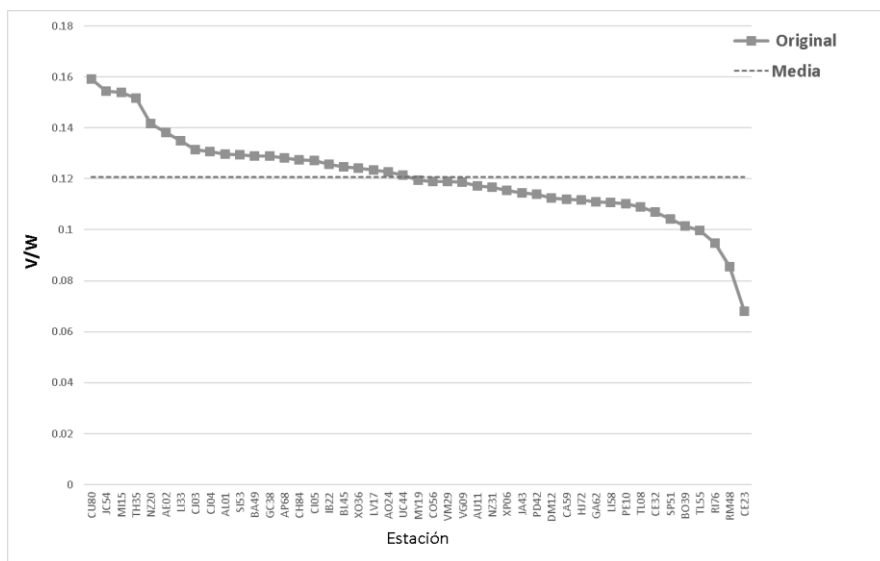


Figura 5.10 Demandas de V/W en edificio cinco niveles y planta rectangular (sin refuerzo).

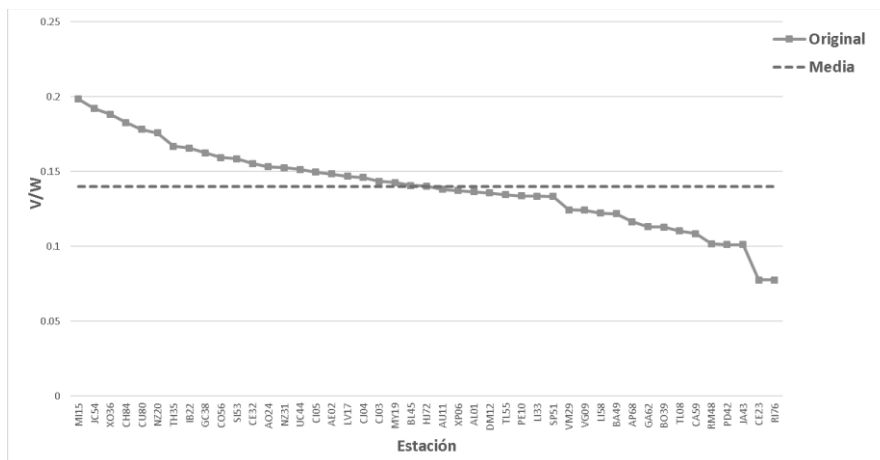


Figura 5.11 Demandas de V/W en edificio ocho niveles y planta rectangular (sin refuerzo).

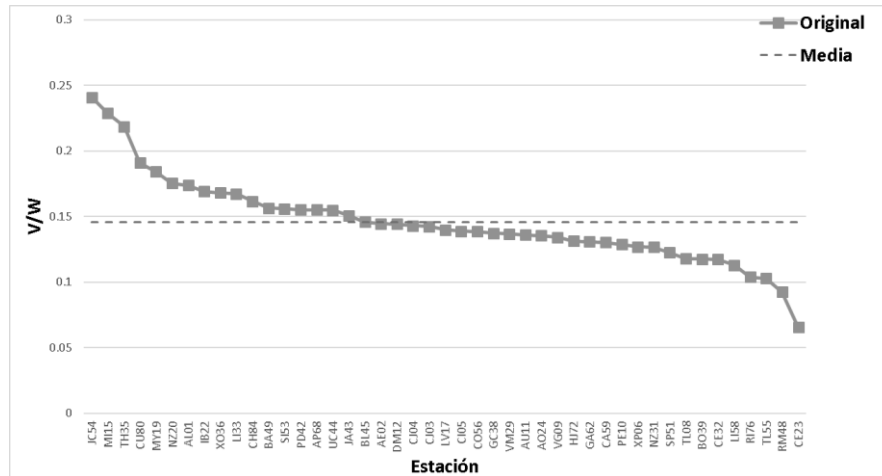


Figura 5.12 Demandas de V/W en edificio cinco niveles y planta cuadrada (sin refuerzo).

5.1.3. DEMANDA DE ROTACIÓN

Se obtuvieron demandas de rotación en columnas perimetrales y de esquina para la dirección de análisis más desfavorable. En las figuras que se muestran a continuación, se incluyen las rotaciones para estados límites de Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP) de acuerdo con los valores numéricos establecidos en el ASCE 41-17 (ASCE, 2017), para cada estado límite que se muestran en la tabla 5.4. Al igual que con el parámetro de las distorsiones de entrepiso en PB mostrados anteriormente, se concluye de las figuras 5.13 a 5.16 que las estructuras de cinco niveles y ocho niveles son las que presentan mayores daños al tener un número más grande de registros sísmicos que las llevan a exceder el estado límite de Prevención de Colapso, se muestran en dichas figuras la demanda de rotación media para cada modelo analizado.

Tabla 5.4 Estados límite de rotación para columnas (ASCE, 2017)

Modelo	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
Estructura tres niveles y planta rectangular	0.004	0.016	0.022
Estructura cinco niveles y planta rectangular	0.004	0.014	0.020
Estructura ocho niveles y planta rectangular	0.004	0.012	0.018
Estructura cinco niveles y planta rectangular	0.004	0.016	0.021

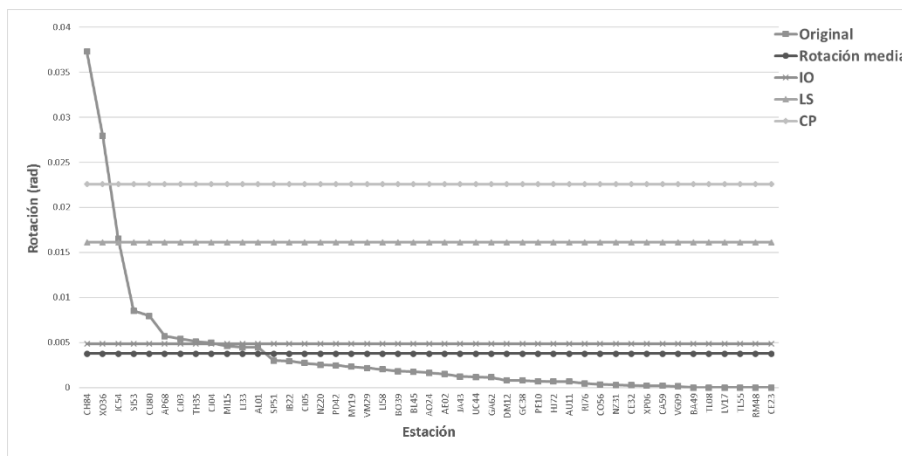


Figura 5.13 Demandas de rotación columna esquina en edificio de tres niveles y planta rectangular

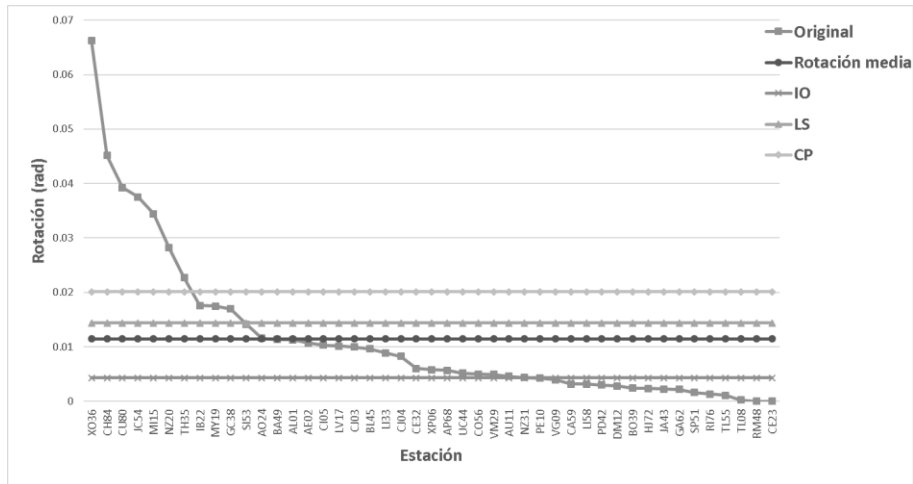


Figura 5.14 Demandas de rotación columna esquina en edificio de cinco niveles y planta rectangular

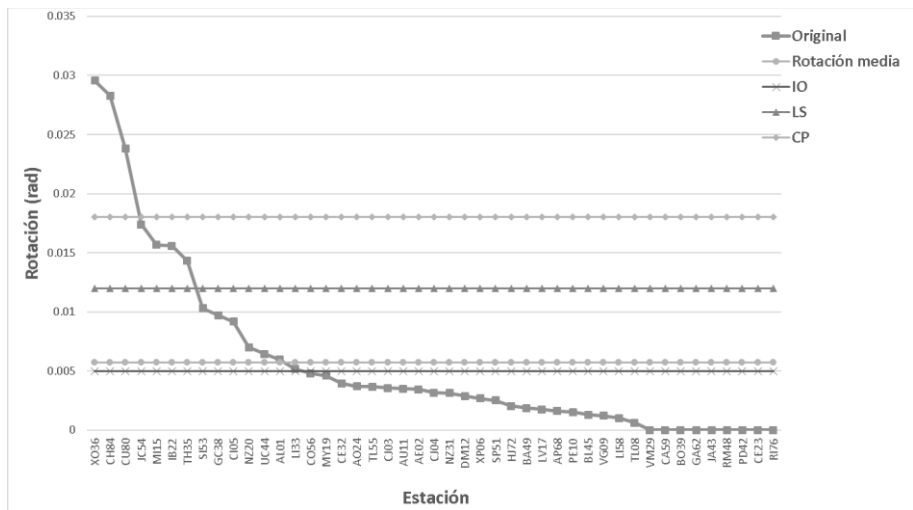


Figura 5.15 Demandas de rotación columna esquina en edificio de ocho niveles y planta rectangular

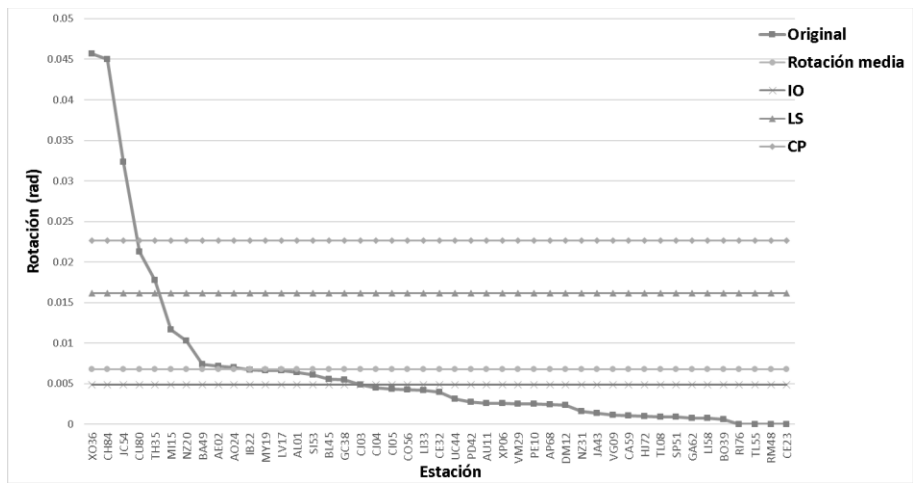


Figura 5.16 Demandas de rotación columna esquina en edificio de cinco niveles y planta cuadrada

5.2. DEMANDAS SÍSMICAS DE ESTRUCTURAS REFORZADAS

La respuesta estructural de las edificaciones reforzadas con los dispositivos de la tabla 4.18: (1) dispositivos de comportamiento friccionante, (2) dispositivos de comportamiento histerético y (3) dispositivos de comportamiento viscoso, se obtiene con el programa Perform 3D (CSI, 2018) al ser sometidas a los 45 acelerogramas obtenidos en terreno blando durante el sismo del 19 de septiembre de 2017.

5.2.1. DEMANDAS DE DISTORSIÓN Y DUCTILIDAD

En las figuras 5.17 a 5.32 se muestran la distorsión angular de entrepiso para la planta baja y la demanda de ductilidad de desplazamiento de los distintos modelos estructurales. Ambos parámetros se obtuvieron sumando vectorialmente la distorsión y ductilidad en ambas direcciones de análisis. Las tres estrategias de refuerzo se traducen en una reducción importante de distorsión y ductilidad, sin embargo, los dispositivos dependientes del desplazamiento (fricción e histeréticos) reducen en mayor medida el efecto de planta baja flexible. Existen en el caso específico de la distorsión angular, registros sísmicos que llevan a la estructura a distorsiones mayores a las permitidas en el reglamento de 1976.

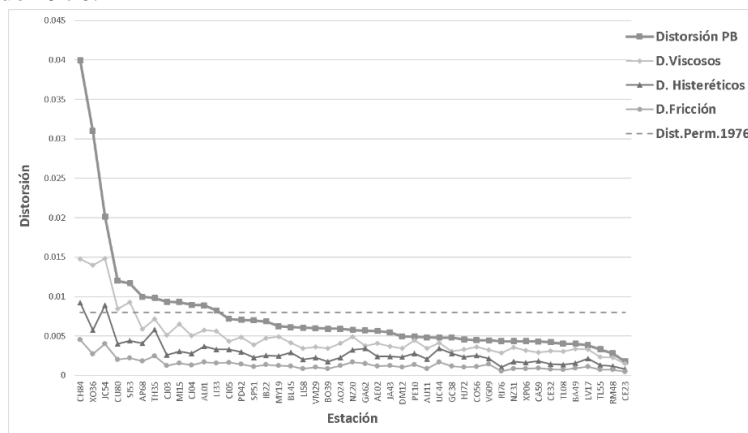


Figura 5.17 Demanda de distorsiones en planta baja para edificio de tres niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

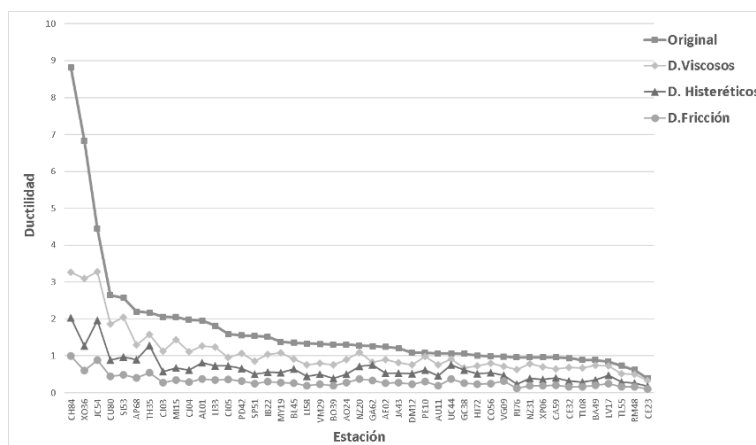


Figura 5.18 Demanda de ductilidad en planta baja en edificio de tres niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

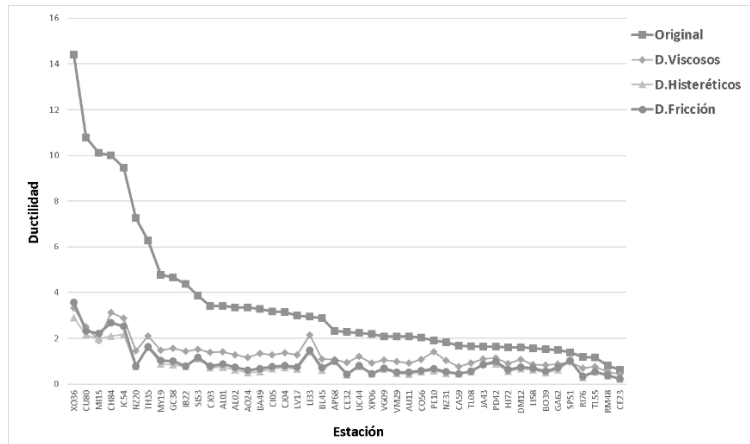


Figura 5.22 Demanda de ductilidad en planta baja en edificio de cinco niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

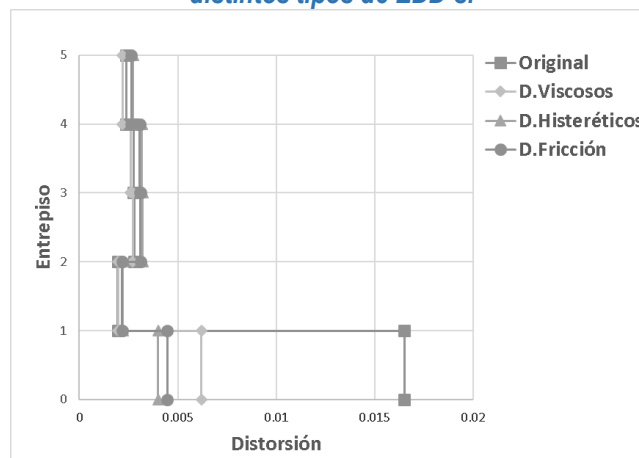


Figura 5.23 Demanda de distorsión media en entrepisos para edificio de cinco niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

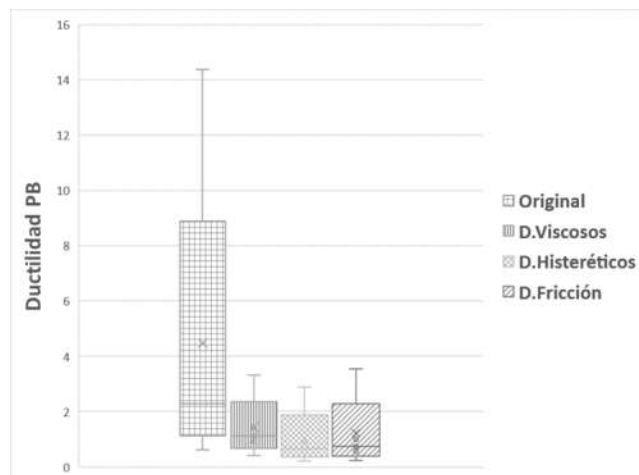


Figura 5.24 Demanda de ductilidad en planta baja para edificio de cinco niveles y planta rectangular con distintos tipos de EDD's.

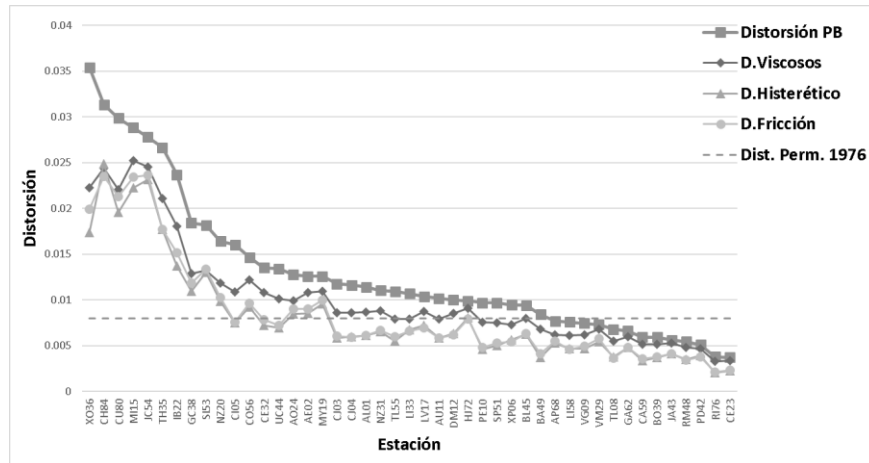


Figura 5.25 Demanda de distorsiones en planta baja en edificio de ocho niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

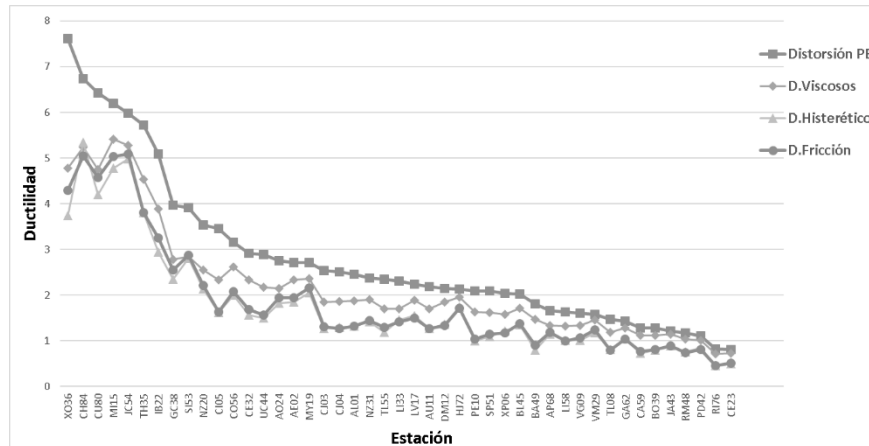


Figura 5.26 Demanda de ductilidad en planta baja en edificio de ocho niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

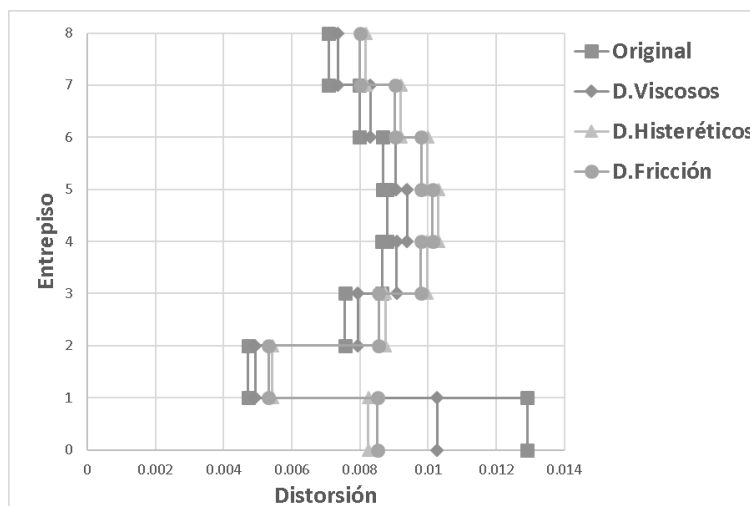


Figura 5.27 Demanda de distorsión media en entresijos para edificio de ocho niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

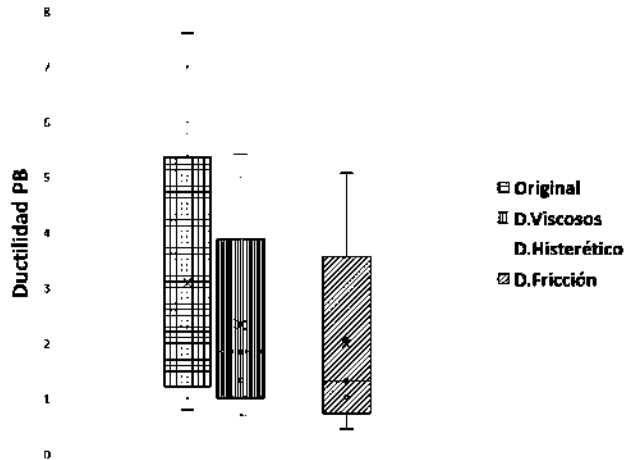


Figura 5.28 Demanda de ductilidad en planta baja para edificio de ocho niveles y planta rectangular con distintos tipos de EDD's.

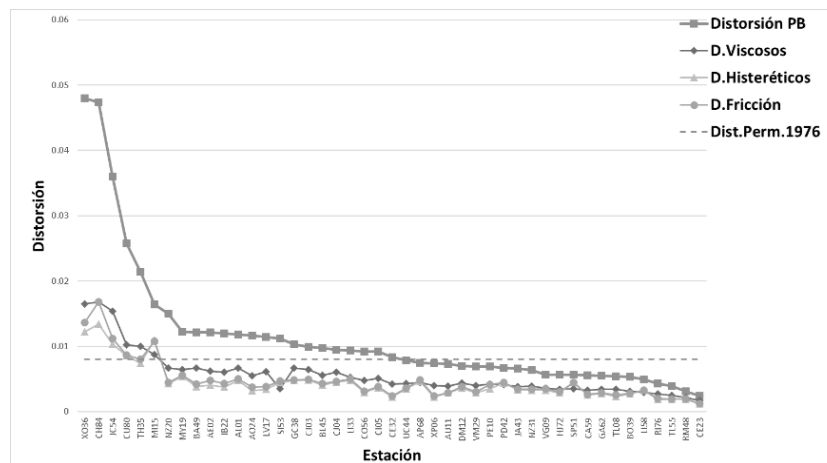


Figura 5.29 Demanda de distorsiones en planta baja en edificio cinco niveles y planta cuadrada para distintos tipos de EDD's.

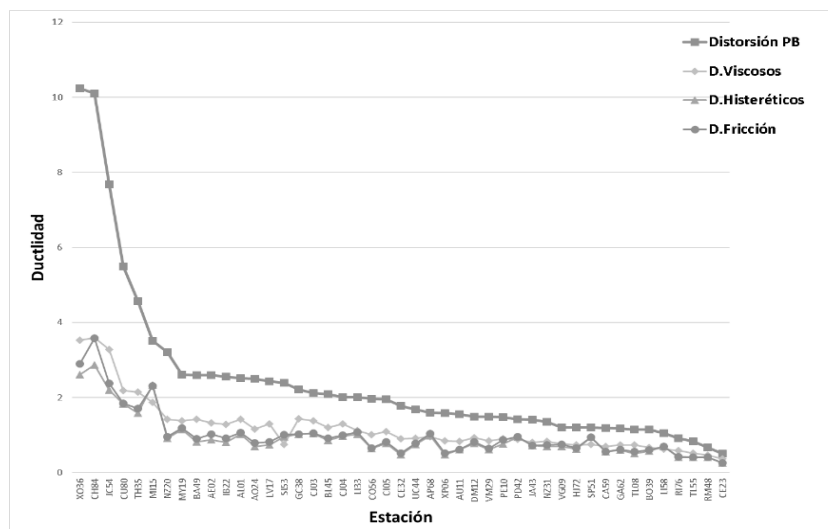


Figura 5.30 Demanda de ductilidad en planta baja en edificio cinco niveles y planta cuadrada para distintos tipos de EDD's.

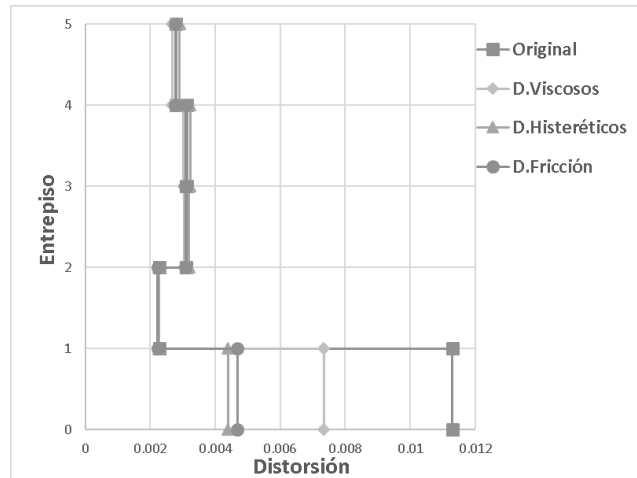


Figura 5.31 Demanda de distorsión media en entresijos para edificio de cinco niveles y planta cuadrada para distintos tipos de EDD's.

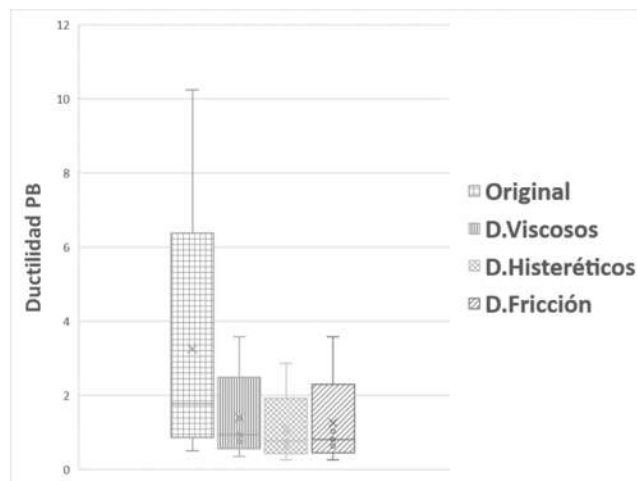


Figura 5.32 Demanda de ductilidad en planta baja para edificio de cinco niveles y planta cuadrada con distintos tipos de EDD's.

Si bien la metodología de diseño de los elementos disipadores de energía busca que la estructura permanezca en el intervalo de comportamiento elástico, esto no se logra para la totalidad de registros sísmicos, una explicación posible para ello es el efecto de planta baja flexible que no está considerado en metodología de diseño y tiene efectos importantes en la estructura. Adicionalmente, la metodología utiliza sistemas equivalentes de un grado de libertad cuya relación entre amortiguamiento equivalente y ductilidad esperada parece alejarse mientras mayor es la altura de la edificación. En todos los modelos numéricos los dispositivos de comportamiento viscoso llevaron a mayores demandas de distorsión y ductilidad. Las demandas de distorsión y ductilidad de los dispositivos histeréticos y de fricción fueron muy similares también en la totalidad de los modelos numéricos.

5.2.2. DEMANDAS DE ROTACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS REFORZADAS

En las figuras 5.33 a 5.36 se muestra la demanda de rotación en columnas de esquina obtenidas para la dirección de análisis más desfavorable de las estructuras. Las figuras incluyen los estados límite obtenidos con base en la demanda de rotación establecidas en el ASCE 41-17 (ASCE,

2017): (1) Immediate Occupancy, (2) Life Safety y (3) Collapse Prevention. Las tres estrategias de refuerzo muestran una mejora importante de la respuesta sísmica al compararse con las estructuras originales.

Los tres sistemas de refuerzo reducen de manera importante las demandas de rotación en las columnas del modelo de tres niveles. Sin embargo, los dispositivos de fricción y histéricos llevan a la estructura a las menores rotaciones. El registro sísmico que conduce a la mayor rotación es el JC54 en el modelo reforzado con dispositivos de comportamiento viscoso. Se repite con fines de claridad la tabla 5.4, se muestran además las rotaciones medias para los modelos originales y reforzados en la tabla 5.5.

Tabla 5.4 Estados límite de rotación para columnas

Modelo	IO (rad)	LS (rad)	CP (rad)
Estructura tres niveles y planta rectangular	0.004	0.016	0.022
Estructura cinco niveles y planta rectangular	0.004	0.014	0.020
Estructura ocho niveles y planta rectangular	0.004	0.012	0.021
Estructura cinco niveles y planta rectangular	0.004	0.016	0.022

Tabla 5.5 Rotaciones medias en columnas para modelos reforzados con distintos EDD's

Modelo	Original (rad)	D. Viscosos (rad)	D. Histeréticos (rad)	D. Fricción (rad)
Estructura tres niveles y planta rectangular	0.00375	0.00128	0.00030	0.00028
Estructura cinco niveles y planta rectangular	0.01148	0.00201	0.00084	0.00113
Estructura ocho niveles y planta rectangular	0.00571	0.00308	0.00193	0.00214
Estructura cinco niveles y planta rectangular	0.00679	0.00223	0.00078	0.00093

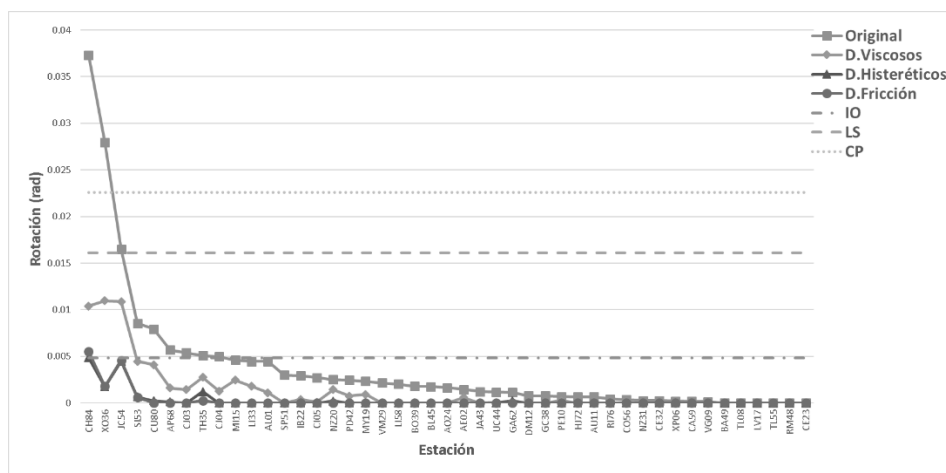


Figura 5.33 Demanda de rotación en columnas de esquina en planta baja estructura de tres niveles para distintos tipos de EDD's.

Similarmente, las tres estrategias de refuerzo reducen de manera importante las rotaciones en las columnas en el modelo de cinco niveles y planta rectangular. Los resultados son similares en los tres casos y el registro sísmico que conduce a la mayor demanda de rotación es el XO36 en todos los casos.

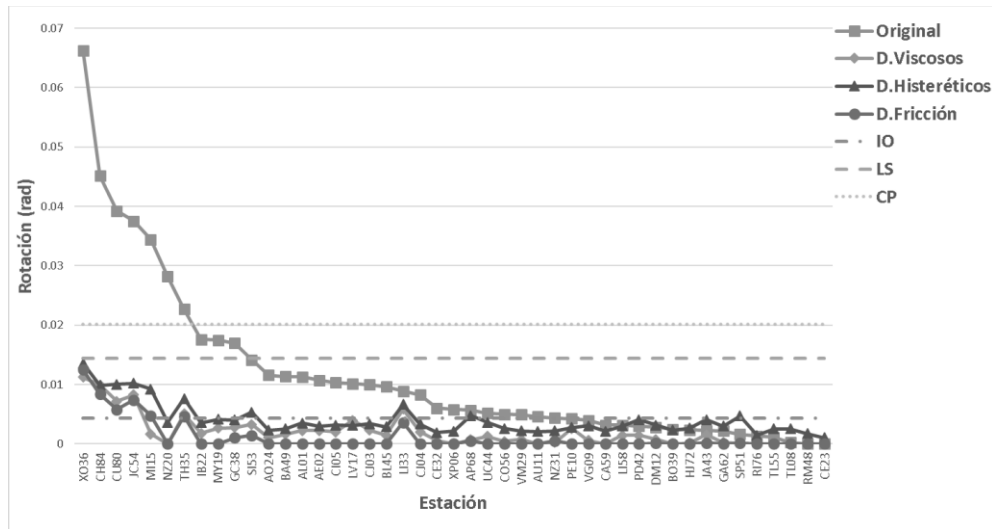


Figura 5.34 Demanda de rotación en columnas de esquina en planta baja estructura cinco niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

Las estructuras reforzadas presentan una menor eficiencia en la reducción de la demanda de rotación en columnas para el modelo de ocho niveles y planta rectangular. Claramente, la mayor demanda de rotación se obtiene con el registro CH84.

En el modelo de cinco niveles y planta cuadrada, la estrategia de refuerzo que más reduce la demanda de rotación en las columnas es la que usa dispositivos histeréticos. Nuevamente, el registro sísmico que conduce a la mayor demanda de rotación es el CH84 para las tres estrategias de refuerzo.

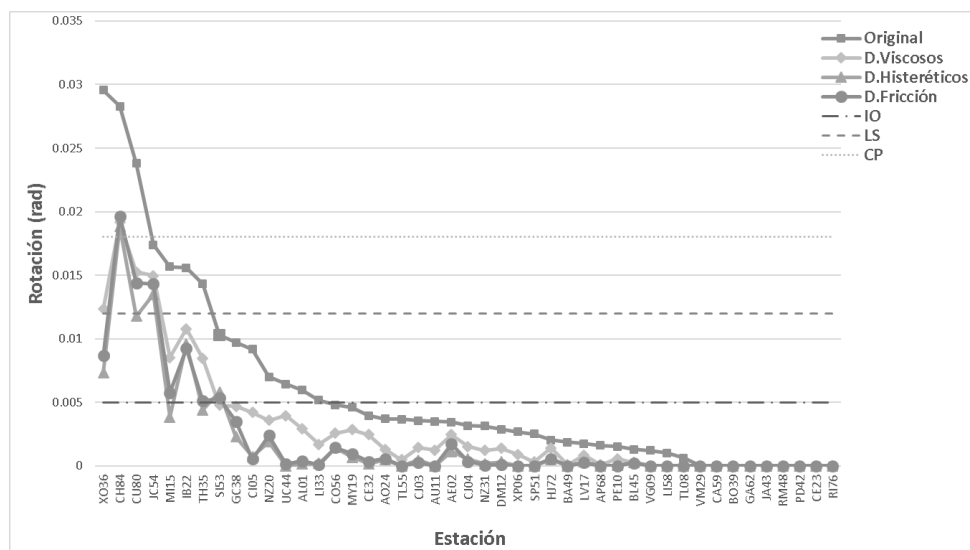


Figura 5.35 Demanda de rotación en columnas de esquina en planta baja en estructura de ocho niveles para distintos tipos de EDD's.

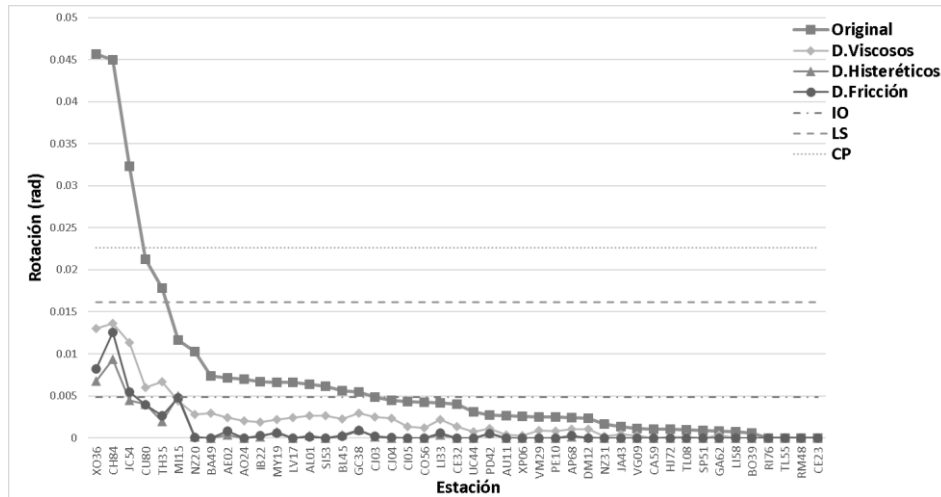


Figura 5.36 Demanda de rotación en columnas de esquina en planta baja en estructura de cinco niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

5.2.3. DEMANDAS DE CORTANTE BASAL DE LOS MODELOS REFORZADOS

Para evaluar las demandas de cortante basal se sumaron vectorialmente los cortantes obtenidos en cada dirección de análisis. Se obtuvo una reducción media del cortante en los modelos reforzados; sin embargo, algunas estaciones sísmicas llevan a incrementos de cortante basal en las estructuras reforzadas, por lo que para su aplicación sería necesario revisar la cimentación existente. Las mayores reducciones se presentaron con elementos disipadores de energía de comportamiento histéretico con excepción de la estructura de ocho niveles. El uso de dispositivos de comportamiento friccionante conduce también a incrementos importantes de la fuerza cortante basal. Las demandas de cortante basal normalizado con el peso de las estructuras para cada estación sísmica se muestra en las figuras 5.37 a 5.40, mientras que los valores medios de estas demandas se resumen en la tabla 5.6.

Tabla 5.6 Relación V/W en modelos reforzados con distintos EDD's

Modelo	Original	D. Viscosos	D. Histeréticos	D. Fricción
Estructura tres niveles y planta rectangular	0.14337	0.13563	0.11516	0.11675
Estructura cinco niveles y planta rectangular	0.12066	0.08983	0.09921	0.09475
Estructura ocho niveles y planta rectangular	0.13995	0.12656	0.13997	0.17270
Estructura cinco niveles y planta rectangular	0.14561	0.14568	0.12965	0.12554

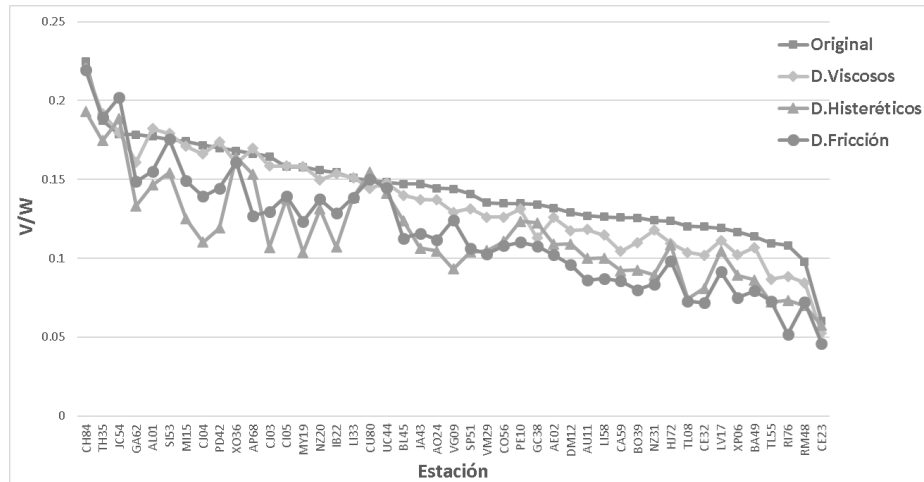


Figura 5.37 Relación V/W en modelo de tres niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

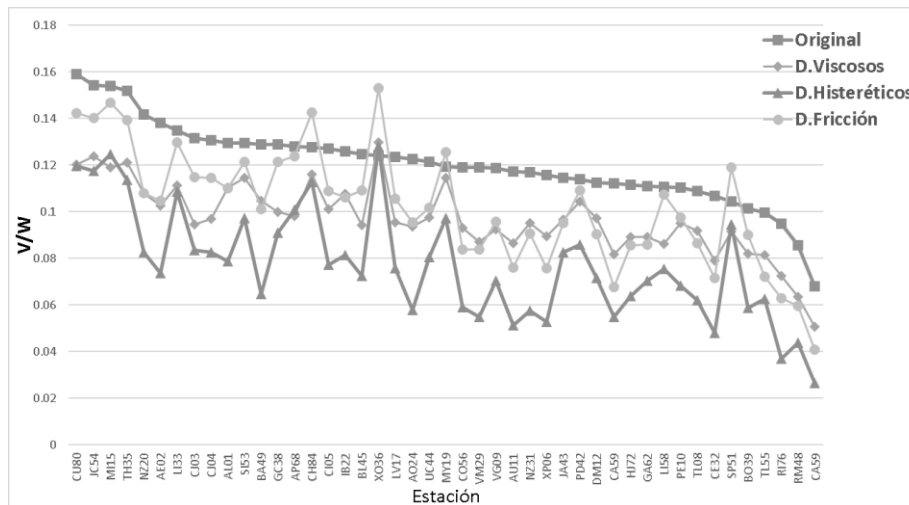


Figura 5.38 Relación V/W en modelo de cinco niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

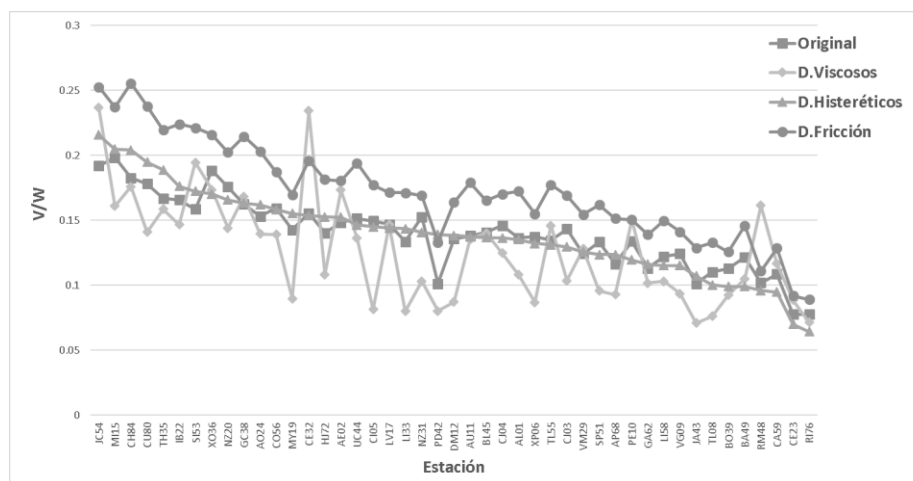


Figura 5.39 Relación V/W en modelo de ocho niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

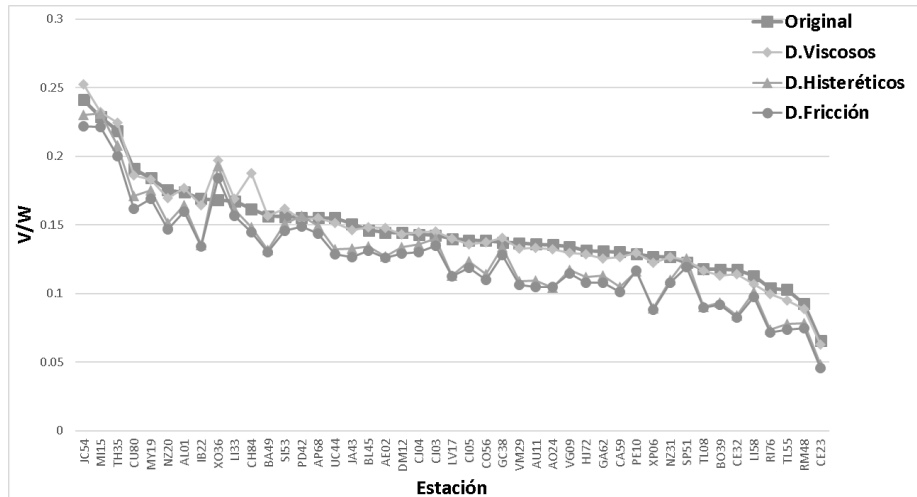


Figura 5.40 Relación V/W en modelo de cinco niveles y planta cuadrada para distintos tipos de EDD's.

5.2.4. VELOCIDAD Y ACELERACIÓN RELATIVAS DE MODELOS REFORZADOS

Con la finalidad de evaluar posibles daños en los contenidos de la estructura, se calcularon las velocidades y aceleraciones relativa para cada entrepiso. Se muestran en las figuras 5.41 a 5.44 la velocidad relativa y el cociente de la velocidad relativa de la estructura sin reforzar entre la estructura reforzada (V_{maxR}/V_{maxO}). Las figuras 5.45 a 5.48 muestran la aceleración relativa y el cociente de la aceleración relativa de la estructura sin reforzar y reforzada (A_{maxR}/A_{maxO}).

En todos los casos la velocidad relativa se reduce al incorporar los sistemas de refuerzo, el mejor comportamiento se presenta en las estructuras reforzadas con dispositivos de fricción, seguidas muy de cerca por la estructura reforzada con dispositivos de comportamiento histerético.

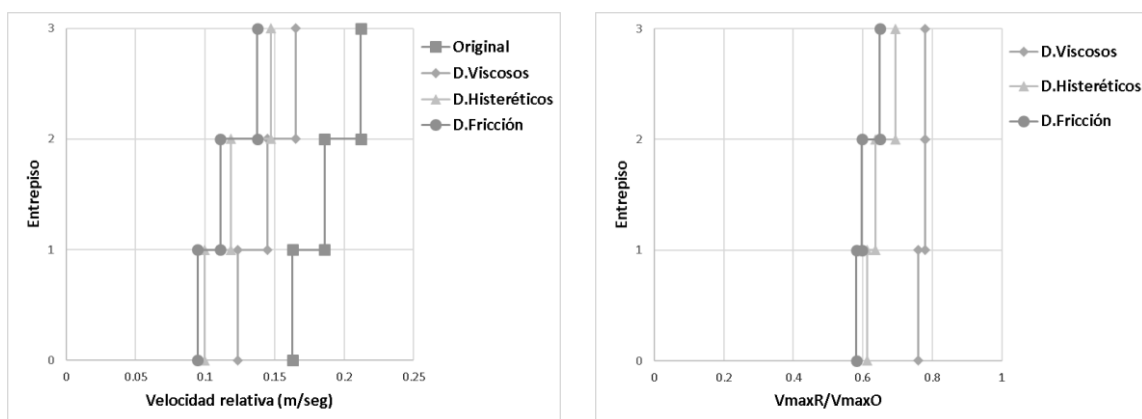


Figura 5.41 Velocidad relativa en entrepisos en estructura tres niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

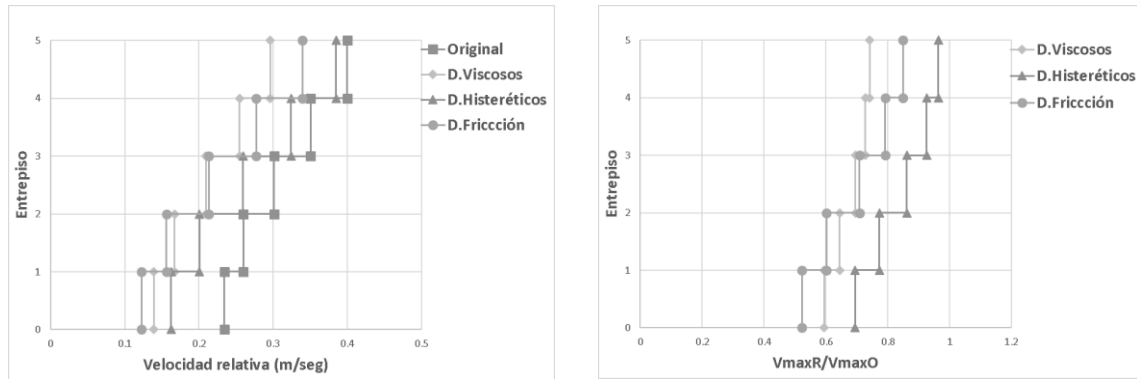


Figura 5.42 Velocidad relativa en entrepisos en estructura de cinco niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

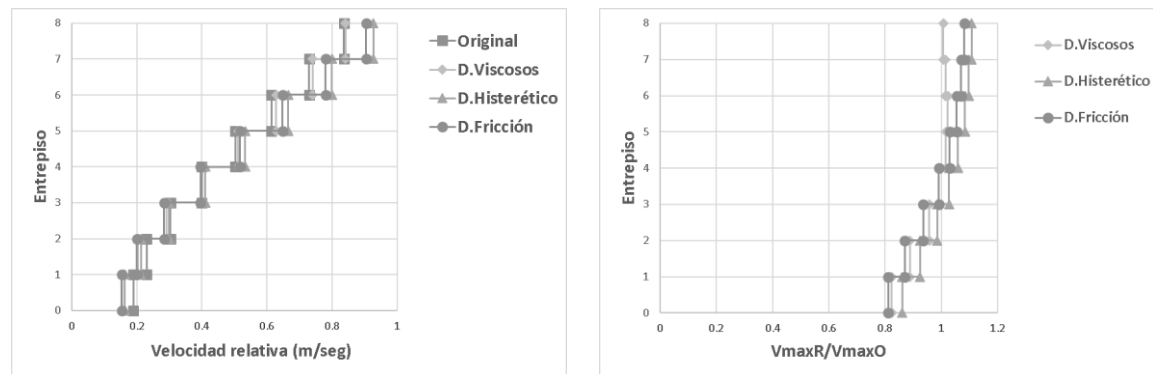


Figura 5.43 Velocidad relativa en entrepisos en estructura de ocho niveles y planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

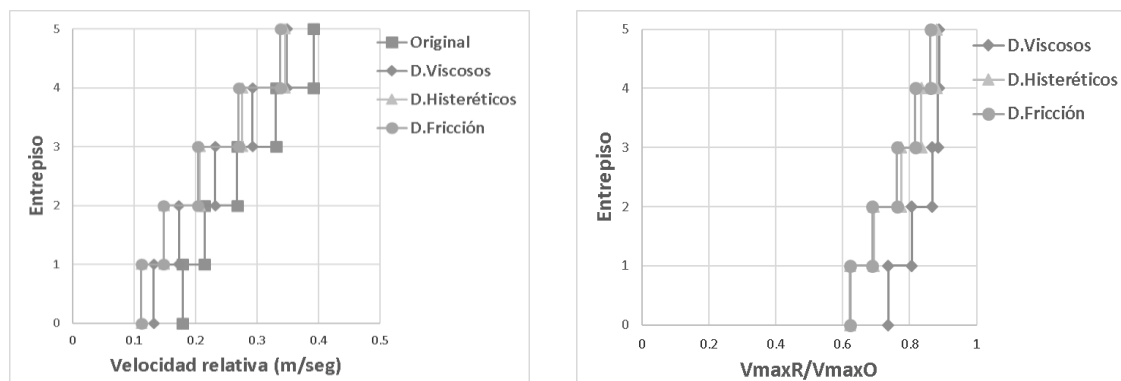


Figura 5.44 Velocidad relativa en entrepisos en estructura de cinco niveles y planta cuadrada para distintos tipos de EDD's.

Respecto a la aceleración relativa, las tres estrategias de refuerzo reducen las demandas para las estructuras de tres y cinco niveles; los dispositivos de comportamiento viscoso son los que conducen a menores demandas de aceleraciones relativas en los entrepisos de todos los modelos, y por tanto a menor daño esperado en los contenidos y elementos no estructurales. Las reducciones de aceleración relativa asociadas a los dispositivos de comportamiento friccionante e histerético son muy similares también en la totalidad de las estructuras (figuras 5.45-5.48). Estos últimos llevan a un ligero incremento de las aceleraciones relativas en los entrepisos superiores a las estructuras de cinco niveles. En particular, los dispositivos de comportamiento por fricción llevan a un aumento de 20% a los entrepisos superiores del modelo de ocho niveles.

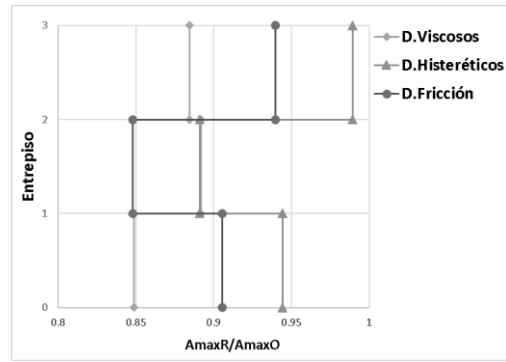
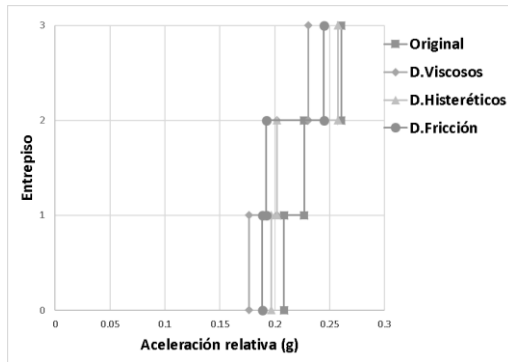


Figura 5.45 Aceleración relativa en entresijos en edificio tres niveles planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

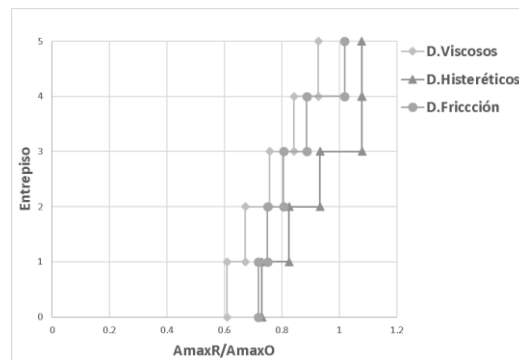
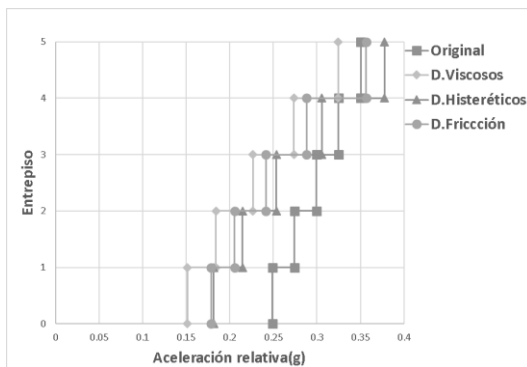


Figura 5.46 Aceleración relativa en entresijos en edificio cinco niveles planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

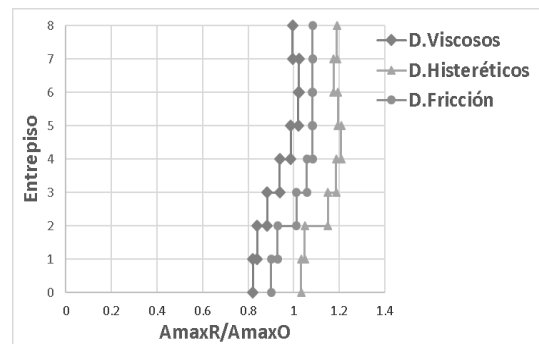
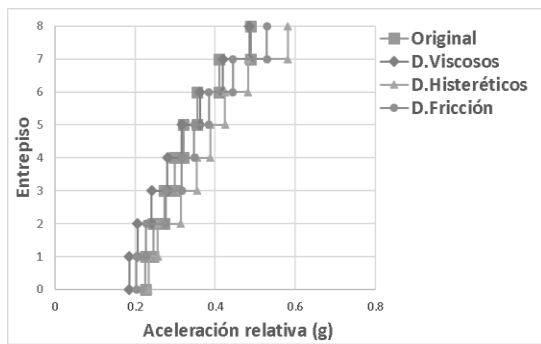


Figura 5.47 Aceleración relativa en entresijos en edificio ocho niveles planta rectangular para distintos tipos de EDD's.

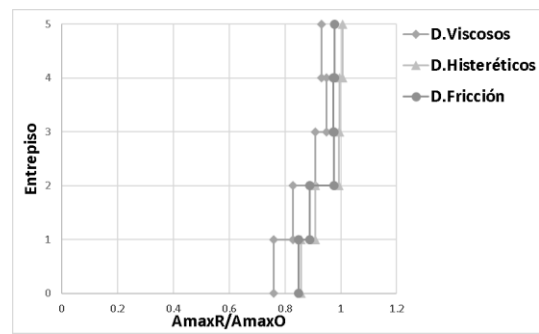
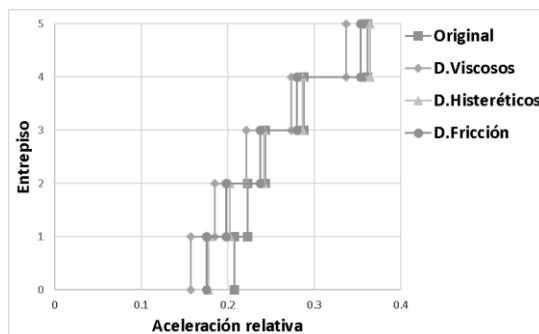


Figura 5.48 Aceleración relativa en entresijos en edificio cinco niveles planta cuadrada para distintos tipos de EDD's.

5.2.5. BALANCE ENERGÉTICO

Finalmente, para visualizar la contribución de los dispositivos de control en la disipación de energía, se obtuvo la energía histerética disipada por las estructuras originales y las estructuras con las tres opciones de refuerzo.

Las figuras 5.49 a 5.52 muestran la energía histerética disipada por columnas, trabes y disipadores de energía en el edificio de tres niveles para cada registro sísmico. La inclusión de dispositivos de fricción reduce en forma importante la demanda de energía histerética en columnas, en comparación con la estructura original y con los demás sistemas de disipación de energía. Por su parte, la estructura con dispositivos de comportamiento histéretico tiene mayor participación en la disipación de energía que el edificio con disipadores viscosos.

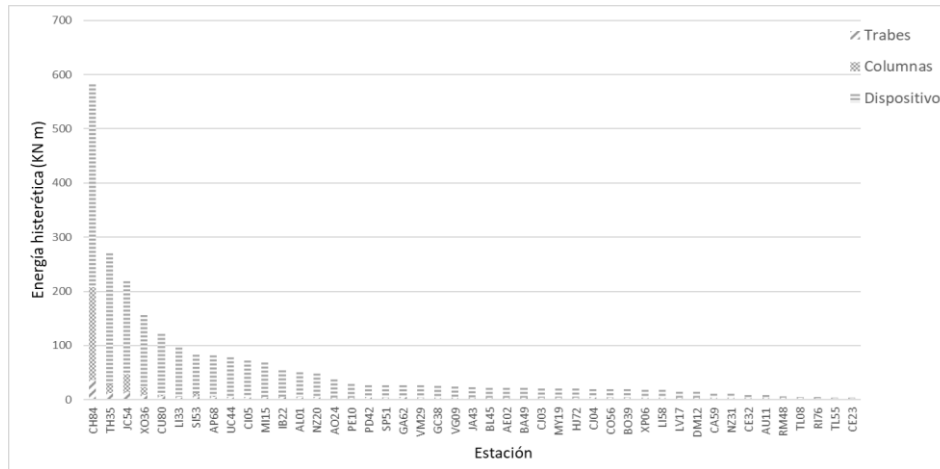


Figura 5.49 Energía histerética de estructura de tres niveles reforzada con dispositivos de fricción

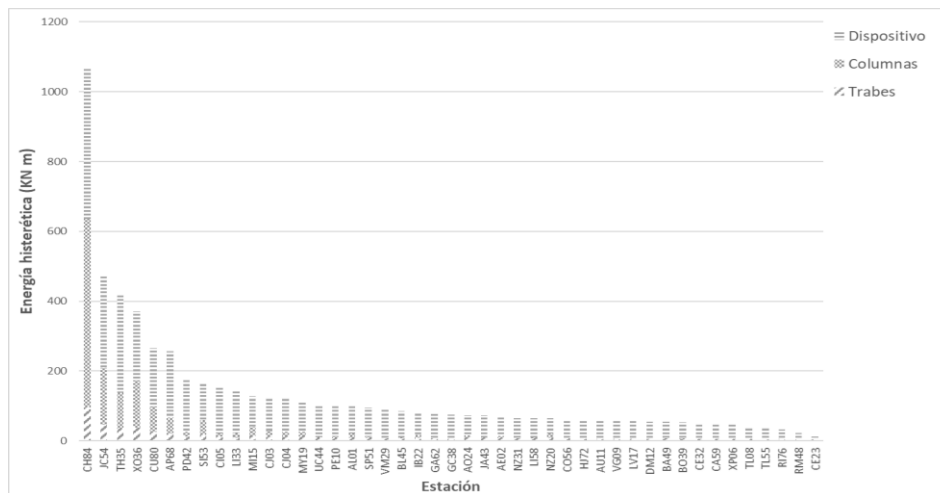


Figura 5.50 Energía histerética de estructura tres niveles reforzada con dispositivos de comportamiento viscoso

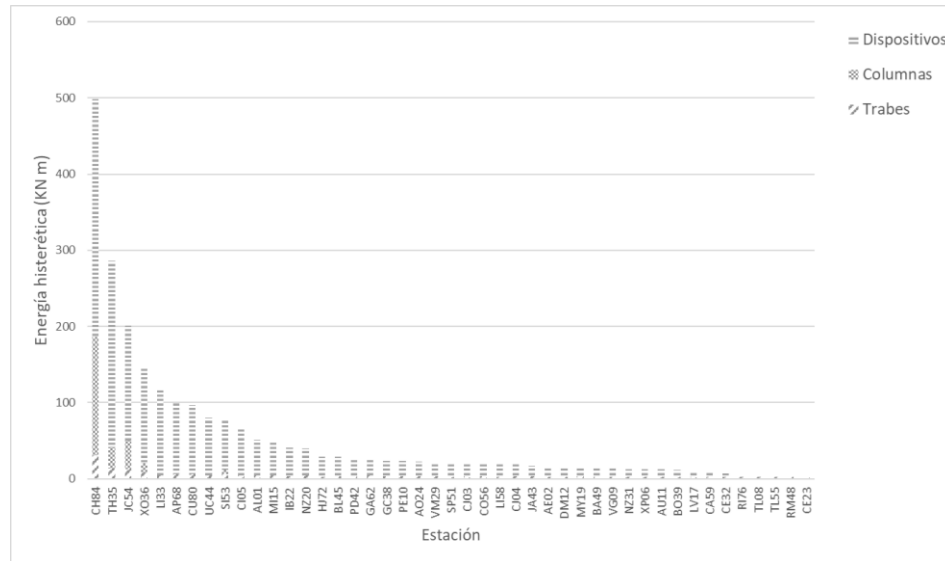


Figura 5.51 Energía histerética de estructura tres niveles reforzada con dispositivos de comportamiento histerético

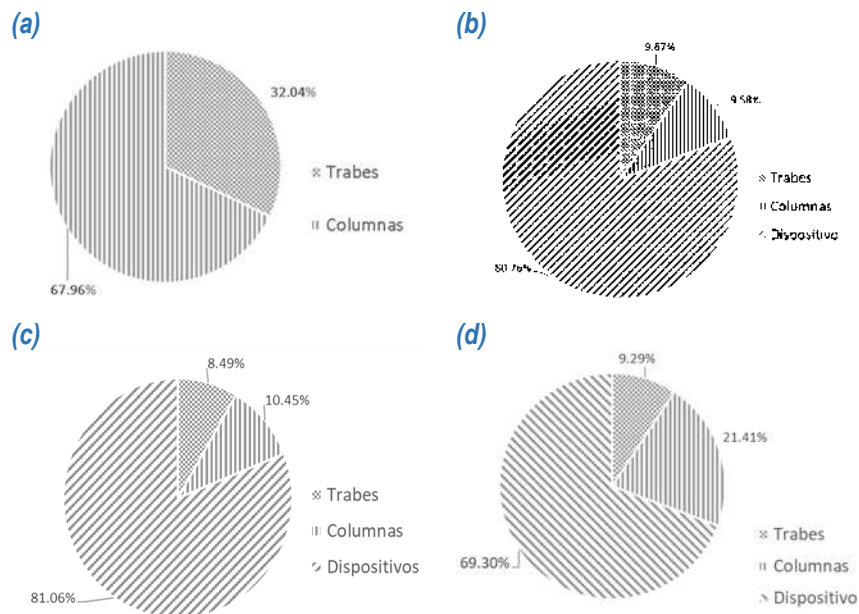


Figura 5.52 Porcentajes de energía histerética por grupo de elementos estructurales, estructura de tres niveles: (a)Original, (b) dispositivos de fricción, (c) dispositivos histeréticos y (d) dispositivos viscosos

Las figuras 5.53 a 5.56 muestran la energía histerética disipada en la estructura 02, de cinco niveles con planta rectangular. Nuevamente, los dispositivos de fricción reducen considerablemente la demanda de energía histerética en columnas en comparación con las demás estructuras. La mayor eficiencia de disipación se presenta con los dispositivos de comportamiento viscoso.

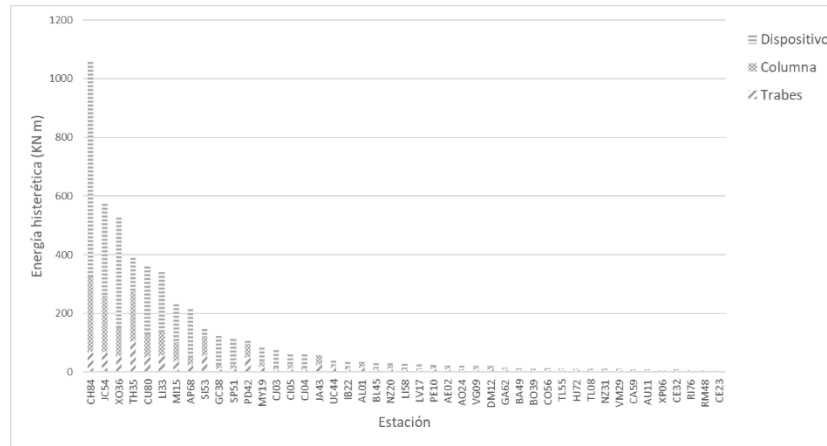


Figura 5.53 Energía histerética de estructura de cinco niveles y planta rectangular reforzada con dispositivos de fricción

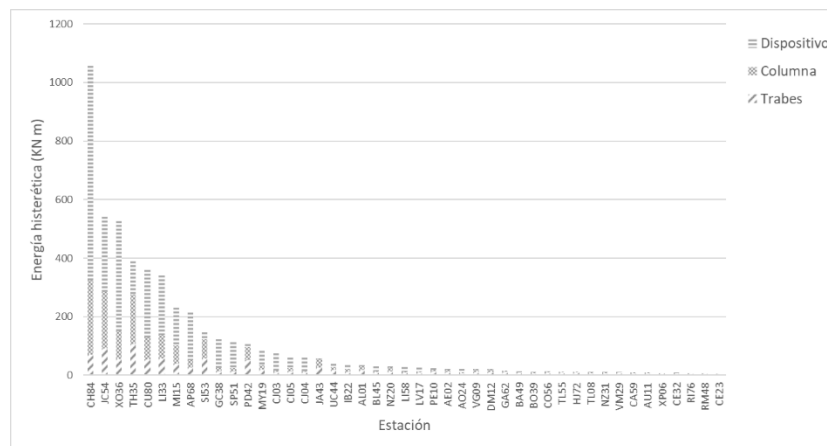


Figura 5.54 Energía histerética de estructura de cinco niveles y planta rectangular reforzada con dispositivos de comportamiento histerético

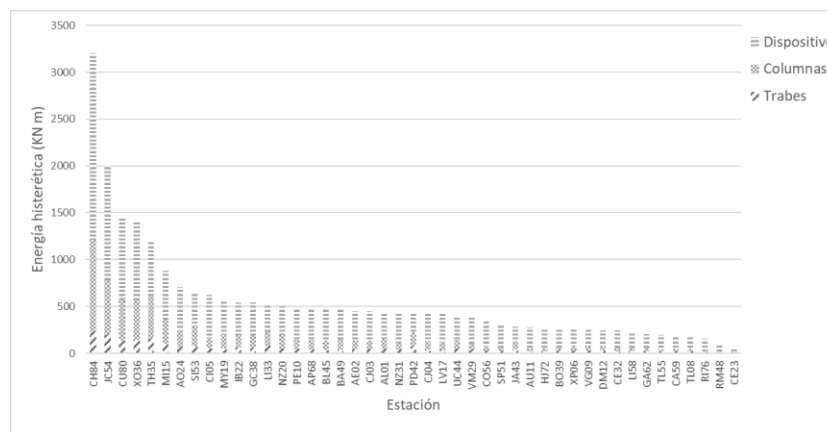


Figura 5.55 Energía histerética de estructura cinco niveles y planta rectangular con dispositivos de comportamiento viscoso

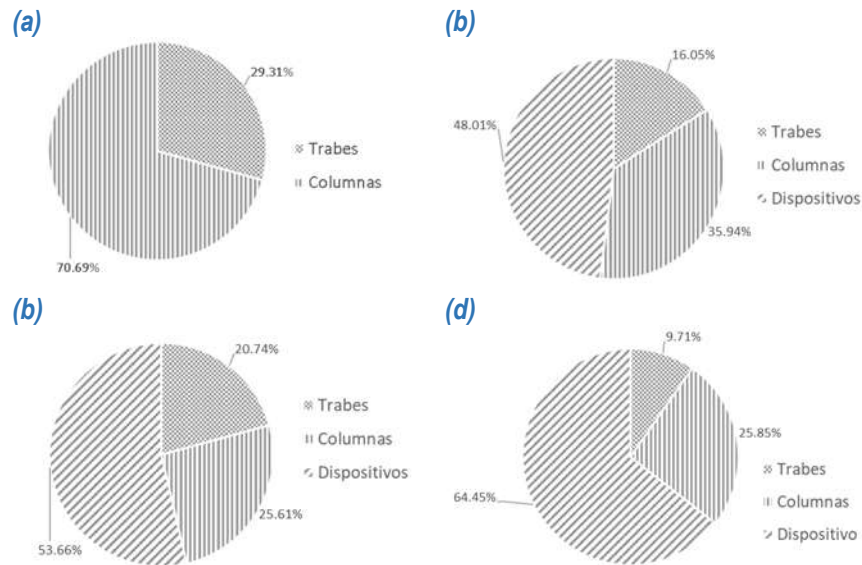


Figura 5.56 Porcentajes de energía histerética por grupo de elementos estructurales, estructura de cinco niveles y planta rectangular: (a) Dispositivos de fricción, (b) dispositivos histeréticos y (c) dispositivos viscosos.

Las figuras 5.57 a 5.60 muestran la energía histerética disipada en la estructura 03, de ocho niveles con planta rectangular. Similarmente a la respuesta sísmica observada con anterioridad en esta estructura, la participación de los dispositivos en la disipación de energía histerética es considerablemente menor que en el resto de modelos. En este caso, los dispositivos participan con alrededor del 30% de la disipación de energía histerética, contrastando con los valores mayores de demanda de energía en las columnas.

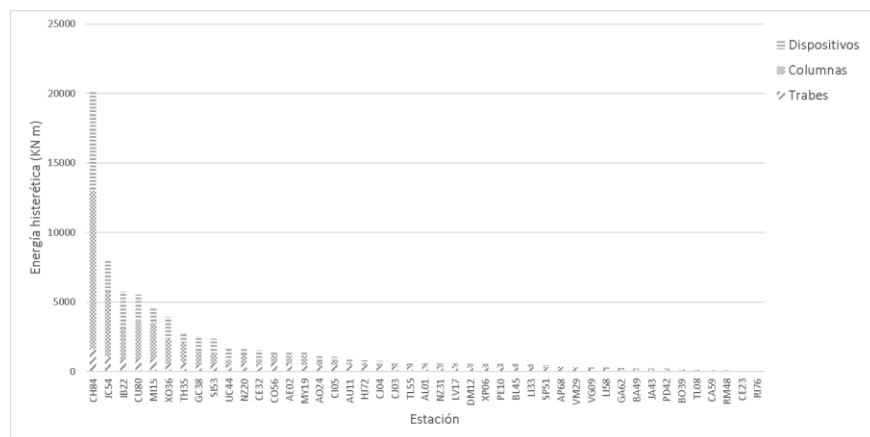


Figura 5.57 Energía histerética de estructura ocho niveles reforzada con dispositivos de fricción

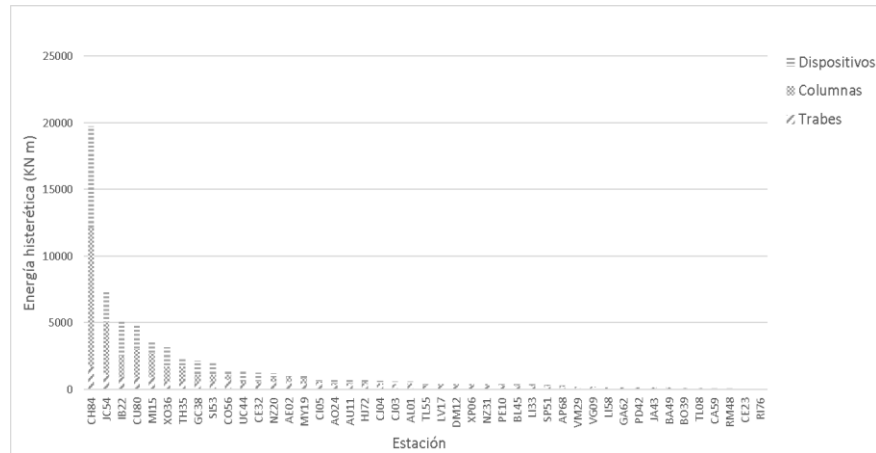


Figura 5.58 Energía histerética de estructura ocho niveles reforzada con dispositivos de comportamiento histerético

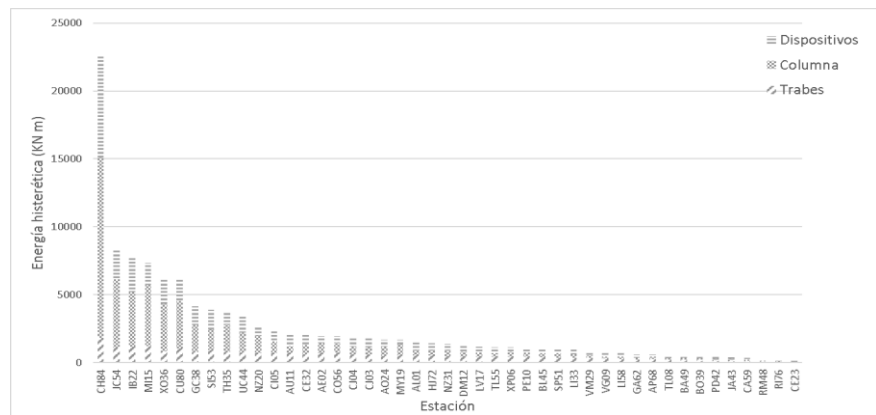


Figura 5.59 Energía histerética de estructura ocho niveles reforzada con dispositivos de comportamiento viscoso

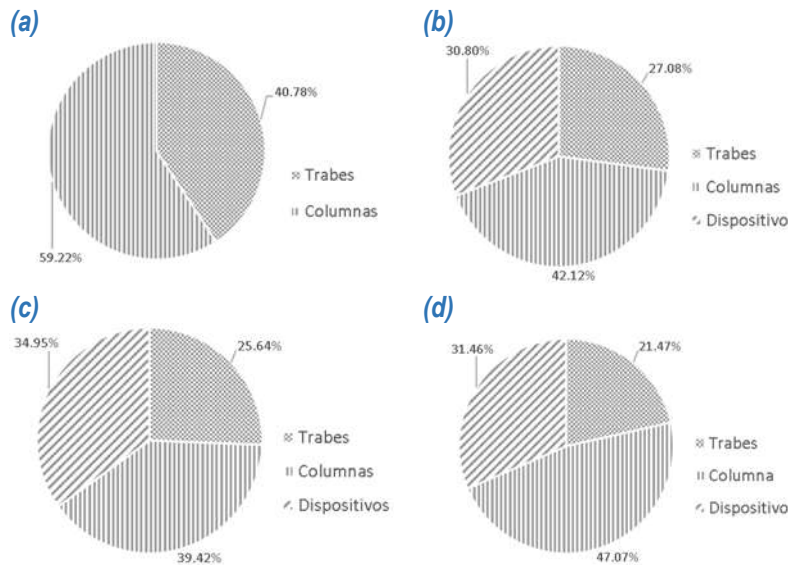


Figura 5.60 Porcentajes de energía histerética por grupo de elementos estructurales, estructura de ocho niveles y planta rectangular: (a)Original, (b) dispositivos de fricción, (c) dispositivos histeréticos y (d) dispositivos viscosos.

Finalmente, las figuras 5.61 a 5.64 muestran la energía histerética disipada en la estructura 04, de cinco niveles con planta cuadrada. En este caso, los dispositivos de comportamiento histerético presentan el mayor porcentaje de energía histerética disipada.

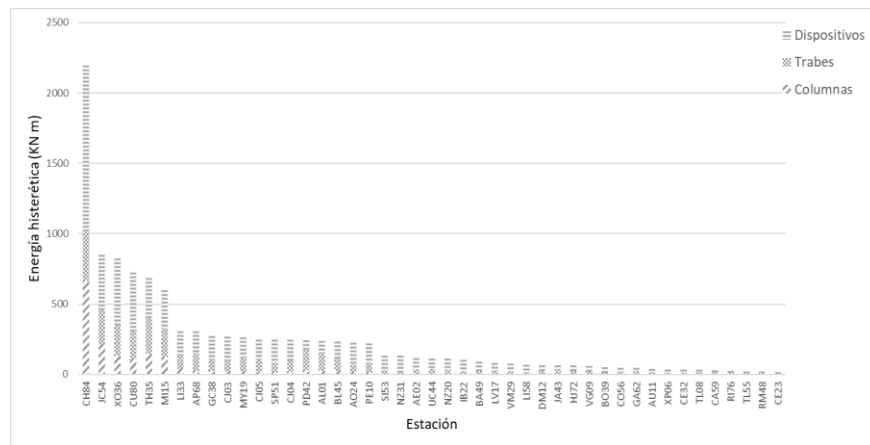


Figura 5.61 Energía histerética de estructura de cinco niveles con planta cuadrada reforzada con dispositivos de fricción

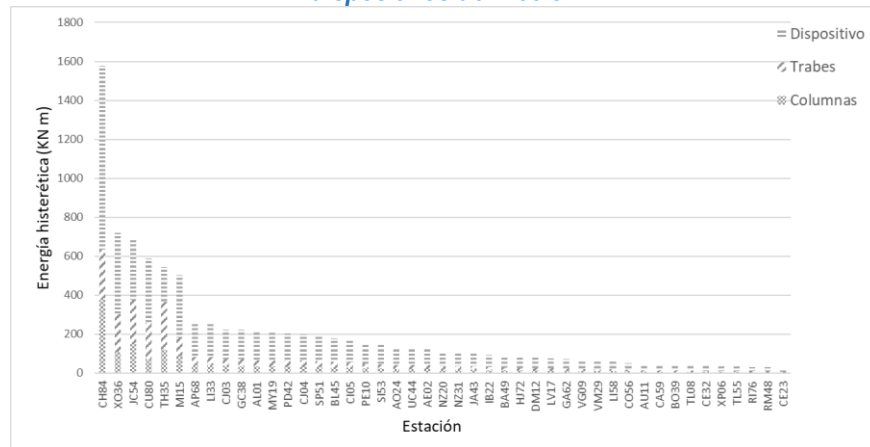


Figura 5.62 Energía histerética de estructura de cinco niveles con planta rectangular reforzada con dispositivos de comportamiento histerético

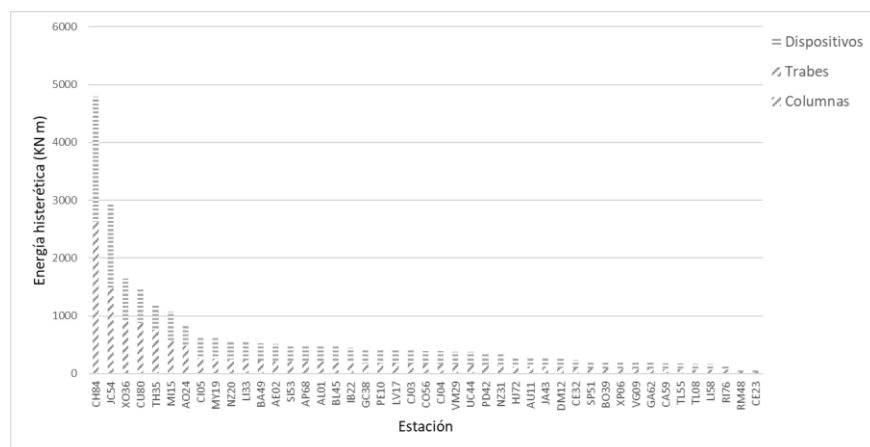


Figura 5.63 Energía histerética de estructura de cinco niveles reforzada con dispositivos de comportamiento viscoso

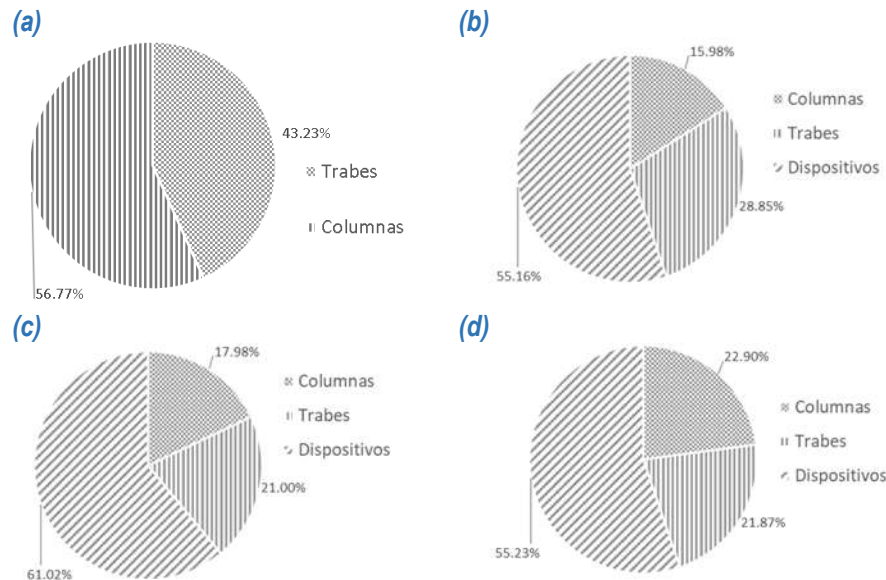


Figura 5.64 Porcentajes de energía histerética por grupo de elementos estructurales, estructura de cinco niveles planta cuadrada: (a) Original, (b) dispositivos de fricción, (c) dispositivos histeréticos y (d) dispositivos viscosos

5.3. CONFIABILIDAD

Los análisis de confiabilidad sísmica son una herramienta poderosa para evaluar la seguridad estructural contra las acciones de movimiento producidas por la ocurrencia sísmica. Diversas aplicaciones de investigación y práctica en ingeniería sísmica están incrementándose y orientándose a adoptar conceptos remarcando el diseño de estructuras con referencia a un conjunto de objetivos de desempeño. Esto implica que los ingenieros tienen que asegurar el sistema estructural para encontrar niveles de seguridad adecuados durante la vida de servicio completa. El principal objetivo de los análisis de confiabilidad es el evaluar la seguridad estructural, tomando en cuenta todas las fuentes de variabilidad, tanto en los modelos de carga y resistencia, así como su impacto en el desempeño estructural, y, por lo tanto, calcular la probabilidad de falla. La probabilidad de falla representa la medición de seguridad estructural, es decir la probabilidad de que se alcance o exceda un objetivo de desempeño o estado de daño (Zanini y Hofer, 2019). Los reglamentos de construcción basan la selección de los parámetros de diseño sísmico con base en estudios de confiabilidad, que buscan obtener una seguridad mínima de las estructuras y acotar la probabilidad de daño y el impacto económico anual en un país originado por la ocurrencia de temblores.

5.3.1. CONFIABILIDAD EN MODELOS ESTRUCTURALES

Se estableció como parámetro para evaluar la confiabilidad de los modelos estructurales originales y reforzados la demanda de rotación en las columnas. Se consideró que el colapso se presenta cuando se excede el estado límite de Colapso Prevention (CP), mencionado con anterioridad en el desarrollo de la presente investigación. La confiabilidad estructural fue evaluada asumiendo que la demanda y la capacidad sísmica de los edificios tienen distribución lognormal y utilizando como curva de peligro sísmico la tasa de excedencia anual de PGA en terreno blando de la Ciudad de

México. La confiabilidad de cada estructura fue calculada con base en el índice de confiabilidad (Zanini y Hofer, 2019).

El índice de confiabilidad para una estructura se define como:

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_{f,T}) \quad (5.1)$$

Donde:

- β Índice de confiabilidad
- Φ^{-1} Inversa de la distribución normal estándar
- $P_{f,T}$ Probabilidad de falla en la vida útil de la estructura
- T Vida útil en años

Asumiendo una distribución de Poisson, la probabilidad de falla en la vida útil de la estructura $P_{f,T}$ es igual a:

$$P_{f,T} = 1 - e^{-\lambda_f T} \quad (5.2)$$

El valor de la probabilidad de falla anual λ_f es:

$$\lambda_f = \int_{im} P[f|im] |d\lambda_{im}| \quad (5.3)$$

El valor de $P[f|im]$, es la probabilidad de falla de la estructura dada la intensidad que en este caso es el PGA. Se calcula con la densidad acumulada de una distribución lognormal (curva de fragilidad), con parámetros $\ln(mA)$ y $\sigma_{\ln(A)}$, que corresponden al logaritmo natural de la mediana de PGA de un conjunto de acelerogramas que llevan a la estructura a la falla y a un parámetro de dispersión respectivamente. Mientras que $|d\lambda_{im}|$ corresponde a la densidad de probabilidad de la tasa de excedencia anual, que es la derivada de la tasa de excedencia y se calcula como se muestra a continuación:

$$|d\lambda_{im}| = -\frac{d \lambda_{im}}{d im} \quad (5.4)$$

Finalmente

- λ_{im} tasa de excedencia anual de la demanda de intensidad en este caso PGA.
- im Intensidad sísmica, en este caso PGA.

Para el cálculo de la tasa de excedencia anual de terreno blando en la Ciudad de México, se utilizó la propuesta de Reyes et al., (2002) para tasas de excedencia en terreno duro en la propia Ciudad de México, utilizándose para relacionarlas un factor de amplificación de terreno duro a terreno blando igual a 2.7, factor se obtenido del promedio de la relación de PGA(suelo blando) / PGA(suelo duro) del conjunto de estaciones localizadas en la zona donde se presentaron los colapsos del temblor del 19 de septiembre de 2017. Se estableció una vida útil para las estructuras de 50 años de acuerdo a la reglamentación actual.

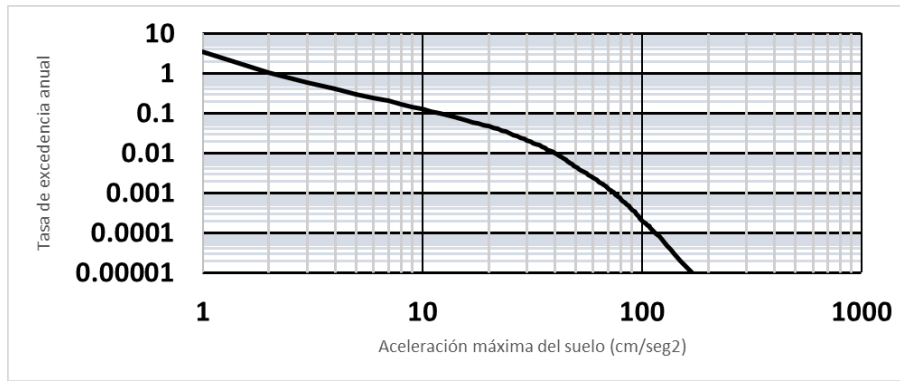


Figura 5.65 Tasa de excedencia de PGA anual, terreno duro de la Ciudad de México (Reyes et al., 2002).

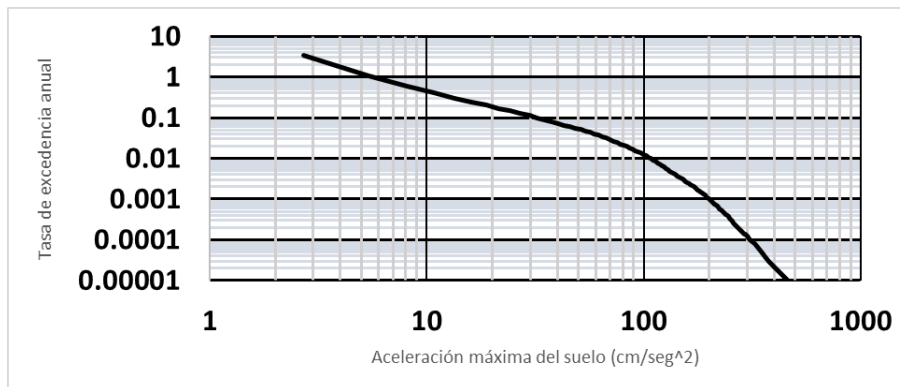


Figura 5.66 Tasa de excedencia de PGA anual, terreno blando de la Ciudad de México

La figura 5.67 muestra la poligonal que envuelve la mayoría de las estructuras en terreno tipo III que colapsaron debido al evento sísmico del 19 de septiembre de 2017, y que sirvió para seleccionar los registros sísmicos para determinar el índice de confiabilidad. Los acelerogramas se escalaron hasta que la mediana de rotación en las columnas de referencia fuera igual al valor establecido como estado límite de Prevención de Colapso (CP), que se asume como la falla de la estructura. En el caso de las estructuras originales, solamente el modelo 02 de cinco niveles y planta rectangular llegó a exceder en estado límite mencionado (en este caso con una aceleración máxima del terreno de 201.60 cm/s^2) con los acelerogramas sin escalar, ninguna de las demás estructuras requirió un escalamiento mayor a 2 para que la mediana de las rotaciones llegara al estado límite de Prevención de Colapso. En estos modelos, la aceleración máxima del terreno que llevó a los modelos originales al colapso se encontró en el intervalo de 240.37-302.44 cm/s^2 . La tabla 5.7 muestra los valores de PGA de las estaciones dentro de la poligonal y de las estaciones en terreno tipo III que se localizan cerca de las estructuras colapsadas. Se incluyen además las estaciones LV17 y GC38 que, si bien no están dentro de la poligonal, se localizan en terreno tipo III, en sitios cercanos a estructuras colapsadas.

Tabla 5.7 Valores de aceleración máxima del suelo para estaciones sísmicas cercanas a estructuras colapsadas en el sismo del 19 de septiembre de 2017.

Estación	Componente E-W (cm/seg^2)	Componente N-S (cm/seg^2)
CH84	225.597	148.962
JC54	204.140	220.293

SI53	177.574	129.017
MI15	133.418	207.192
UC44	124.907	125.321
GC38	124.216	125.571
BL45	114.411	102.252
CI05	114.245	113.316
AL01	108.575	117.105
XP06	108.173	81.755
LV17	104.142	123.029
SP51	100.391	77.342
CJ03	98.043	112.002
CJ04	97.075	123.998
SCT2	91.651	90.300
IB22	160.874	119.020

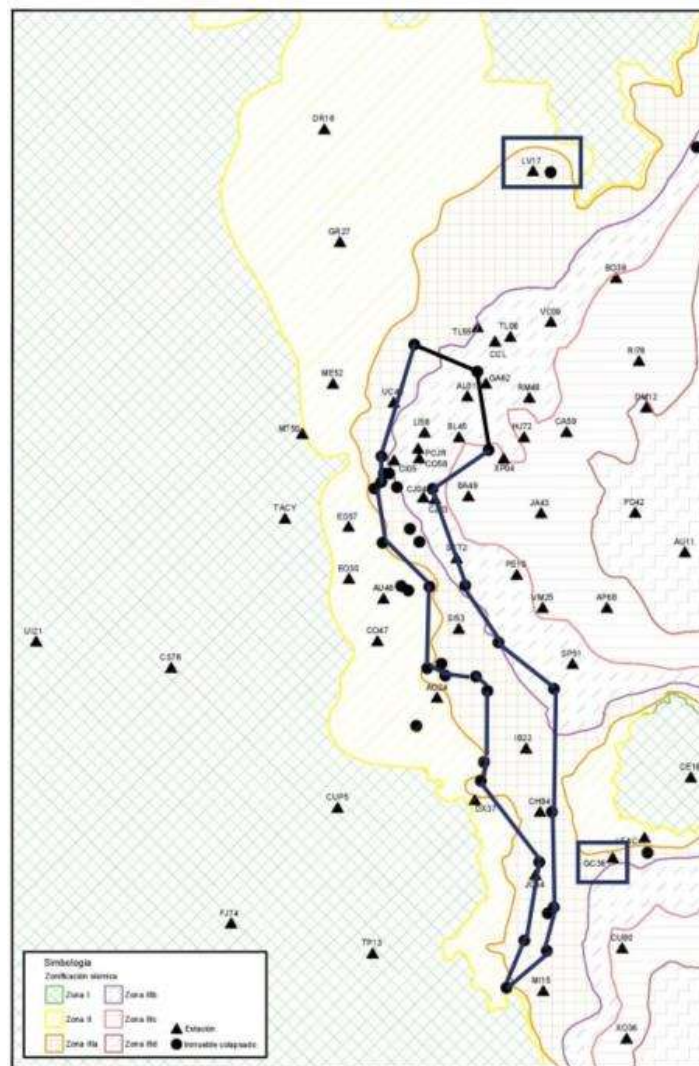


Figura 5.67 Envoltorio de estructuras colapsadas en terreno III por el evento sísmico del 19 de septiembre de 2017 (Roa, 2019).



Finalmente, las tablas 5.8 a 5.11 muestran los índices de confiabilidad β para las estructuras originales y reforzadas.

Tabla 5.8 Índices de confiabilidad estructura tres niveles y planta rectangular

Estructura	β
Original	2.15
Reforzada con dispositivos de fricción	3.31
Reforzada con dispositivos histeréticos	3.62
Reforzada con dispositivos viscosos	3.28

Tabla 5.9 Índices de confiabilidad estructura cinco niveles y planta rectangular

Estructura	β
Original	1.37
Reforzada con dispositivos de fricción	3.05
Reforzada con dispositivos histeréticos	3.35
Reforzada con dispositivos viscosos	3.37

Tabla 5.10 Índices de confiabilidad estructura ocho niveles y planta rectangular

Estructura	β
Original	1.88
Reforzada con dispositivos de fricción	3.53
Reforzada con dispositivos histeréticos	3.31
Reforzada con dispositivos viscosos	3.15

Tabla 5.11 Índices de confiabilidad estructura cinco niveles y planta cuadrada

Estructura	β
Original	1.71
Reforzada con dispositivos de fricción	3.66
Reforzada con dispositivos histeréticos	3.60
Reforzada con dispositivos viscosos	3.35

Para fines comparativos, la tabla 5.12 muestra una relación entre índices de confiabilidad y niveles de desempeño esperado sugerida por Wang y Kulhawy (2008).

Tabla 5.12 Relaciones entre índice de confiabilidad β y probabilidad de falla P_f (Wang y Kulhawy, 2008).

Índice de Confiabilidad	Probabilidad de falla	Nivel de desempeño esperado
1.0	0.16	Peligroso
1.5	0.07	Insatisfactorio
2.0	0.023	Pobre
2.5	0.006	Abajo del promedio
3.0	0.001	Arriba del promedio
4.0	0.00003	Bueno
5.0	0.000003	Alto

Los resultados anteriores muestran que las estructuras originales presentan bajos índices de confiabilidad, en particular las estructuras de cinco niveles, que además resultaron ser las más dañadas durante el sismo de 19 de septiembre de 2017. La implementación de dispositivos de disipación de



energía mejora significativamente la confiabilidad de las estructuras, sin embargo, existen casos donde la mejora es apenas suficiente para alcanzar un nivel de desempeño “arriba del promedio” desde el punto de vista referencial, como es la estructura de ocho niveles reforzada con dispositivos de comportamiento viscoso.



CONCLUSIONES

De acuerdo con los análisis realizados y comentados en los capítulos anteriores, este estudio conduce a las siguientes conclusiones:

1. Las ordenadas espectrales máximas registradas en el sismo del 19 de septiembre de 2017 se presentaron en las zonas denominadas de “alto peligro sísmico” y “terreno blando”, para un intervalo de periodos dominantes de 0.35 s a 2.35 s. Debido a esto, el sismo afectó mayormente a edificios de baja y mediana altura.
2. El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1976 no contaba con medidas específicas para mitigar el riesgo sísmico de edificios con la planta baja flexible, lo que originó altas demandas de distorsión y rotación en las estructuras diseñadas en este trabajo. De acuerdo con los análisis realizados, el efecto desfavorable de la planta baja flexible fue más severo en edificios de tres y cinco niveles que en los edificios de ocho niveles. De igual manera, las demandas de fuerza cortante basal superaron las reglamentarias del diseño.
3. Las inclusiones de dispositivos de control pasivo producen en general una disminución en las demandas de fuerza cortante basal en los edificios de tres y cinco niveles, no así en la estructura de ocho niveles, por lo que para su implementación requeriría refuerzo en la cimentación.
4. En todos los casos de los edificios reforzados se logró disminuir el daño esperado en elementos estructurales con las tres estrategias de refuerzo, mostrándose esta reducción menos eficiente en el modelo de ocho niveles. En los modelos de tres y cinco niveles las mayores reducciones en la demanda de distorsión y rotación se presentaron con elementos disipadores con comportamiento friccionante e hysterético. El incrementar el confinamiento de las columnas con estrategias como aumentar sus secciones transversales o encamisados, o reforzando las zonas más vulnerables con fibra de carbono, previo a la instalación de los elementos disipadores de energía, podría llevar a mejoras en el comportamiento de los dispositivos.
5. Los edificios con disipadores de energía redujeron las demandas de aceleración relativa de los entrepisos lo que originaría un mejor comportamiento de elementos no estructurales y contenidos de los edificios. El mejor sistema de refuerzo en este caso fue el uso de dispositivos de comportamiento viscoso. Fue notable que el modelo de ocho niveles con dispositivos de fricción condujo a incrementos de la demanda de aceleración relativa en los entrepisos superiores.
6. A medida que crece el número de niveles los elementos disipadores de energía se vuelven menos eficientes, una explicación de ello es que por la tipología de los edificios estudiados los elementos disipadores de energía colocados en la planta baja no son suficientes para reducir el daño que se presenta por las grandes demandas de todo el edificio concentradas mayormente en un solo nivel. Adicionalmente, debe recordarse que la metodología basada en energía se fundamenta en sistemas de un grado de libertad. La mayor participación en la disipación hysterética se obtuvo con los dispositivos de comportamiento hysterético.
7. Los índices de confiabilidad de los modelos originales presentan niveles de desempeño comprendidos entre las categorías “peligroso” y “pobre”. Sin embargo, al reforzar los edificios, los índices se incrementan significativamente situándose ahora en las categorías comprendidas entre “arriba del promedio” y “bueno”, dependiendo del caso. Las estrategias de refuerzo mostraron ser suficientes para mitigar el riesgo que presentan las estructuras con



planta baja flexible. La mayor mejora se presenta de manera general con los dispositivos de comportamiento histerético.

TRABAJOS A FUTURO

Para dar continuidad a los estudios anteriores que permita generalizar los resultados, se propone: (1) Realizar análisis de modelos estructurales en suelos de transición, (2) incluir los efectos de la interacción suelo estructura, (3) analizar otras tipologías de edificios que presenten también el defecto de estructuración de planta baja flexible y (4) realizar ajustes a la metodología propuesta para el caso específico de edificios de planta baja flexible.



REFERENCIAS

- AIFAMX Aeropuerto Internacional Felipe Ángeles. (07 de 2020). <https://www.gob.mx/aifa>. Obtenido de Gobierno de México : <https://www.gob.mx/aifa>
- American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE/SEI 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.
- Arnold, C., & Reitherman, R. (1982). *Building configuration and seismic design*. John Wiley & Sons.
- Bazán, E., & Meli, R. (1998). *Diseño Sísmico de Edificios*. México : Limusa.
- Benavent-Climent, A., & Zahran, R. (2010). An energy-based procedure for the assessment of seismic capacity of existing frames: application to RC wide beam systems in Spain. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 30(5), 354-367.
- Boore, D. M., Stephens, C. D., & Joyner, W. B. (May de 2002). Comments on Baseline Correction of Digital Strong-Motion Data: Examples from the 1999 Hector-Mine, California, Earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 92(4), 1543-1560.
- Chopra, A. K. (2007). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering* (3 ed.). Pearson/Prentice Hall.
- Comisión Federal de Electricidad. (2015). Manual de Diseño de Obras Civiles.
- Computer and Structures, Inc. (2018). Performance-Based Design of 3D Structures.
- Computer and Structures, Inc. (2017). *SAP 2000, CSI Analysis Reference Manual* .
- Constantinou, M., Soong, T., & Dargush, G. (1998). *Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit*. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- D'Ambrisi, A., & Mezzi, M. (2015). An energy-based approach for nonlinear static analysis of structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(5), 1513-1530.
- Del Gobbo, G. M., Blakeborough, A., & Williams, M. S. (2018). Improving total-building seismic performance using linear fluid viscous dampers. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(9), 4249-4272.
- Donaire-Ávila, J., Benavent-Climent, A., Lucchini, A., & Mollaioli, F. (2017). Energy-based seismic design methodology: a preliminary approach. *In Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake Engineering*, (págs. 9-13). Santiago, Chile .
- Enderami, S., Beheshti-Aval, S., & Saadeghvaziri, M. (2014). New energy based approach to predict seismic demands of steel moment resisting frames subjected to near-fault ground motions. *Engineering structures*, 72, 182-192.
- Federal Emergency Management Agency . (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency* .
- Federal Emergency Management Agency. (2001a). Hazus MH 2.1 Advanced Engineering Building Module (AEBM).
- Federal Emergency Management Agency. (2001b). Hazus-MH 2.1 Technical Manual.



- Furtado, A. F., Varum, H., Rodrigues, H., & Costa, A. (2014). Assessment and strengthening strategies of existing RC buildings with potencial soft-storey response. *9 th Internacional Masonry Conference*. Guimaraes.
- Gautam, D., Rodrigues, H., Btetwal, K., Neupane, P., & Sanada, Y. (2006). Common structural and construction deficiencies of Nepalese buildings. *Inovative Infraestructure Solutions*, 1(1).
- Gobierno de la Ciudad de Mexico. (2019). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*.
- Gobierno de la Republica. (1976). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. *Diario Oficial de la Federación*.
- Habibi, A., & Albermani, F. (2013). Energy-based design method for seismic retrofitting with passive energy passive energy dissipations systems. *Australian Earthquake Engineering Society*. Gold Coast, Queensland.
- Hejazi, F., Jilani, S., Noorzai, J., Chieng, C. Y., & Jaafar, M. S. (2011). Effect of soft story on structural response of high rise buildings. *In IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 17(1), 0123034.
- Hernández, M. E. (2019). "Uso de dispositivos de control para edificios en zonas de moderada y alta sismicidad". Morelia, Michoacán : Tesis de maestría, UMSNH.
- Hernández, M. E., Jara, G. J., Roa, G. M., & Olmos, N. B. (2019). Uso de dispositivos de control para el refuerzo de edificios con planta baja flexible. *XXII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Monterrey.
- Hisham, M., Al Hanoun, M., & Abrahamczyk, L. S. (2017). Numerical simulation of RC frame structures with infill walls under consideration of out-of-plane-behavior. *16th World Conference on Earthquake*. Santiago de Chile.
- Housner, G. (1956). Limit Design of Structures to Resist Earthquakes. *Proceedings of the First World Conference* , (págs. 1-13). Berkeley, California.
- Jara, G. J. (1994). Estado del arte sobre dispositivos para reducir daños provocados por temblores. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 35-79.
- Jara, G. J. (2021). Comunicación personal.
- Jara, G. J., Hernández-Mazariegos, E. J., Olmos-Navarrete, B. A., Martinez-Ruiz, G., & Roa-Garcia, M. I. (2019). Seismic Vulnerability and Retrofit Alternatives for Typical Soft-story in Earthquake Pone Areas. *Structural Engineering*, 1-10.
- Jara, J. M., López, J. I., & Martínez, G. (2020). Effect of seismic source type on the expected behavior of historic arch brigdes . *International Journal of Achitectural Heritage, Conservation, Analysis and Restoration* .
- Kirac, N., Dogan, M., & Ozbasarn, H. (2011). Failure of weak-storey during earthquakes. *Engineering Failure Analysis* , 18(2), 572-581.



- Landi, L., Conti, F., & Diotallevi, P. (2014). Effectiveness of different distributions of viscous damping coefficients for the seismic retrofit of regular and irregular RC frames. *Engineering Structures*, 79-93.
- Leelataviwat, S., Saewon, W., & Goel, S. C. (2008). An energy based method for seismic evaluation of structures. In *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering* . Beijing, China.
- Lin YY, T. M., J, H., & KS, C. (2002). Direct displacement-based design for building with passive energy dissipation systems. *Eng Struct*.
- Mander, J. B., J, P. M., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1-23.
- Mander, J., & Priestley, M. P. (1988). Observed stress-strain behavior of confined concrete. *Journal of Structural Engineering* .
- Martelli, A. (2008). Recent progress of application of modern anti-seismic systems in Europe-Part 2: Energy dissipation systems, shape memory alloy devices and shock transmitters. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering* . Beijing, China.
- MathWorks. (2014). Matlab online reference .
- Medeiros, P., Vasconcelos, G., Lourenço, & Gouveia, J. (2013). Numerical modelling of non-confined and confined masonry walls. *Construction and Buildings Materials*.
- México, G. d. (2017). Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*.
- National Geographic en español. (2017). *National Geographic en español*. Obtenido de <https://www.ngenespanol.com/naturaleza/delegaciones-de-la-cdmx-con-mayor-y-menor-riesgo-en-un-sismo/>
- National Institute of Standards and Technology . (2010). *Nonlinear structural analysis for seismic design* .
- National Institute of Standards and Technology . (2017). *Guidelines for nonlinear structural analysis for design of buildings, Part IIb- Reinforced concrete moment frames* .
- Olivella, X. O., & Saracibar Bosch, C. A. (2010). *Mecánica de medios continuos para ingenieros*. Barcelona: Edicions de la Universitat Politècnica de Catalunya.
- Park, R., & Pauley, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons.
- Reyes, C., Miranda, E., Ordaz, M., & Meli, R. (2002). Estimación de espectros de aceleraciones correspondientes a diferentes periodos de retorno para las distintas zonas sísmicas de la Ciudad de México. *Revista de Ingeniería Sísmica*(66), 95-121.
- Roa, G. M. (2019). Comportamiento sísmico esperado en edificios con disipadores de energía sobre suelos de transición y flexible. *Tesis de Maestría, UMSNH*.
- Ruiz, G. S. (2019). *Comentarios al apéndice B (Edificios con disipadores de energía sísmica)*. Ciudad de México: Instituto de Ingeniería de la UNAM.



- Ruiz-García, J. (2017). *Learning from earthquakes*. Obtenido de http://learningfromearthquakes.org/2017-09-19-puebla-mexico/index.php?option=com_content&view=article&id=90
- Servicio Simológico Nacional (SSN). (2017). *Reporte Especial: Sismo del día 19 de Septiembre de 2017, Puebla-Morelos (M 7.1)*.
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. (2012). *Guía para el Analisis de Estructuras de Mampostería*.
- Tena-Colunga, A. (2003). *Disipación de energía en México: Un estado del arte. VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Barquisimeto, Venezuela.
- Tesfamariam, S., & Goga, K. (2017). Energy-Based Seismic Risk Evaluation of Tall Reinforced Concrete Building in Vancouver, BC, Canada, under Mw9 Megathrust Subduction Earthquakes and Aftershocks. *Frontiers in Built Environment*.
- Tomazevic, M., Lutman, M., & Petkovic, L. (1996). Seismic behavior of Masonry Walls: Experimental Simulation. *Journal of Structural Engineering*, 1048-1054.
- Treviño, E. (2004). Investigación experimental del comportamiento de muros de mampostería confinada de bloques de concreto sometidos a cargas laterales ciclicas reversibles reforzados con acedo de grados 60 y 42. *XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*.
- Uang, C.-M., & Berbet, V. V. (1988). Use of energy as a design criterion in earthquake-resistance design. *Report No. UCB/EERC-88/18*.
- Universidad Nacional Autónoma de México. (1977). *Diseño y construcción de estructuras de concreto, Normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones para el Distrito Federal, con comentarios, ayudas de diseño y ejemplos*. Ciudad de México.
- Universidad Nacional Autónoma de México. (1977). *Diseño y construcción de estructuras de mampostería, Normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones para el distrito federal, con comentarios y ejemplos*. Ciudad de México.
- Wang, Y., & Kulhawy, F. H. (2008). Reliability Index for Serviceability Limit State of Buildings Foundations. *Geotech. Geoenviron. Eng.*, 134(11), 1587-1594.
- Zanini, M. A., & Hofer, L. (2019). Center and Characteristic Seismic Reliability as new indexes for accounting uncertainties in seismic reliability analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 110-123.