

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE POSGRADO**



**EVALUACION DEL EFECTO DE SISMOS SUCESIVOS SOBRE LA
RESPUESTA SISMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO**

PRESENTADO POR:

**JAIME HERNÁNDEZ DE PAZ
CARLOS BIENVENIDO RAMÍREZ MORALES**

PARA OPTAR AL TÍTULO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

CIUDAD UNIVERSITARIA, JUNIO DE 2016.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR INTERINO:

LIC. JOSÉ LUIS ARGUETA ANTILLÓN

SECRETARIA GENERAL:

DRA. ANA LETICIA ZA VALETA DE AMAYA

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. FRANCISO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

SECRETARIO:

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE POSGRADO

DIRECTORA:

MSc. PATRICIA HAYDEÉ ESTRADA DE LÓPEZ

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE POSGRADO

Trabajo de graduación previo a la opción al grado de:

MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Título:

**EVALUACION DEL EFECTO DE SISMOS SUCESIVOS SOBRE LA
RESPUESTA SISMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO**

Presentado por:

JAIME HERNÁNDEZ DE PAZ
CARLOS BIENVENIDO RAMÍREZ MORALES

Trabajo de graduación aprobado por:

Docente Director:

PhD. MSc. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR

Ciudad Universitaria, Junio de 2016.

Trabajo de graduación aprobado por:

Docente Director:

PhD. MSc. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR

RESUMEN

Considerando que en El Salvador la ocurrencia de eventos sísmicos independientes con intervalos de tiempo muy cortos es un hecho comprobado, tal como los eventos de Jucuapa-Chinameca en Mayo de 1951 (Ambraseys, Bommer, Buforn, & Udías, 2001) y Enero-Febrero de 2001 (Benito, Cepeda, & Martínez Díaz, 2004), y que el intervalo tan corto de tiempo entre eventos no permite que las estructuras sean rehabilitadas; se vuelve necesario estudiar el *Factor de Modificación de Respuesta R* , el *Factor de Amplificación de Desplazamientos C_d* y la *Deriva Admisible de Entrepiso Δa* especificados en la norma de diseño sísmico vigente, ya que dichos factores han sido definidos para un evento único e independiente y no para la ocurrencia de eventos sucesivos.

Es sabido que las provisiones sísmicas modernas toman ventaja de la capacidad de disipación de energía de las estructuras (Uang C. M., 1992), definiendo el nivel de fuerza sísmica de diseño igual a la fuerza sísmica elástica demandada reducida por un *Factor de Modificación de Respuesta R* . Los diseñadores estructurales desarrollan análisis elásticos de los cuales obtienen desplazamientos para un nivel de fuerza sísmica reducida. Con el objetivo de estimar las máximas deformaciones (inelásticas) que pueden desarrollarse durante terremotos severos, los códigos de diseño sísmico especifican un *Factor de Amplificación de Desplazamientos* para amplificar las deformaciones elásticas calculadas (Uang & Maarouf, 1996) y que estas deformaciones no sobrepasen los valores de *Derivas Admisibles de Entrepiso*.

En la presente investigación se evalúa la respuesta de edificios de concreto reforzado de apartamentos para niveles de Ductilidad Baja (detallado intermedio) y Alta (detallado dúctil). Se evalúa la respuesta estática de los edificios mediante Análisis Estáticos No Lineales (AENL), para posteriormente evaluar la respuesta dinámica con la combinación de 1, 2 y 3 eventos sucesivos (acelerogramas) que son incrementados gradualmente mediante Análisis Dinámicos Incrementales No Lineales (ADINL), con el fin de definir los puntos de interés de desplazamientos, aceleraciones y cortantes en la base, asociados a fallas locales o globales en los edificios; los que finalmente sirven de insumos para obtener los parámetros de respuesta (valores de R , C_d y Δa) de los edificios analizados para todas las secuencias definidas de registros sísmicos.

Finalmente, se discuten los valores obtenidos para cada uno de los parámetros en evaluación y son comparados con los definidos en la actual Norma Técnica para Diseño por Sismo de la República de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a).

AGRADECIMIENTOS

Con profunda gratitud, los autores desean decir gracias a Dios, y a todas aquellas personas que nos apoyaron y brindaron su tiempo, paciencia y consejos para culminar el presente trabajo de graduación. A nuestro asesor y profesor Manuel Alfredo López Menjivar por su valiosa dirección, sabios consejos, información y apoyo brindado en el desarrollo de esta investigación y desde siempre, además del tiempo y esfuerzo invertido en el producto de esta investigación. Al profesor Edgar Armando Peña Figueroa por su guía y apoyo a nuestra investigación y su compromiso con la investigación científica universitaria. A nuestro colega y amigo Celso Saúl Alfaro Alvarenga por la información técnica proporcionada y su oportuna orientación a lo largo de toda esta investigación. A Celina Kattan y Douglas Hernández del Observatorio Ambiental, por toda la información técnica proporcionada la cual ha sido un muy valioso insumo para nuestra investigación.

A nuestras familias, por su paciencia, apoyo y comprensión durante estos últimos años, en los cuales debimos ausentarnos de sus vidas para culminar este gran proyecto, especialmente a María José porque durante esta ausencia ha llegado a ser para sus hermanos el mejor padre que se puede tener.

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Planteamiento del problema.....	5
1.3 Objetivos.....	5
1.3.1 Objetivo general.....	5
1.3.2 Objetivos específicos.....	6
1.4 Alcances.....	6
1.5 Limitaciones.....	7
1.6 Justificación.....	8
1.7 Metodología de la investigación.....	8
2. EVALUACION DE PARÁMETROS DEL DISEÑO SÍSMICO.....	10
2.1 Introducción.....	10
2.2 Antecedentes.....	11
2.3 Reseña histórica de los códigos de diseño por sismo en El Salvador y el uso del factor de estructuración.....	15
2.4 Métodos de análisis para la identificación del factor de estructuración.....	17
2.4.1 Análisis Estático No Lineal (AENL).....	17
2.4.2 Análisis Dinámico Incremental No Lineal (ADINL).....	19
2.5 Componentes del <i>Factor de Modificación de Respuesta R</i>	22
2.5.1 Factor de Sobre-Resistencia R_S	23
2.5.2 Factor de Ductilidad R_μ	24
2.5.3 Factor de Redundancia R_R	27
2.5.4 Factor de Amortiguamiento Viscoso R_ζ	27
2.6 Evaluación sistemática de los <i>Factores de Modificación de Respuesta R</i>	28
2.7 Evaluación del <i>Factor de Modificación de Respuesta</i> considerando el movimiento del terreno.....	29
2.8 Evaluación del <i>Factor de Amplificación de Desplazamientos Cd</i>	36
2.9 Evaluación de la <i>Deriva Admisible de Entrepiso Δa</i>	38
3. REGISTROS ACELEROGRÁFICOS Y SECUENCIAS DE EVENTOS.....	39
3.1 Introducción.....	39

3.2 Registros acelerográficos de El Salvador.....	39
3.3 Procesamiento de registros acelerográficos.....	41
3.4 Selección de registros acelerográficos.....	47
3.5 Definición de secuencias de eventos.....	51
4. MODELOS MATEMATICOS DE ANALISIS.....	54
4.1 Introducción.....	54
4.2 Selección de edificios a evaluar.....	54
4.3 Diseño sismo-resistente de acuerdo a la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador.....	55
4.3.1 Criterios de diseño.....	55
4.3.2 Parámetros de diseño.....	56
4.3.3 Detallado de marcos.....	59
4.4 Períodos elásticos de vibración de los marcos representativos.....	63
4.5 Descripción de la herramienta de análisis.....	64
4.5.1 No linealidad geométrica.....	64
4.5.2 Inelasticidad de los materiales.....	65
4.5.3 Elemento inelástico basado en desplazamientos.....	65
4.6 Modelos constitutivos de los materiales.....	66
4.6.1 Modelo no lineal de Mander para concreto confinado.....	66
4.6.2 Modelo no lineal de Mander para concreto no confinado.....	66
4.6.3 Modelo de Menegotto-Pinto para acero de refuerzo.....	67
4.7 Parámetros y criterios de modelación: Análisis Estáticos No Lineales (AENL) y Análisis Dinámicos Incrementales No Lineales (ADINL).....	67
4.7.1 Secciones.....	67
4.7.2 Factor de confinamiento.....	68
4.7.3 Resistencia al corte.....	70
4.7.4 Desplazamiento de control.....	70
4.7.5 Combinación de carga.....	71
4.7.6 Amortiguamiento.....	71
4.7.7 Criterios de modelación.....	73
4.8 Criterios de desempeño.....	74
4.8.1 Criterios de desempeño para fallas locales.....	74

4.8.2 Criterios de desempeño para fallas globales	76
4.9 Diagrama de flujo para evaluar los factores R , Cd y Δa	76
5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	78
5.1 Introducción	78
5.2 Curvas: cortante en la base – desplazamiento para los AENL y ADINL	78
5.3 Valores obtenidos del <i>Factor de Modificación de Respuesta</i> R y $R'_{c,ay}$	85
5.4 Valores obtenidos del <i>Factor de Amplificación de Desplazamientos</i> $Cd_{análisis}$	93
5.5 Valores obtenidos de la <i>Deriva Máxima de Entrepiso</i> Δ_{max}	98
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	104
6.1 Introducción	104
6.2 Conclusiones	104
6.3 Recomendaciones	108
REFERENCIAS	110
Apéndice A	113

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Distribución de terremotos a profundidades mayores a 100 km, en el período de 1964-2000 (Dewey, White, & Hernández, 2004)	2
Figura 1.2 Distribución de terremotos a profundidades menores a 100 km, en el período de 1964-2000 (Dewey, White, & Hernández, 2004)	2
Figura 1.3 Mapa tectónico local de El Salvador con la localización de los principales terremotos del siglo XX y principios de 2001 (Benito, Cepeda, & Martínez Díaz, 2004)	3
Figura 1.4 Metodología de la investigación	9
Figura 2.1 Factor de reducción para sistemas elasto-plásticos como una función de Tn para $\mu=1, 1.5, 2, 4$ y 8 ; $\zeta=5\%$: (a) movimiento del terreno de <i>El Centro</i> ; (b) conjunto de Large-Magnitude Small-Distance (LMSR) de movimientos del terreno (se presentan los valores medianos) (Chopra, 2012)	12
Figura 2.2 Valores de Ry (Chopra, 2012)	12
Figura 2.3 Relación fuerza-desplazamiento (Applied Technology Council, 1995-a)	18
Figura 2.4 Aproximaciones bilineales para relaciones fuerza-desplazamiento (Applied Technology Council, 1995-a)	19
Figura 2.5 Ejemplo de información extraída de un Análisis Dinámico Incremental para un edificio de marcos dúctiles en acero estructural, sujeto al registro de <i>El Centro</i> (1940) (Vamvatsikos, 2002)	20
Figura 2.6 Definición de términos relacionados con la ductilidad (Applied Technology Council, 1995-b)	24
Figura 2.7 Relaciones $R\mu - \mu - T$ (Krawinkler y Nassar) (Applied Technology Council, 1995-b)	26
Figura 2.8 Comparativo del Factor de Ductilidad (Applied Technology Council, 1995-b)	27
Figura 2.9 Relaciones entre Factor de Reducción R , Sobre-Resistencia Ωd , Factor de Ductilidad $R\mu$ y Factor de Ductilidad de Desplazamiento μ	30
Figura 2.10 Evaluación del factor de reducción en un edificio regular de 12 niveles, usando un registro artificial compatible con el espectro; definición de $Rc, \alpha y$ (Mwafy & Elnashai, 2002-a)....	32
Figura 2.11 Comparación entre el <i>Factor de Reducción de Ductilidad</i> $R\mu$ y la definición de $Rc, \alpha y$ (Mwafy & Elnashai, 2002-a)	33

Figura 2.12 Diagrama de flujo del procedimiento de análisis para cada combinación de acelerogramas en el modelo del edificio (Mwafy & Elnashai, 2002-a).....	35
Figura 2.13 Factores de desempeño sísmico R , Ω_0 y C_d (Federal Emergency Management Agency, 2009)	35
Figura 3.1 Red acelerográfica de El Salvador	39
Figura 3.2 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (CIG) 1986-10-10. 43	
Figura 3.3 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (CIG) 2001-01-13. 43	
Figura 3.4 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (CIG) 2001-02-13. 44	
Figura 3.5 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (CIG) 2001-02-17. 44	
Figura 3.6 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (UCA) 2001-01-13 45	
Figura 3.7 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (UCA) 2001-02-13 45	
Figura 3.8 Estaciones acelerográficas UCA (10-Oct-1986), RE (13-Ene-2001) y ST (13-Ene-2001)...	48
Figura 3.9 Espectros de Respuesta Elásticos con sus 2 componentes: UCA (10-Oct-1986), RE (13-Ene-2001) y ST (13-Ene-2001).....	49
Figura 3.10 Espectros de Respuesta Elásticos seleccionados: UCA (10-Oct-1986 Dir. 180°), RE (13-Ene-2001 Dir. 180°) y ST (13-Ene-2001 Dir. 90°)	49
Figura 3.11 Intensidades de Arias: UCA (10-Oct-1986 Dir. 180°), RE (13-Ene-2001 Dir. 180°) y ST (13-Ene-2001 Dir. 90°).....	50
Figura 3.12 Registros acelerográficos: UCA (10-Oct-1986 Dir. 180°), RE (13-Ene-2001 Dir. 180°) y ST (13-Ene-2001 Dir. 90°).....	51
Figura 3.13 Combinaciones de registros acelerográficos.....	52
Figura 3.14 Intervalos de tiempo de 100 seg. con aceleración 0 entre registros consecutivos y al final de cada evento, usados en las combinaciones (ver Figura 3.13).....	53
Figura 4.1 Espectros de diseño para Ductilidad Baja (DB) y Alta (DA)	58
Figura 4.2 Convención de estribos en columnas y vigas.....	59
Figura 4.3 Detalle de marco MDB1	60
Figura 4.4 Detalle de marco MDB2	60

Figura 4.5 Detalle de marco MDB3	60
Figura 4.6 Detalle de marco MDB4	61
Figura 4.7 Detalle de marco MDA3	61
Figura 4.8 Detalle de marco MDA6	62
Figura 4.9 Detalle de marco MDA9	62
Figura 4.10 Detalle de marco MDA12	63
Figura 4.11 Espectros de Respuesta Elásticos seleccionados y primer periodo elástico de los marcos centrales representativos.....	64
Figura 4.12 Secciones utilizadas en columnas y vigas con 200 fibras (Seismosoft SRL, 2014)	65
Figura 4.13 Modelo no lineal de Mander para concreto confinado (Seismosoft SRL, 2014)	66
Figura 4.14 Modelo no lineal de Mander para concreto no confinado (Seismosoft SRL, 2014)	66
Figura 4.15 Modelo de Menegotto-Pinto para acero (Seismosoft SRL, 2014).....	67
Figura 4.16 Definición de vigas tipo “L” y “T” (American Concrete Institute, 1999)	67
Figura 4.17 Núcleo confinado para estribos rectangulares (Mander, Priestley, & Park, 1988).....	68
Figura 4.18 Variación de las fracciones de amortiguamiento modal con la frecuencia natural: (a) amortiguamientos proporcionales a la masa y a la rigidez; (b) amortiguamiento de Rayleigh (Chopra, 2012).....	72
Figura 4.19 Diagrama de flujo para el evaluar el <i>Factor de Modificación de Respuesta R</i> , el <i>Factor de Amplificación de Desplazamientos Cd</i> y la <i>Deriva Admisible de Entrepiso Δa</i>	77
Figura 5.1 Pushovers estático y dinámicos: Modelo MDB1	79
Figura 5.2 Pushovers estático y dinámicos: Modelo MDB2	79
Figura 5.3 Pushovers estático y dinámicos: Modelo MDB3	80
Figura 5.4 Pushovers estático y dinámicos: Modelo MDB4	80
Figura 5.5 Pushovers estático y dinámicos: Modelo MDA3.....	81
Figura 5.6 Pushovers estático y dinámicos: Modelo MDA6.....	81

Figura 5.7 Pushovers estático y dinámicos: Modelo MDA9.....	82
Figura 5.8 Pushovers estático y dinámicos: Modelo MDA12.....	82
Figura 5.9 Comparativo de valores de R y $R'_{c,ay}$ para Ductilidad Baja (DB)	90
Figura 5.10 Comparativo de valores R y $R'_{c,ay}$ para Ductilidad Alta (DA).....	90
Figura 5.11 Comparativo de valores R y $R'_{c,ay}$ para DB y DA en función del período elástico	91
Figura 5.12 Comparativo de valores Cd y $Cd_{análisis}$ para Ductilidad Baja (DB).....	97
Figura 5.13 Comparativo de valores Cd y $Cd_{análisis}$ para Ductilidad Alta (DA)	97
Figura 5.14 Comparativo de valores Cd y $Cd_{análisis}$ para Ductilidad Baja y Alta en función del período elástico	98
Figura 5.15 <i>Derivas Máximas de Entrepiso Δ_{max}</i> para Ductilidad Baja (DB).....	103
Figura 5.16 <i>Derivas Máximas de Entrepiso Δ_{max}</i> para Ductilidad Alta (DA)	103

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Parámetros de origen de los terremotos destructivos en El Salvador en el siglo XX (Benito, Cepeda, & Martínez Díaz, 2004).....	4
Tabla 2.1 Factor de Redundancia preliminar (Applied Technology Council, 1995-a)	27
Tabla 3.1 Redes acelerográficos: CIG - UCA	40
Tabla 3.2 Parámetros geotécnicos de eventos en evaluación	41
Tabla 3.3 Parámetros para el cálculo del coeficiente sísmico.....	42
Tabla 3.4 Principales parámetros de registros acelerográficos	46
Tabla 3.5 Relaciones estación-evento de registros acelerográficos	47
Tabla 4.1 Los 10 edificios más altos de El Salvador (CASALCO, 2014)	54
Tabla 4.2 Factores considerados para evaluar el coeficiente sísmico	57
Tabla 4.3 Coeficientes sísmicos de diseño para edificios de Ductilidad Baja (DB) y Alta (DA)	58
Tabla 4.4 Periodos de los primeros dos modos de vibración de marcos representativos	73
Tabla 5.1 Primera falla global (FG) alcanzada en los ADINL.....	84
Tabla 5.2 Valores del <i>Factor de Modificación de Respuesta</i> $R'_{c,ay}$ para Ductilidad Baja (DB)	87
Tabla 5.3 Valores del <i>Factor de Modificación de Respuesta</i> $R'_{c,ay}$ para Ductilidad Alta (DA)	88
Tabla 5.4 Resumen de valores del Factor de Modificación de Respuesta	89
Tabla 5.5 Valores del <i>Factor de Amplificación de Desplazamientos</i> $Cd_{análisis}$ para Ductilidad Baja (DB)	94
Tabla 5.6 Valores del <i>Factor de Amplificación de Desplazamientos</i> $Cd_{análisis}$ para Ductilidad Alta (DA)	95
Tabla 5.7 Resumen de valores del <i>Factor de Amplificación de Desplazamientos</i> $Cd_{análisis}$	96
Tabla 5.8 <i>Derivas Máximas de Entrepiso</i> Δ_{max} para los ADINL antes de alcanzar el primer criterio de colapso	100

Tabla 5.9 <i>Derivas Máximas Δ_{max} y Admisibles Δ_a de Entrepiso</i> en función del número de entrepisos.....	101
Tabla A.1 Componentes del <i>Factor de Modificación de Respuesta ($R'_{c,ay}$): $R_{c,ay}$, Ω_{d-e} y Ω_{d-d}</i> para Ductilidad Baja (DB)	114
Tabla A.2 Componentes del <i>Factor de Modificación de Respuesta ($R'_{c,ay}$): $R_{c,ay}$, Ω_{d-e} y Ω_{d-d}</i> para Ductilidad Alta (DA).....	115

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

La República de El Salvador es golpeada por un terremoto destructivo, o una secuencia de terremotos, una vez por década en promedio (López, Bommer, & Pinho, 2004). Con una extensión geográfica de 20,742 km², la frecuencia de daños por terremotos claramente demuestra que El Salvador es un país con un alto riesgo de sismicidad. De hecho, la ciudad capital, San Salvador, es probablemente la ciudad en las Américas que ha sido más frecuentemente dañada por terremotos (López, Bommer, & Pinho, 2004).

El Salvador se ubica en una zona de gran actividad sísmica, su posición al borde de la Placa del Caribe provoca fuertes terremotos debido a la interacción entre ésta y la Placa de Cocos. La subducción de la Placa de Cocos debajo de la Placa del Caribe a lo largo de la Costa Pacífica de Centro América produce varias clases de terremotos que son distinguidos por sus posiciones dentro de la tectónica de placas o por su mecanismo focal. El primer grupo se localiza debajo de la Costa Pacífica y en el mar, fallas inversas ocurren en la interface entre las Placas de Cocos y del Caribe en donde se registra una intensa actividad sísmica. Un segundo grupo se ubica tierra adentro desde la costa, donde terremotos intra-placa dentro de la Placa de Cocos ocurren a profundidades de más de 200 km bajo El Salvador y a más de 250 km en otras regiones de Centro América (Dewey, White, & Hernández, 2004) (ver Figura 1.1). Un movimiento relativo de 80 mm/año, en promedio, produce los terremotos de profundidades intermedias de 200 km bajo la Costa Pacífica de El Salvador (Benito, Cepeda, & Martínez Díaz, 2004), siendo ésta la principal fuente de sismicidad; algunos de los terremotos de esta zona ocurridos en el siglo pasado incluyen los del 7 de Septiembre de 1915 ($M_s=7.7$), 28 de Marzo de 1921 ($M_s=7.4$), 21 de Mayo de 1932 ($M_s=7.1$), 19 de Junio de 1982 ($M=7.3$), y más recientemente el del 13 de Enero de 2001 ($M_w=7.7$). La segunda fuente de sismicidad está relacionada al sistema de fallas locales que se extienden desde el Oeste hacia el Este a lo largo de la cadena volcánica. La cadena de volcanes de Centro América están entre los más cercanamente espaciados en el mundo, con un promedio de 25 km entre los 42 volcanes que evidencian actividad holocénica (White, 1991). Estos terremotos de la corteza superior tienen un origen tectónico, pero son frecuentemente llamados “*eventos de la cadena volcánica*” debido a su proximidad con el eje de volcanes. La mayoría de eventos en esta zona tienen magnitudes moderadas ($5.5 < M < 6.8$) y a profundidades superficiales menores a 20

km (Benito, Cepeda, & Martínez Díaz, 2004) (ver Figura 1.2); estos eventos contribuyen significativamente al peligro y riesgo sísmico en la región, e históricamente han causado más muertes y daños que los terremotos de la zona de subducción.

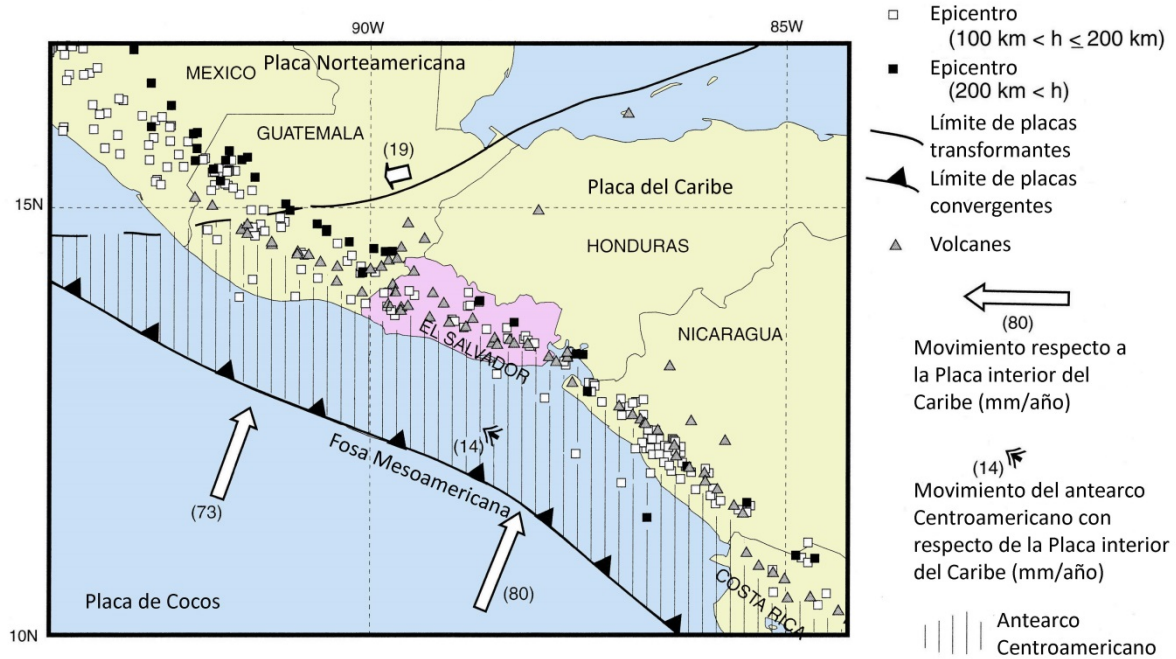


Figura 1.1 Distribución de terremotos a profundidades mayores a 100 km, en el período de 1964-2000 (Dewey, White, & Hernández, 2004)

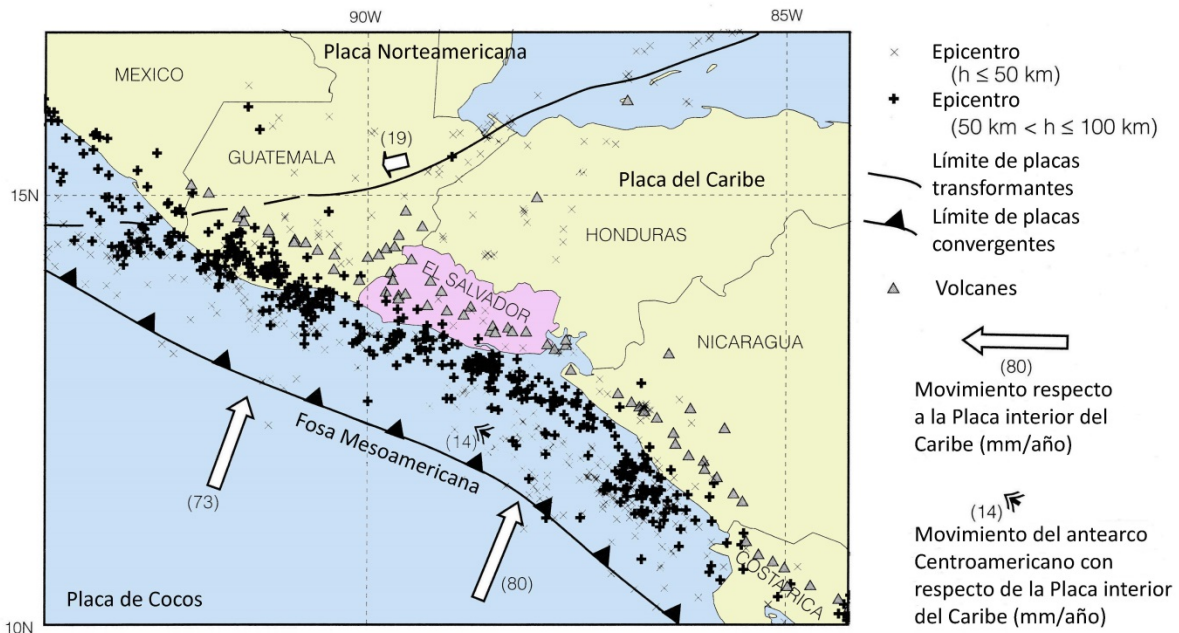


Figura 1.2 Distribución de terremotos a profundidades menores a 100 km, en el período de 1964-2000 (Dewey, White, & Hernández, 2004)

Los terremotos que ocurren en la corteza superior del área de Centro América tienen la característica que se producen en grupos de dos a cuatro eventos con aproximadamente igual magnitud en un radio de 60 km, y en ocasiones con separaciones temporales que varían de algunos minutos a varias semanas (Ambraseys, Bommer, Buforn, & Udías, 2001). Durante el siglo XX los terremotos, con origen en cualquiera de las dos fuentes mencionadas anteriormente, golpearon a El Salvador en al menos siete ocasiones, a veces ocurriendo en grupos de dos a tres eventos similares con una diferencia de tiempo de minutos u horas (Benito, Cepeda, & Martínez Díaz, 2004) (ver Figura 1.3 y Tabla 1.1).

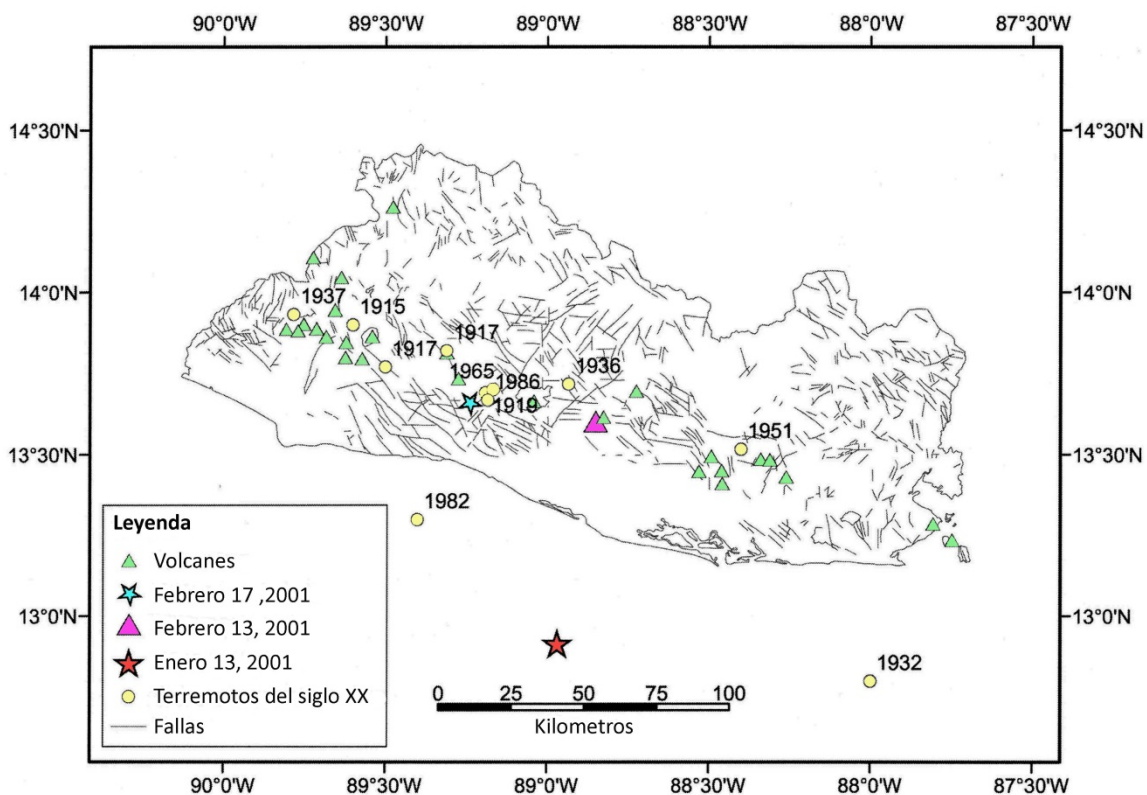


Figura 1.3 Mapa tectónico local de El Salvador con la localización de los principales terremotos del siglo XX y principios de 2001 (Benito, Cepeda, & Martínez Díaz, 2004)

Lo anterior plantea un problema para el análisis de la amenaza sísmica utilizando un modelo de Poisson, el cual supone que el tiempo de arribo de cada par de eventos sucesivos tiene una distribución exponencial y son independientes entre sí (Ambraseys, Bommer, Buforn, & Udías, 2001). Dicho problema consiste en que grupos de eventos, como la secuencia de terremotos de Jucuapa-Chinameca de 1951, no son independientes uno del otro y ocurren prácticamente al mismo tiempo, por lo que, se vuelve muy difícil clasificar cada uno como premonitor o réplica

puesto que son de similar magnitud. Sin embargo, es necesario considerar la ocurrencia de grupos de eventos sísmicos en la evaluación de la amenaza ya que las estructuras ubicadas en la cadena volcánica necesitarán resistir dos o tres eventos sucesivos.

Tabla 1.1 Parámetros de origen de los terremotos destructivos en El Salvador en el siglo XX (Benito, Cepeda, & Martínez Díaz, 2004)

Año	Mes	Día	Hora (GMT)	Latitud (°)	Longitud (°)	M _s	Profundidad (km)	Intensidad	Origen
1915	09	07	01:20	13.90	-89.60	7.7	60	IX	Subducción
1917	06	08	00:51	13.82	-89.31	6.7	10	VIII	Local
1917	06	08	01:30	13.77	-89.50	5.4	10	VIII	Local
1919	04	28	06:45	13.69	-89.19	5.9	10	X	Local
1930	07	14	22:40	14.12	-90.25	6.9	30	VII	Local
1932	05	21	10:12	12.80	-88.00	7.1	150	VIII	Subducción
1936	12	20	02:45	13.72	-88.93	6.1	10	VIII	Local
1937	12	27	00:43	13.93	-89.78	5.9	10	VII-VIII	Local
1951	05	06	23:03	13.52	-88.40	5.9	10	VIII	Local
1951	05	06	23:08	13.52	-88.40	6.0	10	VIII	Local
1951	05	07	20:22	13.48	-88.45	5.5	10	VIII	Local
1965	05	03	10:01	13.70	-89.17	6.3	15	VIII	Local
1982	06	19	06:21	13.30	-89.40	7.3	80	VII	Subducción
1986	10	10	17:49	13.67	-89.18	5.4	10	VIII-IX	Local
2001	11	03	17:33	13.05	-88.66	7.8	60	VIII	Subducción
2001	02	13	14:22	13.67	-88.94	6.5	10	VIII	Local

Los terremotos del 13 de Enero y 13 de Febrero de 2001 son ejemplos recientes del potencial de sismicidad de las zonas de subducción y la cadena volcánica. Específicamente, el evento del 13 de Enero es similar al del 19 de Junio de 1982 en términos de mecanismo, profundidad focal y patrón de daños en el Sur-Oeste del país (Benito, Cepeda, & Martínez Díaz, 2004). Este evento (1982) fue seguido por el evento cortical en 1986. De igual manera, la localización del evento del 13 de Febrero es similar al ocurrido en 1936 en San Vicente, el cual fue precedido por el evento de subducción de 1932 (Benito, Cepeda, & Martínez Díaz, 2004).

Los dos grandes eventos del 13 de Enero y 13 de Febrero de 2001, junto con eventos de menor magnitud y sus respectivas replicas o secuencias de eventos, produjeron un período de intensa actividad sísmica durante un corto intervalo de tiempo; esta actividad en cierto momento no parecía decrecer en tiempo y frecuencia (Benito, Cepeda, & Martínez Díaz, 2004) acorde a la ley de Omori, la cual establece que la frecuencia de las réplicas decrece fuertemente con el tiempo transcurrido después del evento principal.

Todo lo anterior indica que la actividad sísmica que afecta la región de El Salvador presenta un patrón en su sismicidad, generando eventos principales en la zona de subducción, los cuales son precedidos por eventos sucesivos en la zona de subducción misma o eventos en la corteza superior en intervalos de tiempo cortos, dejando poco tiempo a la sociedad para rehabilitar o declarar como inhabitables sus estructuras, principalmente, los edificios.

La secuencia de terremotos de Jucuapa-Chinameca de 1951 también evidencia la necesidad de evaluar al menos cuatro implicaciones en el riesgo sísmico de El Salvador: *i)* el origen de los parámetros de catálogos sísmicos, *ii)* la zonificación sísmica, *iii)* la medición de múltiples eventos, y *iv)* los eventos históricos ocurridos en secuencia y que pueden, en algunos casos, referirse a dos o tres eventos que puede a su vez conducir a una sobreestimación de la intensidad y, por lo tanto, de la magnitud (Ambraseys, Bommer, Buforn, & Udías, 2001).

1.2 Planteamiento del problema

Lo citado anteriormente, necesita ser considerado explícitamente en la evaluación del riesgo sísmico, porque las estructuras que se encuentran en la cadena volcánica necesitan ser diseñadas para soportar dos o tres eventos consecutivos, sean estos de fuente lejana o cercana o una combinación de ambos; por lo tanto, los daños en estas estructuras es la acumulación de los efectos de dos o más eventos sísmicos.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Investigar los efectos de sismos sucesivos en la respuesta de edificios de marcos de concreto reforzado de apartamentos diseñados para niveles de Ductilidad Baja (*detallado intermedio*) y Alta (*detallado dúctil*) según la norma vigente, cuyos resultados impactarán en el *Factor de Modificación de Respuesta R*, el *Factor de Amplificación de Desplazamientos Cd* y la *Deriva Admisible de Entrepiso Δa* , incluidos en la actual Norma Técnica para Diseño por Sismo de la República de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a).

1.3.2 Objetivos específicos

- Definir la demanda que se utilizará en base a los registros de eventos fuertes de terremotos en El Salvador, considerando su origen, fuente, espectros de respuesta, entre otros parámetros.
- Definir los edificios de concreto reforzado que serán sujetos de investigación, tomando en cuenta los que se construyen actualmente en El Salvador, número de niveles, importancia de la edificación y nivel de ductilidad.
- Definir las metodologías para evaluar el *Factor de Modificación de Respuesta R*, el *Factor de Amplificación de Desplazamientos Cd* y la *Deriva Admisible de Entrepiso Δa* , las cuales consideren las relaciones que existen entre la resistencia de diseño, resistencia real y la resistencia al colapso en edificios.
- Evaluar el efecto de sismos sucesivos en los valores del *Factor de Modificación de Respuesta R*, el *Factor de Amplificación de Desplazamientos Cd* y la *Deriva Admisible de Entrepiso Δa* de la Norma Técnica para Diseño por Sismo de la República de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a).

1.4 Alcances

- Esta investigación tratará sobre el estudio de marcos de concreto reforzado con Ductilidad Baja (*detallado intermedio*) y Alta (*detallado dúctil*) para uso de apartamentos y diseñados de acuerdo a la norma vigente para sismo de la República de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a).
- El cálculo del *Factor de Modificación de Respuesta R*, estará basado en la metodología del ATC-19 (Applied Technology Council, 1995-a), ATC-34 (Applied Technology Council, 1995-b) e investigaciones de autores relacionados a dicha metodología (Mwafy & Elnashai, 2002-a) (Mwafy & Elnashai, 2002-b), no involucrándose Índices de Daños.
- El cálculo del *Factor de Amplificación de Desplazamientos Cd*, estará basado en la metodología del *Factor de Modificación de Respuesta R* e investigaciones de autores relacionados (Uang C. M., 1992) (Uang & Maarouf, 1996).
- El cálculo de la *Deriva Admisible de Entrepiso Δa* , o el desplazamiento relativo entre pisos consecutivos, será evaluado como el desplazamiento máximo obtenido de todas las combinaciones de eventos justo ante de alcanzar el primer criterio de colapso.

- Se estudiarán dos grupos de edificios clasificados por el número de niveles: edificios de Ductilidad Baja (DB) de 1, 2, 3, 4 niveles, y edificios de Ductilidad Alta (DA) de 3, 6, 9, 12 niveles.
- La investigación tomará en cuenta el uso de la edificación, considerando Ocupación Normal y Especial, para los edificios de Ductilidad Baja y Alta, respectivamente.
- Se considerarán combinaciones de hasta tres eventos sísmicos sucesivos, cuyos resultados serán comparados con los obtenidos de uno y dos eventos sísmicos.
- Los valores obtenidos del *Factor de Modificación de Respuesta R*, el *Factor de Amplificación de Desplazamientos Cd* y la *Deriva Admisible de Entrepiso Δa* serán discutidos a la luz de los definidos en la actual Norma Técnica para Diseño por Sismo de la República de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a).
- Para la etapa de Análisis Dinámico No Lineal utilizando acelerogramas, y debido a la gran demanda de procesamiento que estos tipos de análisis requieren, no se considerará el efecto de torsión.
- Los análisis a realizar para obtener el *Factor de Modificación de Respuesta R*, el *Factor de Amplificación de Desplazamientos Cd* y la *Deriva Admisible de Entrepiso Δa* se harán en marcos representativos de cada edificio.

1.5 Limitaciones

- La demanda computacional de registros de acelerogramas para los Análisis Dinámicos Incrementales No Lineales requieren un alto consumo hora-máquina, previéndose combinaciones de registros de sismos sucesivos hasta de 37,194 pasos. Esto constituye una gran demanda de tiempo de análisis, incluso considerando un marco representativo por edificio.
- Por la limitante anterior, se analizarán modelos representativos de marcos planos de edificios: para Ductilidad Baja, modelos de 1, 2, 3 y 4 niveles, y para Ductilidad Alta, modelos de 3, 6, 9 y 12 niveles. Los primeros de acuerdo a la limitante de la norma (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a) que no permite edificaciones de más de 15.0m de altura con detallado intermedio.
- Debido a que los registros de acelerogramas que se evaluarán para su uso (10 Octubre de 1986, 13 de Enero de 2001, 13 de Febrero de 2001 y 17 de Febrero de 2001) se encuentran en

superficie, con excepción de las estaciones de Relaciones Exteriores y Viveros de DUA, y a que no hay un perfil estratigráfico de suelos para cada estación acelerográfica que permita deconvolucionarlos para llevarlos a nivel de roca y así tenerlos todos a un mismo nivel de carga, la selección de estaciones y registros a utilizar estará orientada a aquellas que geográficamente se encuentren más cercanas.

1.6 Justificación

Los daños ocurridos en un edificio se manifiestan, entre otras cosas, con el incremento de su período de vibración y degradación en la rigidez o resistencia, lo que implica que si la edificación no es rehabilitada tras un primer evento sísmico, no tendrá el mismo nivel de resistencia de la estructura original al enfrentar un segundo evento sísmico y peor aún ante un tercero.

Considerando que en El Salvador la ocurrencia de eventos sísmicos independientes con intervalos de tiempo muy cortos es un hecho comprobado, tal como los eventos de Jucuapa-Chinameca en Mayo de 1951 y Enero-Febrero de 2001, y que el intervalo tan corto de tiempo entre eventos no permite que las estructuras sean rehabilitadas, se vuelve necesario estudiar el *Factor de Modificación de Respuesta R*, el *Factor de Amplificación de Desplazamientos Cd* y la *Deriva Admisible de Entrepiso Δa* especificados en la norma de diseño sísmico vigente, ya que dichos factores han sido definidos para un evento único e independiente y no para la ocurrencia de eventos sucesivos. Por lo anterior, se deduce que el *Factor de Modificación de Respuesta R*, el *Factor de Amplificación de Desplazamientos Cd* y la *Deriva Admisible de Entrepiso Δa* requieren una investigación más detallada respecto de los valores actualmente definidos en el norma vigente de la República de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a).

1.7 Metodología de la investigación

La metodología de la investigación estará basada en los siguientes pasos (ver Figura 1.4):

- a) Revisión de literatura para tener una visión del estado del conocimiento actual sobre el origen del *Factor de Modificación de Respuesta R*, el *Factor de Amplificación de Desplazamientos Cd* y la *Deriva Admisible de Entrepiso Δa* .

- b) Selección y procesamiento de los registros acelerográficos para los eventos del 10 Octubre de 1986, 13 de Enero de 2001, 13 de Febrero de 2001 y 17 de Febrero de 2001, para la red acelerográfica del Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG) y de la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA), esta última fuente únicamente para los eventos de 13 de Enero y 13 de Febrero de 2001.
- c) Definición de las secuencias de eventos.
- d) Diseño estructural de los edificios, basados en la actual Norma Técnica para Diseño por Sismo de la República de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a).
- e) Definición de las leyes constitutivas de los materiales (concreto y acero de refuerzo), generalidades de la modelación no lineal, definición de los criterios de falla locales y globales, revisión y discusión de literatura sobre estos puntos.
- f) Elaboración de modelos matemáticos para los Análisis Dinámicos Incrementales No Lineales con registros de acelerogramas de El Salvador, definiéndose los criterios de modelamiento y resultados esperados, en base a la herramienta de análisis utilizada.
- g) Procesamiento de la información, discusión de resultados y recomendaciones.

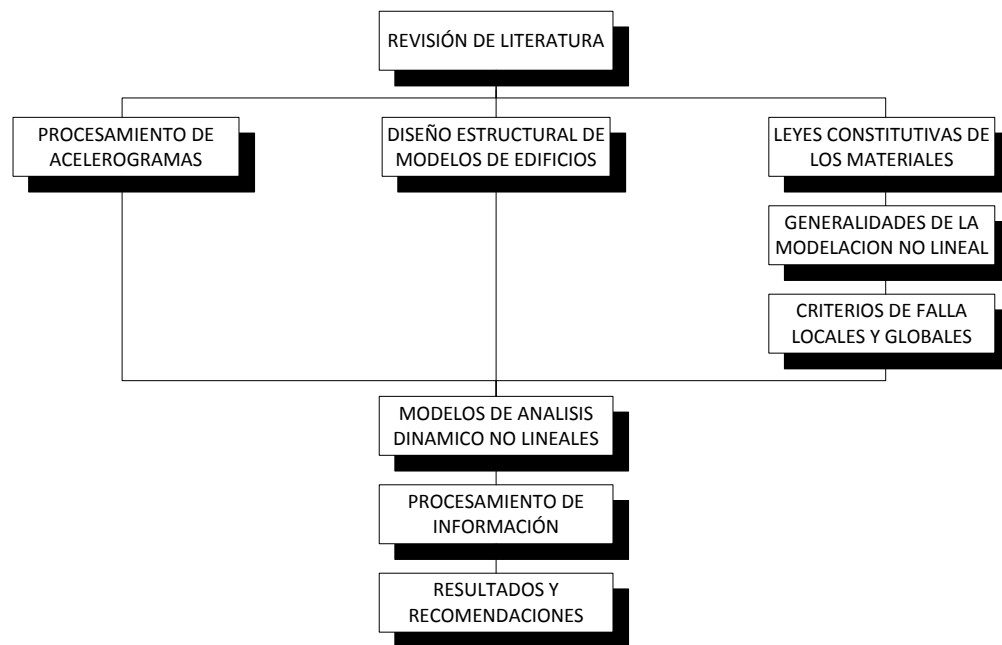


Figura 1.4 Metodología de la investigación

2. EVALUACION DE PARÁMETROS DEL DISEÑO SÍSMICO

2.1 Introducción

El principal objetivo del diseño sísmico de edificios es proporcionar a los sistemas sismo-resistentes elementos estructurales que sean capaces de soportar las acciones que sobre ellos producen las cargas laterales a las cuales se verá sometida la estructura durante su vida útil. El concepto del *Factor de Modificación de Respuesta* se basa en la premisa de que un sistema estructural sismo-resistente bien detallado es capaz de resistir grandes deformaciones post-elásticas sin llegar a colapsar (*comportamiento dúctil*) y desarrollar capacidades laterales por encima de su resistencia de diseño (*reserva estructural*) (Applied Technology Council, 1995-a). Con el uso de factores de modificación de respuesta mayores que la unidad el diseñador estructural acepta una importante suposición: que con las herramientas de análisis lineal se pueden obtener cuantificaciones razonables de la respuesta no lineal de las estructuras. Otra suposición asumida al realizar el diseño con herramientas de análisis lineal, es que se debe esperar que ocurra un daño significativo al producirse el terremoto de diseño, ya que las fuerzas inducidas por éste sobrepasarán el nivel donde se considera que el sistema se encuentra en su rango lineal. Estas suposiciones son un resultado directo de la utilización de fuerzas de diseño que son significativamente menores que las fuerzas elásticas (Applied Technology Council, 1995-a) (Vielma, Barbat, & Oller, 2006).

Los procedimientos de análisis estáticos siguen siendo los más utilizados en la práctica del diseño sísmico. El procedimiento más utilizado es el del *Método de la Fuerza Estática Lateral Equivalente*, el cual se ha utilizado por más de 95 años (Whittaker, Hart, & Rojahn, 1999). Aunque este procedimiento no produce directamente resultados de la respuesta no lineal de una estructura, es una valiosa herramienta de análisis y diseño. El *Método de la Fuerza Estática Lateral Equivalente* se basa en representar la respuesta no lineal en sistemas sismo-resistentes mediante el uso de un *Factor de Modificación de Respuesta* (Whittaker, Hart, & Rojahn, 1999). El enfoque convencional de reducir las fuerzas sísmicas utilizando un *Factor de Modificación de Respuesta* para llegar al nivel de la fuerza de diseño es utilizado ampliamente en los códigos sísmicos y procedimientos de diseño basados en fuerzas, que incluyen una comprobación final de las deformaciones mediante un *Factor de Amplificación de Desplazamientos* que no sobrepase la *Deriva Admisible de Entrepiso*.

Dicha metodología permanece como método de diseño sísmico principal desde hace algún tiempo (Mwafy & Elnashai, 2002-a).

Por lo tanto, es necesario realizar una calibración fiable del *Factor de Modificación de Respuesta*, del *Factor de Amplificación de Desplazamientos* y de la *Deriva Admisible de Entrepiso* que tienen un papel central en los métodos de diseño convencionales. En este capítulo se hará una reseña histórica de los códigos para diseño por sismo de la República de El Salvador y una revisión de los orígenes y evolución en el estado actual del conocimiento del *Factor de Modificación de Respuesta*, del *Factor de Amplificación de Desplazamientos* y de la *Deriva Admisible de Entrepiso*.

2.2 Antecedentes

El uso de factores de reducción para determinar fuerzas sísmicas de diseño a partir de las correspondientes a la respuesta elástica, se han realizado partiendo de los valores sugeridos inicialmente por N. M. Newmark (Veletsos & Newmark, 1960), que vincularon los factores de reducción de respuesta con los valores esperados de ductilidad global de desplazamiento, de acuerdo con los rangos de períodos dentro del espectro de aceleraciones. Los valores adoptados obedecen a los criterios derivados de la comparación de los espectros elásticos e inelásticos de respuesta, los cuales mostraban iguales fuerzas para el rango de períodos cortos, igual energía absorbida para el rango de períodos intermedios e igual desplazamiento para los períodos altos (ver Figura 2.1), de la manera siguiente (Chopra, 2012) (ver Figura 2.2):

$$R_y = \begin{cases} 1, & T_n < T_a \\ \sqrt{2\mu - 1}, & T_b < T_n < T_c \\ \mu, & T_n > T_c \end{cases} \quad (2.1)$$

Donde R_y es el factor de reducción y μ es la ductilidad global. La Figura 2.2 muestra la gráfica de la ecuación anterior para diferentes valores de ductilidad μ en un formato log-log, donde las líneas inclinadas se colocan para proporcionar transiciones entre los segmentos constantes. El procedimiento se ha mantenido a lo largo de los años en los códigos de diseño sismo-resistente debido al buen desempeño exhibido por las estructuras diseñadas con este método. La dependencia del factor de reducción respecto a la ductilidad global y al período estructural ha prevalecido en los códigos de diseño, a pesar de que recientes investigaciones han demostrado

que aplicar dichos factores redonda en un diseño poco seguro para el rango de los períodos bajos y excesivamente conservador para períodos intermedios (Vielma, Barbat, & Oller, 2006).

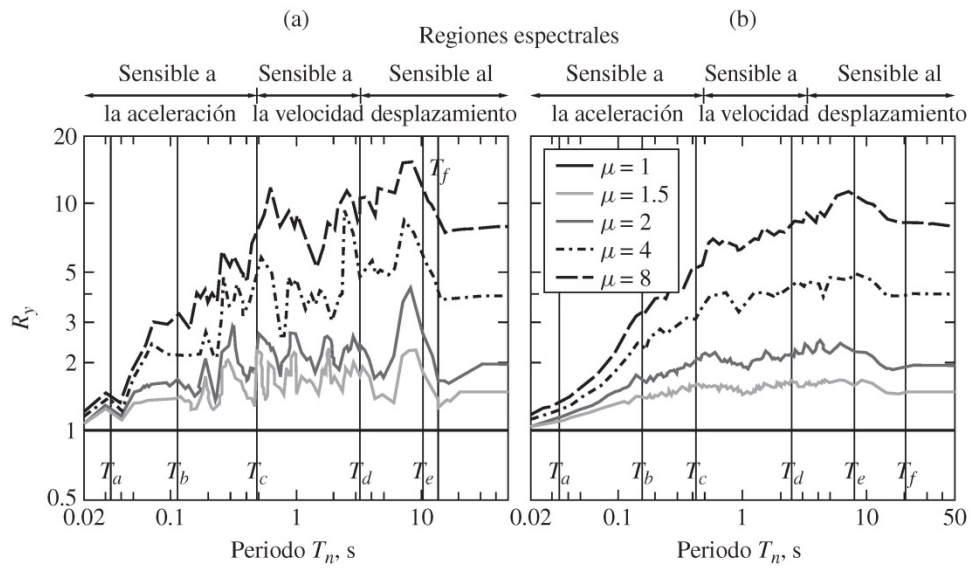


Figura 2.1 Factor de reducción para sistemas elasto-plásticos como una función de T_n para $\mu=1, 1.5, 2, 4$ y 8 ; $\zeta=5\%$: (a) movimiento del terreno de *El Centro*; (b) conjunto de Large-Magnitude Small-Distance (LMSR) de movimientos del terreno (se presentan los valores medianos) (Chopra, 2012)

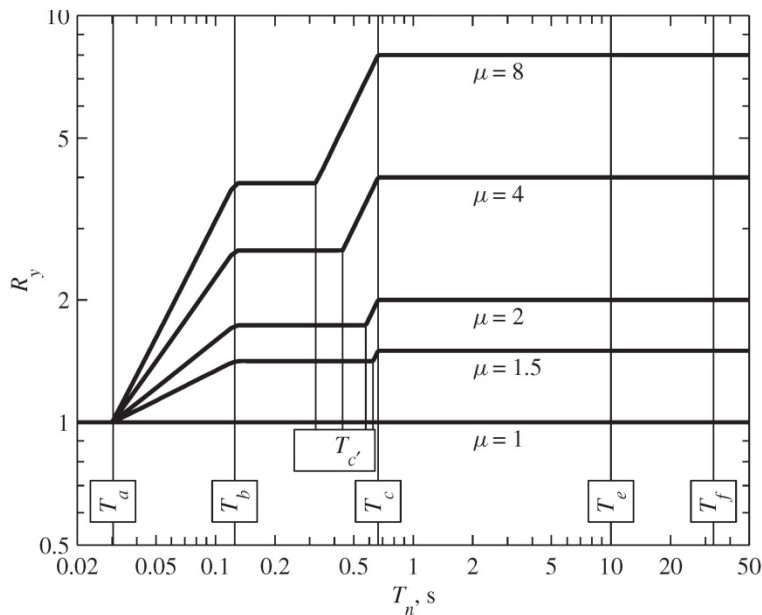


Figura 2.2 Valores de R_y (Chopra, 2012)

A nivel de códigos, los factores de reducción son considerados por primera vez en 1959 en el SEAOC (Structural Engineers Association of California) utilizándose de forma explícita en el cálculo del cortante basal de diseño V para el análisis de edificios:

$$V = KCW \quad (2.2)$$

Donde K es un factor de fuerza horizontal (Predecesor del R), C es una función del período fundamental del edificio y W es el peso total por carga muerta. El factor K tuvo valores de 1.33 para sistemas de muros de carga, 0.80 para sistemas duales, 0.67 para marcos momento-resistentes, y 1.00 para sistemas de marcos previamente no clasificados (Applied Technology Council, 1995-b).

En 1961 el UBC (Uniform Building Code) adopta las provisiones sísmicas del SEAOC de 1959, incluyendo el factor de zonificación Z en la expresión del cálculo del cortante de diseño V , manteniendo el resto de factores (Applied Technology Council, 1995-b):

$$V = ZKCW \quad (2.3)$$

En 1974 la edición del SEAOC, actualiza el cálculo del cortante de diseño V , adicionando los parámetros de importancia I y el factor S relacionado al perfil del suelo (Applied Technology Council, 1995-b):

$$V = ZIKCSW \quad (2.4)$$

Los factores de reducción tal como se les conoce actualmente en la mayoría de códigos de diseño sismo-resistente son presentados en la publicación del ATC-3-06 de 1978 (Applied Technology Council, 1978) (Applied Technology Council, 1995-b):

$$V = C_s W = \frac{1.2 A_v S}{RT^{2/3}} W \quad (2.5)$$

Donde C_s es el coeficiente de diseño sísmico, A_v es el coeficiente representativo de la velocidad pico efectiva relacionado con la aceleración, S es el coeficiente del perfil de suelo, R es el factor de modificación de respuesta, y T es el período fundamental de la estructura (Applied Technology Council, 1978).

Actualmente, el ASCE/SEI 7-10 (American Society of Civil Engineers, 2010), establece el cálculo del cortante de diseño V con las ecuaciones 2.6 y 2.7. Donde S_{DS} es el parámetro de la aceleración espectral en el rango de los períodos cortos, S_{D1} es el parámetro de la aceleración espectral en el período de 1.0 seg, R es el factor de modificación de respuesta, I_e es el factor de importancia, T es el período fundamental de la estructura, T_L es el período de transición para períodos largos y S_1 es el parámetro de aceleración espectral. Cabe resaltar que según este código existen 85 clasificaciones de sistemas estructurales asociados a igual número de valores de R .

$$V = C_s W \quad (2.6)$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{T}{I_e}\right)} \quad (2.7-a)$$

$$C_s < \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad T \leq T_L \quad (2.7-b)$$

$$C_s < \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad T > T_L \quad (2.7-c)$$

$$C_s > 0.044 S_{DS} I_e \quad \geq 0.01 \quad (2.7-d)$$

$$C_s > \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad S_1 \geq 0.6g \quad (2.7-e)$$

A pesar de que el factor de reducción de la fuerza sísmica cumple con la misma función en todos los códigos sísmicos, usualmente se utilizan diferentes términos y asignan diferentes valores a este factor. El factor de reducción de fuerza se expresa en forma de factor de comportamiento (q) en el Eurocode 8 de Europa, coeficiente de modificación de respuesta (R) en el ASCE 7 de Estados Unidos, factor de modificación de fuerza (R) en el NBCC de Canadá, factor de ductilidad de desplazamiento (μ) y factor de rendimiento estructural (S_p) en el NZS de Nueva Zelanda, factor de ductilidad ($1/D$) en el IAEE de Japón, entre otros. En la presente investigación se adopta el *Factor de Modificación de Respuesta* (R). Sin embargo, la diferencia entre la fiabilidad de los edificios diseñados con diferentes códigos sísmicos no puede ser valorada en función de los niveles de fuerza utilizados en el diseño.

Por otra parte, ya que para el diseño se utilizan fuerzas sísmicas reducidas se vuelve necesario amplificar los desplazamientos obtenidos de un análisis elástico con el objetivo de estimar las

deformaciones laterales que podría alcanzar la estructura durante un sismo severo. Para lograr este objetivo los códigos de diseño sísmico usualmente especifican un *Factor de Amplificación de Desplazamientos* y que no sobrepase una *Deriva Admisible de Entrepiso*.

En Estados Unidos los factores de amplificación de desplazamientos son recomendados por primera vez en el ATC 3-06 (Applied Technology Council, 1978), sin embargo, no es sino hasta el IBC 2003 (International Building Code) que son introducidos como se les conoce actualmente. Anterior al IBC 2003, la revisión de desplazamientos se realizaba únicamente con la *Deriva Admisible de Entrepiso*, la que tenía implícita una consideración de amplificación de desplazamientos. La Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a) establece valores de C_d para los sistemas estructurales sismo-resistentes y especifica que los desplazamientos inelásticos se estimen amplificando C_d veces los desplazamientos elásticos, los cuales deben ser inferiores a la *Deriva Admisible de Entrepiso* Δ_a de acuerdo al nivel de importancia de la estructura diseñada.

2.3 Reseña histórica de los códigos de diseño por sismo en El Salvador y el uso del factor de estructuración

La evolución de los códigos de diseño por sismo en El Salvador ha estado altamente vinculada a su historia sísmica. El primer código para diseño por sismo en El Salvador se gestó en Junio de 1965, luego de que una *“Misión de Reconocimiento Sismológica”* auspiciada por la UNESCO viniera al país después del terremoto del 3 de Mayo de 1965, y en su informe dejase un apéndice de *“Recomendaciones para Diseño Sísmico en El Salvador”* (Dengo, Fiedler, Knudsen, Lomnitz, & Rosenblueth, 1965) (Rosenblueth & Prince, 1965), las cuales serían adoptadas para su uso en 1966 (Ministerio de Obras Públicas, 1966). Sin embargo, y aunque en dicho código se definieron 3 tipos de sistemas estructurales, incluidos marcos de concreto reforzado, no existía el concepto y uso de *Factores de Reducción de Fuerza y Amplificación de Desplazamientos*, las *Derivas Admisibles de Entrepiso* son limitadas a 0.002 en todos los sistemas estructurales.

En Septiembre de 1989, surgió el *“Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la Republica de El Salvador”* (Ministerio de Obras Públicas, 1989), como consecuencia del terremoto del 10 de Octubre de 1986. Dicho código adoptó por primera vez en El Salvador el uso de 5 tipos de sistemas

estructurales: marcos, paredes, sistemas duales, muros de carga y sistemas aislados, definidos mediante el factor de respuesta C , el cual variaba en función de la zonificación sísmica. En este código se introdujo el *Coficiente de Amplificación de Desplazamientos C_d* para varios sistemas estructurales, y un único valor de la *Deriva Admisible de Entrepiso* de 0.015.

La actual Norma Técnica para Diseño por Sismo (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a) fue desarrollada como parte del “*Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador*” (Ministerio de Obras Públicas, 1996-b). Esta norma ha tenido un cambio sustancial respecto a los anteriores códigos sísmicos ya que introdujo por primera vez el uso y concepto de *Factores de Modificación de Respuesta R* , se siguieron utilizando los *Factores de Amplificación de Desplazamientos C_d* y la *Deriva Admisible de Entrepiso*, esta última en función de la importancia de la estructura diseñada. En dicha norma se especifican valores de R iguales a 5 y 12, y valores de C_d de 5 y 8, para edificios de marcos de concreto reforzado con detallado intermedio y dúctil (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a), respectivamente. Los valores de la *Deriva Admisible de Entrepiso Δa* varían de 0.010 a 0.020.

En Diciembre de 2003 surge la “*Norma para Diseño y Construcción de Hospitales y Establecimientos de Salud*” bajo la dirección de ASIA (Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos) como producto del Proyecto de Reconstrucción y Equipamiento de la Red de Hospitales Públicos (RESHA), dicha norma mantuvo los *Factores de Modificación de Respuesta* y *Factores de Amplificación de Desplazamientos* de la norma de 1996. Sin embargo, los valores de la *Deriva Admisible de Entrepiso* tuvieron reducciones considerables, siendo de 0.008 y 0.004 calculadas al borde y al centro de masa de la estructura, respectivamente.

La Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a), al igual que la mayoría de códigos sísmicos, permite utilizar procedimientos de análisis lineales elásticos en las estructuras, tanto para métodos de diseño estáticos como dinámicos aplicando los *Factores de Modificación de Respuesta R* , *Factores de Amplificación de Desplazamientos C_d* y *Derivas Admisibles de Entrepiso Δa* . Por otro lado, los procedimientos de análisis no lineal no utilizan estos factores puesto que los elementos estructurales se desempeñan de acuerdo a sus propiedades tanto físicas como mecánicas, y aunque estos métodos no son discutidos ampliamente en nuestros códigos de diseño sísmico, son los que describen con mayor precisión la respuesta de las estructuras; consecuentemente, los análisis utilizados en esta investigación son no lineales (AENL y ADINL). En la siguiente sección se describe cada uno de ellos.

2.4 Métodos de análisis para la identificación del factor de estructuración

Los dos métodos más comunes de Análisis No Lineal son el Análisis Estático No Lineal (AENL) o Static Pushover y el Análisis Dinámico No Lineal (ADNL) o Time History Analysis, este último mediante el uso de registros de acelerogramas. Los recientes avances computacionales han permitido introducir al Time History Analysis una modificación que permite amplificar gradualmente las ordenadas de los acelerogramas, con el objetivo de conocer la respuesta de una estructura a diferentes intensidades del movimiento del terreno, esta modificación es conocida como Análisis Dinámico Incremental No Lineal (ADINL) o Dynamic Pushover.

2.4.1 Análisis Estático No Lineal (AENL)

Este análisis supone la aplicación de un perfil de carga horizontal distribuido en la altura del edificio y aplicado en cada uno de sus pisos. Dicho perfil puede representar una distribución lineal o la de sus principales modos de vibración. Este perfil de carga es incrementado gradualmente hasta alcanzar un desplazamiento objetivo definido previamente, usualmente en la azotea. La carga total aplicada en cada incremento se grafica contra la respuesta de la estructura en términos de su desplazamiento, regularmente en la azotea, conociéndose dicha curva como la relación *fuerza-desplazamiento* o curva de *Pushover*.

Los siguientes pasos resumen este tipo de análisis (Zafar, 2009):

- a) Desarrollo del modelo estructural del edificio 3D o marco 2D.
- b) Colocar cargas o masas gravitacionales y aplicar el perfil de carga lateral que capture las fuerzas inerciales desarrolladas por las cargas o masas gravitacionales debido a una excitación sísmica o de otro tipo.
- c) Incrementar gradualmente el perfil de carga hasta el desplazamiento objetivo.
- d) Estimar las fuerzas y deformaciones en cada elemento para cada incremento de carga, hasta el paso final en que el desplazamiento objetivo es alcanzado.
- e) Crear la curva de cortante en la base contra el desplazamiento en la azotea para cada incremento de carga hasta alcanzar el desplazamiento objetivo.

Una típica relación fuerza-desplazamiento para un edificio de marcos es mostrada en la Figura 2.3, la cual describe la respuesta del edificio sujeto a una carga lateral monotónica.

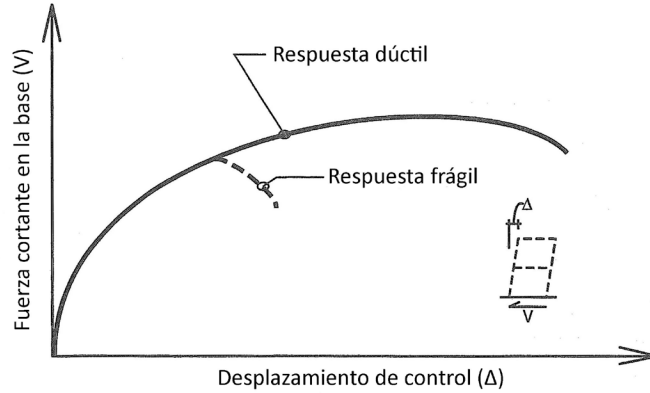


Figura 2.3 Relación fuerza-desplazamiento (Applied Technology Council, 1995-a)

Dos aproximaciones de bilinealización son ampliamente usadas, cada una puede ser usada para estimar la fuerza y el desplazamiento de fluencia, ambos métodos producen similares resultados para sistemas de marcos dúctiles (Applied Technology Council, 1995-a).

La primera aproximación, desarrollada para la caracterización de la relación fuerza-desplazamiento para elementos de concreto reforzado, asume el punto de la carga de fluencia (V_y) del sistema (Paulay & Priestley, 1992). La rigidez elástica está calculada en base a la rigidez secante del sistema calculado de la curva fuerza-desplazamiento en el punto correspondiente a $0.75V_y$ (ver Figura 2.4a). La segunda aproximación usada es comúnmente llamada el *Método de Igual Energía*, en el cual se asume que el área (área 2) encerrada bajo la curva real y arriba de la curva bilinealizada es aproximadamente igual al área (área 1) encerrada por la curva debajo de la bilineal y arriba de la real (ver Figura 2.4b). Las relaciones no lineales (ver Figura 2.4) son descritas por la fuerza de fluencia (V_y), desplazamiento de fluencia (Δ_y), fuerza máxima (V_o), desplazamiento correspondiente al estado límite (Δ_m) y el desplazamiento próximo a la falla (Δ_u). Los desplazamientos Δ_m y Δ_u que están más allá del desplazamiento de fluencia (Δ_y) son característicos de sistemas dúctiles.

La rigidez elástica (K_o) es calculada por la división de la fuerza de fluencia entre el desplazamiento de fluencia. La rigidez post-elástica (K_1) es definida como una fracción (α) de la rigidez elástica:

$$K_o = \frac{V_y}{\Delta_y} \quad (2.8)$$

$$K_1 = \alpha K_o = \frac{V_o - V_y}{\Delta_m - \Delta_y} \quad (2.9)$$

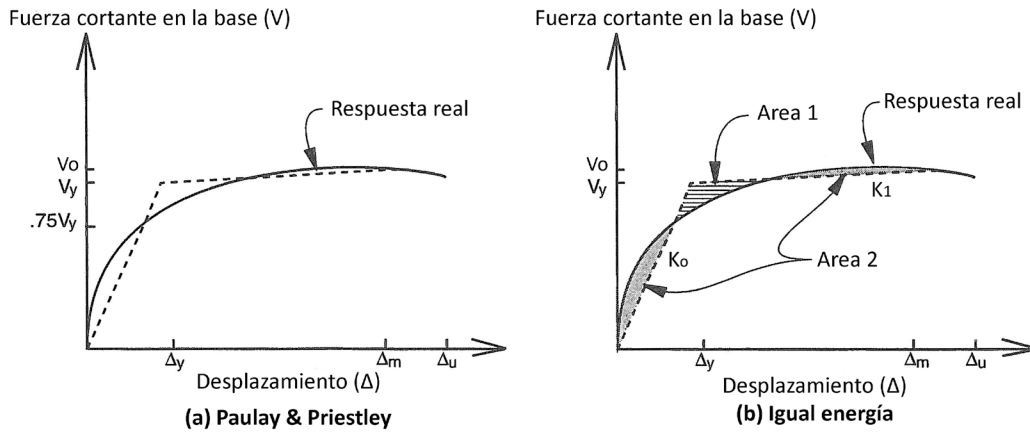


Figura 2.4 Aproximaciones bilineales para relaciones fuerza-desplazamiento (Applied Technology Council, 1995-a)

La habilidad de un sistema para desplazarse más allá de su límite elástico, mientras resiste significativamente fuerzas y absorbe energía por un comportamiento inelástico, es definido como *Ductilidad* (Applied Technology Council, 1995-a). La *Ductilidad de Desplazamiento* es definida como la diferencia entre Δ_m y Δ_y . La *Máxima Ductilidad de Desplazamiento* es la diferencia entre Δ_u y Δ_y . La *Relación de Ductilidad de Desplazamiento* es generalmente definida como la relación de Δ_m y Δ_y (Applied Technology Council, 1995-a):

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (2.10)$$

Para definir la meseta de la bilinealización, esta investigación adoptó el criterio propuesto por el Eurocode 8 (European Standard EN 1998-1, 2002), en el cual la meseta corresponde al cortante máximo ($V_o = V_y$) de la relación fuerza-desplazamiento.

2.4.2 Análisis Dinámico Incremental No Lineal (ADINL)

Este es un método de análisis paramétrico que se ha desarrollado con el objetivo de estimar el desempeño estructural de los edificios bajo cargas de sismo. Este método también es conocido como *Pushover Dinámico*. Este análisis somete un modelo estructural de un edificio a uno o más registros sísmicos (acelerogramas), cada uno amplificado a diferentes niveles de intensidad, produciendo de este modo una o más curvas de respuesta contra el nivel de intensidad para cada nivel de amplificación (Vamvatsikos, 2002). Esto genera una envolvente con los máximos desplazamientos obtenidos en el punto de control (ver Figura 2.5).

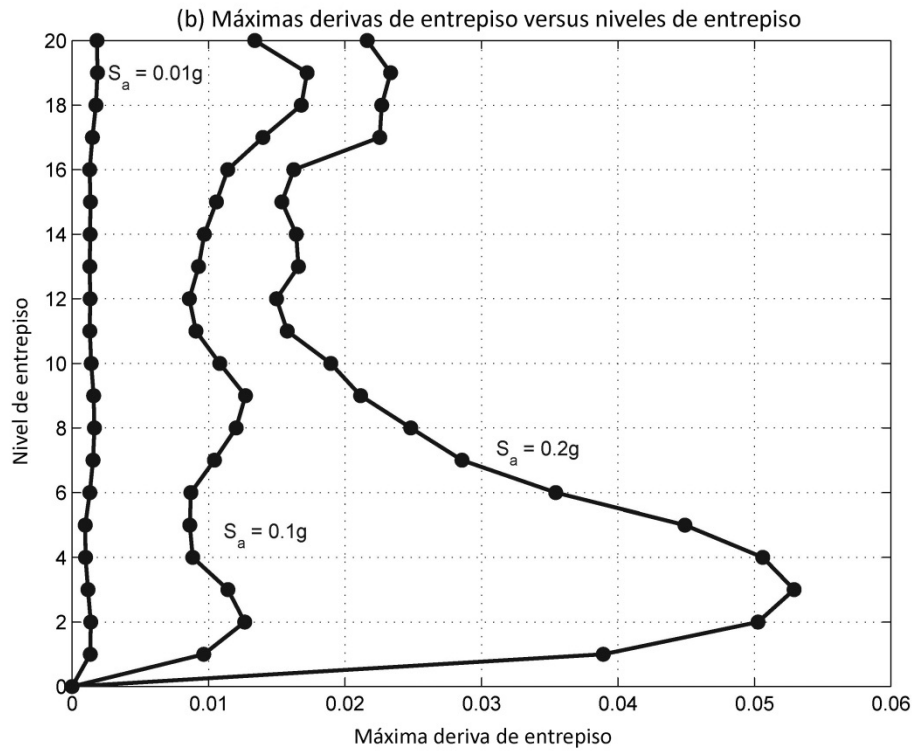
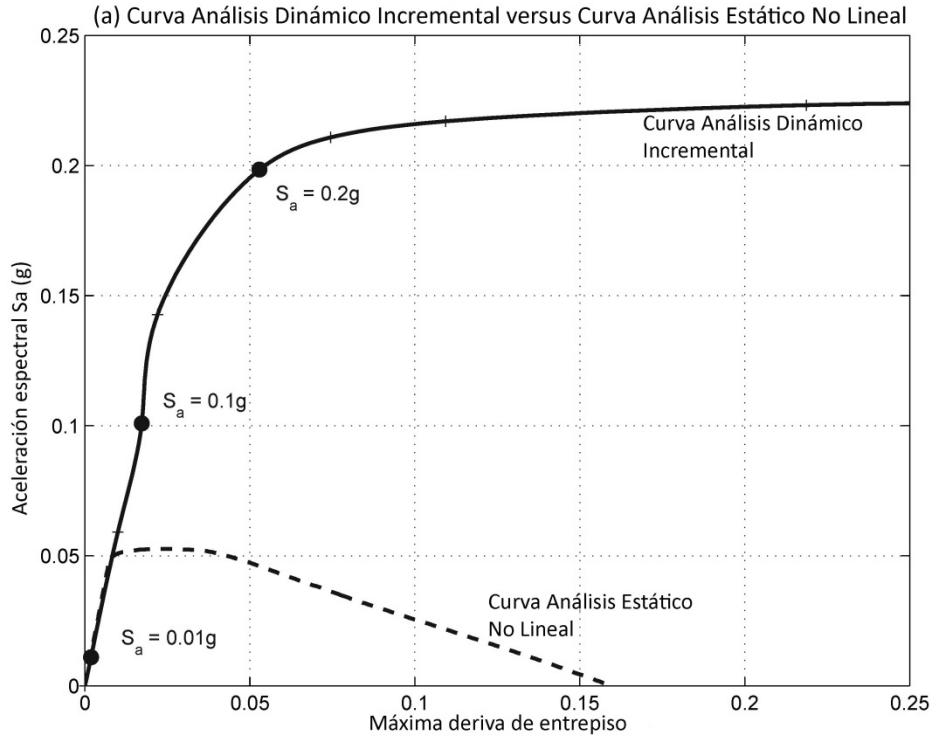


Figura 2.5 Ejemplo de información extraída de un Análisis Dinámico Incremental para un edificio de marcos dúctiles en acero estructural, sujeto al registro de *El Centro* (1940) (Vamvatsikos, 2002)

La Figura 2.5a muestra dicha curva contra una típica curva fuerza-desplazamiento producto de un AENL considerando la deriva de entrepiso (abscisas) y la aceleración espectral (ordenadas), mientras que la Figura 2.5b muestra las derivas contra los desplazamientos de cada entrepiso.

Estas curvas ofrecen mucha información. Usualmente, las curvas inician con una parte recta inclinada en el rango elástico donde hay proporcionalidad directa entre el incremento de la intensidad del registro y el daño ocasionado (intervalo $S_a=0.0-0.1$ de la Figura 2.5a). Más allá de esta primera porción lineal, la curva puede ser vista como una serie de pasos donde al aumentar el incremento de la intensidad del registro, se alcanzan nuevos umbrales de daño que representan la variabilidad en la respuesta asociada a pequeños cambios en el incremento de la intensidad del registro (intervalo $S_a=0.1-0.2$ de la Figura 2.5a). La parte final de la curva que tiende a ser horizontal define el incremento en la intensidad asumida del registro que se supone producirá el colapso global (intervalo $S_a>0.2$ de la Figura 2.5a), lo que representa la inestabilidad dinámica global, donde un pequeño incremento de la intensidad del registro representa un gran incremento del daño ocasionado (D'Ayala & Vamvatsikos, 2015).

El ADINL proporciona una imagen continua de la respuesta del edificio, desde la parte elástica hasta el punto de fluencia y finalmente hasta el colapso. La curva envolvente da una indicación del desempeño del edificio en todos los niveles de excitación de forma similar a la curva de un AENL (Zafar, 2009). Algunas de las ventajas ofrecidas por este método de análisis son (Zafar, 2009):

- Completo entendimiento del rango de respuestas o demandas contra el rango de potenciales niveles del movimiento del terreno.
- Mejor entendimiento del comportamiento de los sistemas estructurales sismo-resistentes para diferentes niveles de intensidad del movimiento del terreno.
- Una mejor comprensión de los cambios en la naturaleza de la respuesta estructural, con relación a los incrementos en la intensidad del movimiento del terreno (por ejemplo, cambios en los patrones de deformación pico con la altura, el inicio de la rigidez y la degradación de la resistencia y sus patrones y magnitudes).
- Dado múltiples respuestas del movimientos del terreno, es mejor comprendido cuan estable o variable son todos estos factores de análisis, partiendo de un movimiento del terreno a otro.

Los siguientes pasos resumen este tipo de análisis (Zafar, 2009):

- a) Realizar un ADINL a un edificio para uno o varios movimientos del terreno específicos (acelerogramas), comenzando desde el menor factor de amplificación definido en el análisis y tomando el máximo desplazamiento en el punto de control y su respectivo cortante basal. Esto genera un punto en la curva.
- b) Incrementar la intensidad del factor de amplificación del movimiento del terreno y repetir este proceso de iteración hasta crear suficientes puntos en la curva para completar la envolvente.
- c) Detener el análisis hasta que se alcancen los criterios de estados límite o de falla. De principal interés es identificar cuando se produce la primera fluencia y colapso del sistema.
- d) Durante el análisis, monitorear los estados límites de fallas locales y globales.
- e) Extraer los resultados de interés para cada factor de amplificación (fuerzas, desplazamientos y cortantes basales, principalmente).

2.5 Componentes del *Factor de Modificación de Respuesta R*

La formulación del *Factor de Modificación de Respuesta R* puede ser expresada inicialmente por el producto de cuatro factores:

$$R = R_S R_\mu R_R R_\zeta \quad (2.11)$$

Donde R_S es el *Factor de Sobre-Resistencia* dependiente del período, R_μ es el *Factor de Ductilidad* dependiente del período, y R_R es el *Factor de Redundancia*. El cuarto factor, el *Factor de Amortiguamiento Viscoso* R_ζ , fue considerado en la formulación original, principalmente para tener en cuenta la reducción en la respuesta proporcionada por dispositivos de amortiguamiento. Este último factor puede ser usado para reducir los desplazamientos en un sistema no lineal pero no debe ser usado para reducir proporcionalmente las fuerzas demandadas, especialmente para marcos amortiguados. Por esta razón el *Factor de Amortiguamiento Viscoso* fue excluido de la formulación inicial del *Factor de Modificación de Respuesta R* (Applied Technology Council, 1995-a). La nueva formulación es expresada de la siguiente manera (Applied Technology Council, 1995-a) (Applied Technology Council, 1995-b) (Whittaker, Hart, & Rojahn, 1999) (Borzi & Elnashai, 2000) (Mwafy & Elnashai, 2002-a):

$$R = R_S R_\mu R_R \quad (2.12)$$

2.5.1 Factor de Sobre-Resistencia R_S

La resistencia lateral o máxima resistencia de un edificio generalmente excede la demanda del cortante en la base para el cual fue diseñado. El exceso en la resistencia de diseño es llamado usualmente *Reserva Estructural*. La Reserva Estructural es también referida como *Sobre-Resistencia* en otras literaturas (Applied Technology Council, 1995-b) y es el término que se usará en adelante en esta investigación. Los factores que influyen la Sobre-Resistencia son (Applied Technology Council, 1995-b):

- *Altura del edificio*: edificios de baja altura cuyo diseño es controlado por cargas no sísmicas pueden tener altas Sobre-Resistencias, y edificios de mediana altura cuyo diseño es controlado por cargas sísmicas tienen bajas Sobre-Resistencias.
- *Control de derivas de entrepiso impuestas por códigos de diseño sísmico*: el período del edificio termina siendo controlado por las limitaciones de deriva más que por la resistencia de diseño requerida.
- *El nivel de desempeño seleccionado por el diseñador*: utilizando en el diseño valores bajos del factor R se puede limitar el daño producido por un evento sísmico.
- *Localización del edificio*: edificios localizados en zonas de baja sismicidad pueden tener diferentes valores de Sobre-Resistencia comparados con los localizados en zonas de alta sismicidad, esto debido a la diferencia en la relación de cargas gravitacionales a cargas sísmicas.

Un AENL puede ser usado para estimar la resistencia de edificios mediante los siguientes pasos (Applied Technology Council, 1995-b):

- a) Usando un AENL, construir la curva de relación de fuerza-desplazamiento del edificio (Applied Technology Council, 1996).
- b) Para el desplazamiento de control correspondiente al estado límite de respuesta (desplazamiento en la azotea) calcular la fuerza cortante en la base del edificio (V_o). El factor de Sobre-Resistencia es igual a la relación entre la fuerza cortante de diseño (V_o) y V_d :

$$R_S = \frac{V_o}{V_d} \quad (2.13)$$

2.5.2 Factor de Ductilidad R_μ

Los parámetros de respuesta sísmica de *Capacidad de Desplazamiento*, *Ductilidad* y *Relación de Ductilidad* están cercanamente interrelacionados y son frecuentemente confundidos. Un marco con una gran Capacidad de Desplazamiento puede tener baja Ductilidad y una baja Relación de Ductilidad, y un marco con una pequeña Capacidad de Desplazamiento puede tener baja Ductilidad pero una gran Relación de Ductilidad. Las definiciones de *Capacidad de Desplazamiento* y *Ductilidad*, con referencia a la relación idealizada de la respuesta fuerza-desplazamiento de un edificio, son mostradas en la Figura 2.6 (Applied Technology Council, 1995-b).

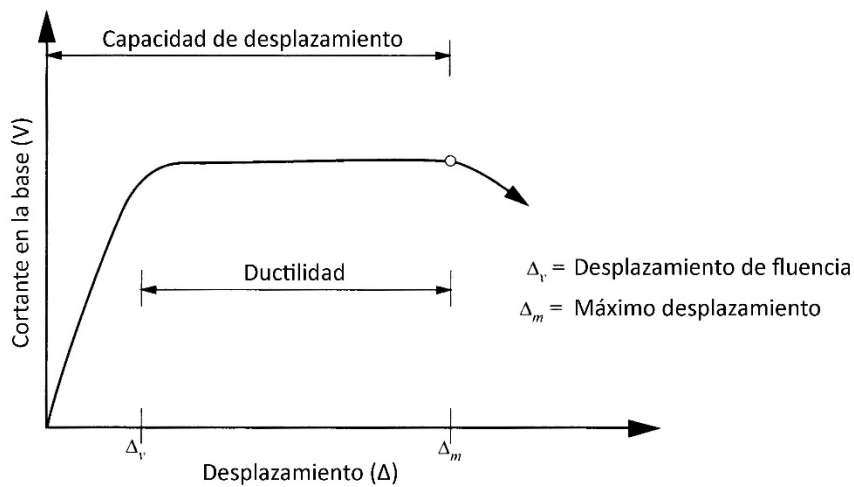


Figura 2.6 Definición de términos relacionados con la ductilidad (Applied Technology Council, 1995-b)

La Relación de Ductilidad es calculada como la división del máximo desplazamiento (Δ_m) entre el desplazamiento de fluencia (Δ_y), de la siguiente manera (Applied Technology Council, 1995-b):

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (2.14)$$

Las Relaciones de Ductilidad (μ) pueden ser calculadas para el sistema estructural o para elementos individuales. Para sistemas, es normalmente expresada en términos de desplazamientos. Para elementos, es normalmente expresada en términos de deformaciones unitarias, curvaturas o rotaciones. En la presente investigación, la Relación de Ductilidad por Desplazamientos para el sistema será usada para evaluar el Factor de Ductilidad R_μ .

Independientemente del parámetro de ductilidad usado para estimar el Factor de Ductilidad, éste es una medida de la respuesta no lineal del sistema sismo-resistente, y no de sus componentes.

El siguiente paso es derivar la relación entre la Ductilidad de Desplazamientos y el Factor de Ductilidad. Esta derivación ha sido sujeta de muchas investigaciones, a continuación se presentan las relaciones desarrolladas por Newmark y Hall, Krawinkler y Nassar, y Miranda y Bertero (Applied Technology Council, 1995-a).

NEWMARK Y HALL (1982): Proporcionaron relaciones que pueden ser usadas para estimar el Factor de Ductilidad (R_μ) para sistemas elasto-plásticos de un grado de libertad con las siguientes expresiones (ver Figura 2.2):

$$R_\mu = 1.0 \quad \text{Para períodos abajo de 0.03 seg.} \quad (2.15)$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{Para períodos entre 0.12 seg y 0.50 seg.} \quad (2.16)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{Para períodos que exceden de 1.00 seg.} \quad (2.17)$$

KRAWINKLER Y NASSAR (1992): Desarrollaron relaciones $R_\mu - \mu - T$ para sistemas de un grado de libertad en roca o suelos rígidos, usando los resultados de un estudio estadístico de 15 registros de terremotos del Oeste de Estados Unidos con magnitudes entre 5.7 y 7.7, y un amortiguamiento del 5%, mediante las siguientes expresiones (ver Figura 2.7):

$$R_\mu = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (2.18)$$

$$c = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (2.19)$$

Los parámetros de regresión a y b fueron obtenidos para diferentes relaciones de rigidez post-fluencia α . Nótese que $\alpha=0\%$ corresponde a un sistema elasto-plástico. En la Figura 2.7 se ha utilizado una relación de rigidez post fluencia del 10%.

$\alpha = 0\% \rightarrow$	$a = 1.00$	$b = 0.42$
$\alpha = 2\% \rightarrow$	$a = 1.00$	$b = 0.37$
$\alpha = 10\% \rightarrow$	$a = 1.00$	$b = 0.29$

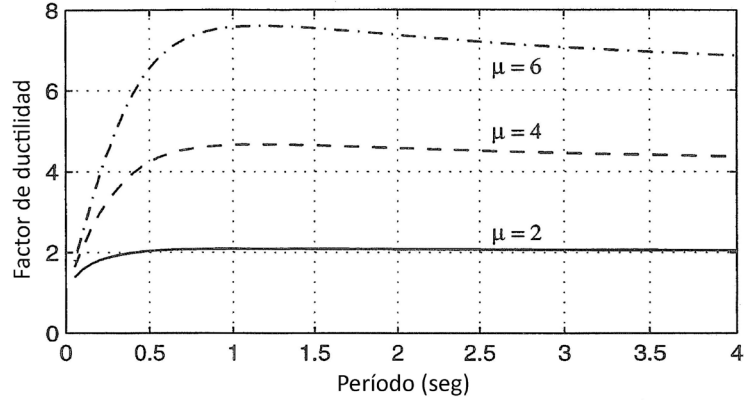


Figura 2.7 Relaciones $R_{\mu} - \mu - T$ (Krawinkler y Nassar) (Applied Technology Council, 1995-b)

MIRANDA Y BERTERO (1994): Resumieron y trabajaron las relaciones $R_{\mu} - \mu - T$ de un número de autores, incluyendo a Newmark y Hall (1982), Riddell y Newmark (1979), y Krawinkler y Nassar (1992); para roca, aluviones y suelos blandos. Las ecuaciones de Miranda y Bertero fueron desarrolladas usando 124 registros de terremotos en un gran rango de condiciones del suelo y asumiendo un 5% del amortiguamiento crítico, de la siguiente manera:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \quad (2.20)$$

Dónde:

Para roca:
$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp \left[-\frac{3}{2} \left(\ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \quad (2.21)$$

Para aluviones:
$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[-2 \left(\ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad (2.22)$$

Para suelos blandos:
$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[-3 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad (2.23)$$

Donde T_g es el período predominante del terremoto. Una comparación de las relaciones $R_{\mu} - \mu - T$ de Krawinkler y Nassar, y Miranda y Bertero para roca y aluviones se muestra en la Figura 2.8. Las diferencias entre estas relaciones son relativamente pequeñas, y para propósitos de ingeniería, puede ser ignoradas (Applied Technology Council, 1995-b).

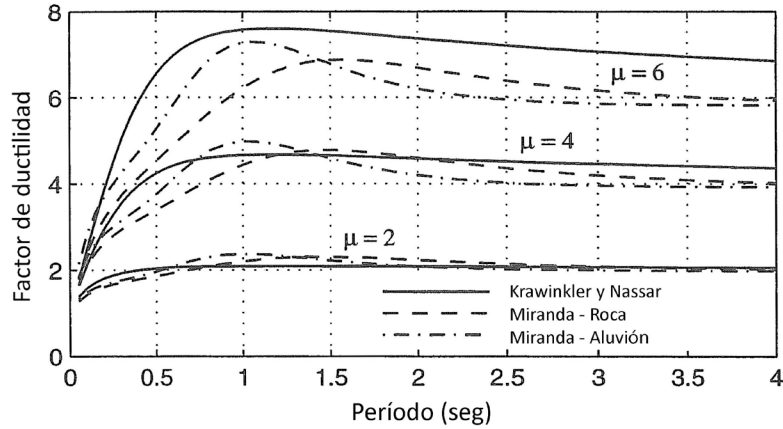


Figura 2.8 Comparativo del Factor de Ductilidad (Applied Technology Council, 1995-b)

2.5.3 Factor de Redundancia R_R

El *Factor de Redundancia* fue introducido por primera vez en el ATC-19 (Applied Technology Council, 1995-a). En éste reporte se propuso el uso de un mínimo de cuatro ejes verticales que proporcionarían resistencia y rigidez al sistema sismo-resistente en cada dirección principal del edificio. La propuesta preliminar en el ATC-19 es reproducida en la Tabla 2.1. Los valores de esta tabla fueron propuestos para establecer una posible tendencia, estimular discusión entre profesionales del diseño e investigadores y promover estudios e investigaciones adicionales. Los valores preliminares presentados en el ATC-19 no tienen una base técnica y no están destinados para implementarse en códigos sísmicos. Pocos estudios han sido llevados a cabo para examinar el efecto de la redundancia en edificios de una manera cuantitativa, sin embargo, estudios semejantes han sido llevados a cabo en análisis por viento (Whittaker, Hart, & Rojahn, 1999).

Tabla 2.1 Factor de Redundancia preliminar (Applied Technology Council, 1995-a)

Ejes verticales del sistema sismo-resistente	Factor de Redundancia (preliminar)
2	0.71
3	0.86
4	1.00

2.5.4 Factor de Amortiguamiento Viscoso R_ζ

El amortiguamiento es en términos generales usado para caracterizar la disipación de energía en un edificio, independientemente si la energía es disipada por un comportamiento histerético o por

un amortiguamiento viscoso (Applied Technology Council, 1995-a). El *Factor de Amortiguamiento* fue incluido con el propósito de considerar la influencia de dispositivos de amortiguamientos viscosos en la respuesta de desplazamientos y fuerzas en los edificios. Sin embargo, los actuales procedimientos de los códigos de diseño sísmico usan *Factores de Modificación de Respuesta* basados en fuerzas. La adición de un amortiguamiento viscoso en un edificio se realiza con el objetivo de reducir los desplazamientos, sin embargo, esto puede incrementar las fuerzas inerciales si las fuerzas inducidas llegan a ser importantes (Applied Technology Council, 1995-a).

2.6 Evaluación sistemática de los *Factores de Modificación de Respuesta R*

Los *Factores de Modificación de Respuesta* juegan un rol primordial pero controversial en los procesos de diseño sísmico. Ningún otro parámetro en el cálculo del cortante de diseño V de los códigos sísmicos impacta tanto como los valores asignados a R (Applied Technology Council, 1995-a), y a pesar de ésta profunda influencia en los procesos de diseño sísmico, poca o nula base técnica existe de sus valores en la norma vigente de El Salvador. Por lo tanto, existe una obvia y urgente necesidad de desarrollar una base técnica racional para definir los valores de R .

La formulación del *Factor de Modificación de Respuesta R* presentada en las secciones anteriores, son implementaciones desarrolladas y aplicadas en el código de diseño sísmico de Estados Unidos, por lo que, estudios sistemáticos y coordinados son requeridos para soportar, modificar o proponer valores de los factores de *Sobre-Resistencia*, *Ductilidad*, *Redundancia* y *Amortiguamiento*, acorde a los códigos y procedimientos de diseño sísmico de El Salvador. Los factores de *Sobre-Resistencia* y *Ductilidad* para la mayoría de sistemas sismo-resistentes, son los que más varían entre diferentes zonas sísmicas debido a las relaciones entre cargas de gravedad y cargas sísmicas; consecuentemente, estos factores deben ser evaluados en cada zona sísmica para cada sistema sismo-resistente (Applied Technology Council, 1995-a).

Como se menciona en las secciones anteriores, el *Factor de Redundancia* ha tenido poca investigación y desarrollo, llegándose a excluir de la formulación de R (Applied Technology Council, 1995-a) (Applied Technology Council, 1995-b) (Whittaker, Hart, & Rojahn, 1999). Por otra parte, el *Factor de Amortiguamiento Viscoso* aplica a sistemas con dispositivos de amortiguamiento, y su uso no debe ser aplicable en códigos de diseño sísmico que involucren métodos por fuerzas (Applied Technology Council, 1995-a) (Applied Technology Council, 1995-b) (Whittaker, Hart, &

Rojahn, 1999). Otros estudios (Mwafy & Elnashai, 2002-a) (Whittaker, Hart, & Rojahn, 1999) consideran que el amortiguamiento es una propiedad incluida en el *Factor de Ductilidad* y que los *Factores de Redundancia y Sobre-Resistencia* pueden ser considerados como uno solo. Es por esto que la evaluación de los *Factores de Amortiguamiento y Redundancia* usualmente son dejados fuera de la determinación de R , planteándose la siguiente formulación:

$$R = R_S R_\mu \quad (2.24)$$

Mwafy y Elnashai en su trabajo publicado en 2002 sobre calibración de los factores de reducción de fuerza sísmica de edificios de concreto reforzado (Mwafy & Elnashai, 2002-a), proponen una modificación a la metodología planteada anteriormente para la determinación del factor R . Esta modificación introduce que el factor de reducción de fuerza R sea dependiente por el efecto del movimiento del terreno, volviéndolo un procedimiento ideal para evaluar el efecto de sismos sucesivos sobre la respuesta dinámica de las estructuras. Por esta razón la presente investigación utiliza la metodología propuesta por Mwafy y Elnashai para determinar el *Factor de Modificación de Respuesta R* de los edificios analizados. En la referencia (Mwafy & Elnashai, 2002-a) el lector podrá encontrar información más detallada sobre la metodología. A continuación se resumen los puntos relevantes de la metodología propuesta.

2.7 Evaluación del *Factor de Modificación de Respuesta* considerando el movimiento del terreno

La presente sección contiene la mayoría de conceptos y criterios de la metodología propuesta por Mwafy y Elnashai en 2002 (Mwafy & Elnashai, 2002-a) (Mwafy & Elnashai, 2002-b). El *Factor de Sobre-Resistencia* denotado como R_S en la ecuación (2.24) aquí es denotado como Ω_d replanteándose el factor R de la ecuación (2.24) como (ver Figura 2.9):

$$R = R_\mu \Omega_d \quad (2.25)$$

En todos los códigos de diseño sísmico el factor R reduce el cortante elástico en la base (V_e) al nivel del cortante de diseño en la base (V_d). Las fuerzas elásticas y de diseño son obtenidas del

espectro de aceleración elástico del sitio $(S_a)^{el}$ y del espectro de diseño utilizado $(S_a)^{in}$, respectivamente. Así:

$$R_{código} = (S_a)^{el} / (S_a)^{in} \quad (2.26)$$

Donde $(S_a)^{el}$ y $(S_a)^{in}$ son las ordenadas de aceleración espectral elástica y de diseño, respectivamente, correspondientes al período predominante de la estructura. La Figura 2.9 muestra las interrelaciones que tienen estos parámetros.

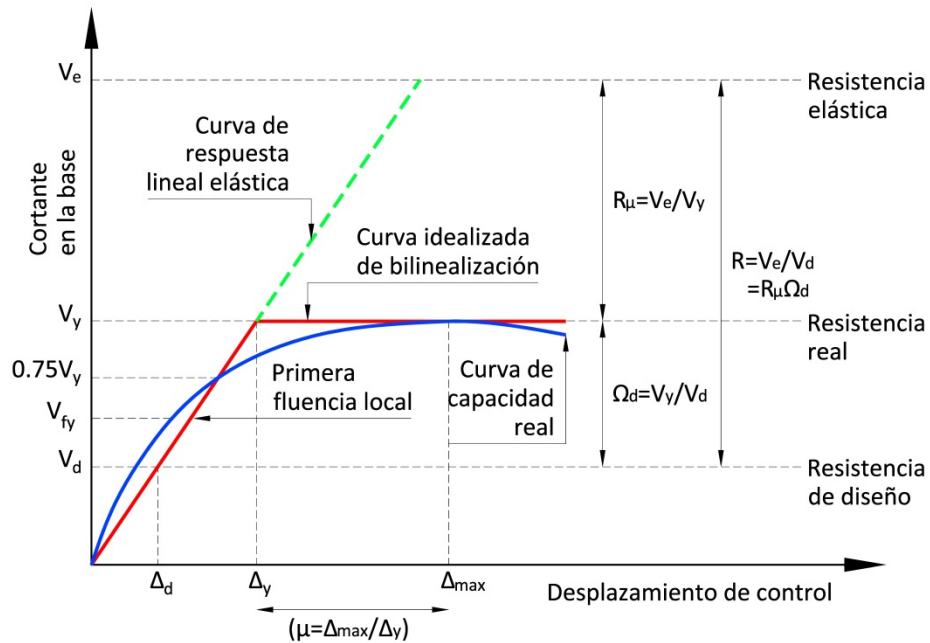


Figura 2.9 Relaciones entre Factor de Reducción (R), Sobre-Resistencia (Ω_d), Factor de Ductilidad (R_μ) y Factor de Ductilidad de Desplazamiento (μ)

El colapso se alcanza utilizando un terremoto que tiene un espectro mayor respecto al espectro elástico, para el período en consideración. Por lo tanto, la siguiente definición puede ser empleada para evaluar el valor último del *Factor de Reducción de Fuerza* para una estructura particular sometida a un acelerograma específico:

$$R_{c,dy} = (S_a)_c^{el} / (S_a)^{in} \quad (2.27)$$

Donde, los subíndices "c" y "dy" se refieren al colapso y la fluencia de diseño (el nivel de fluencia que se ha estimado en el diseño), respectivamente. Esta expresión relaciona la aceleración

espectral del terreno que produce el colapso con la aceleración espectral para la cual fue diseñada.

Por otra parte, se sabe que el nivel de fluencia efectiva de una estructura es mayor al nivel de fluencia asumida en el diseño (sobre-resistencia), por lo tanto, para obtener un valor más preciso del factor R debe tenerse en cuenta la fluencia efectiva. Por lo anterior, se introduce una modificación a la expresión (2.27) con el objetivo de relacionar la aceleración espectral del terreno que produce el colapso de la estructura con la aceleración espectral que produce el nivel de fluencia efectiva, dicha relación se expresa de la siguiente forma:

$$R_{c,ay} = (S_a)_c^{el} / (S_a)_y^{el} \quad (2.28)$$

Donde el subíndice "ay" se refiere a la fluencia efectiva. Considerando que los espectros de respuesta de los terremotos de diseño, fluencia y colapso tienen amplificaciones dinámicas constantes (la razón entre la aceleración máxima del terreno y la aceleración espectral de respuesta), al menos para el rango de periodos considerados, las ecuaciones (2.27) y (2.28) pueden reescribirse en términos de sus aceleraciones absolutas de la siguiente forma:

$$R_{c,ay} = a_{g(colapso)} / (a_{g(diseño)} / R_{código}) = a_{g(colapso)} / a_{g(fluencia-diseño)} \quad (2.29)$$

$$R_{c,ay} = a_{g(colapso)} / a_{g(fluencia-efectiva)} \quad (2.30)$$

Donde $a_{g(colapso)}$, $a_{g(diseño)}$ y $a_{g(fluencia-efectiva)}$ son las aceleraciones máximas del terremoto que produce el colapso, de diseño y el de fluencia efectiva, respectivamente. $a_{g(fluencia-diseño)}$ es el PGA (la aceleración máxima del terreno) de diseño dividido por el factor de reducción de fuerzas usado en el diseño ($R_{código}$). La diferencia entre $a_{g(fluencia-diseño)}$ y $a_{g(fluencia-efectiva)}$ es que la primera se refiere a la intensidad sísmica que producirá la fluencia según estimaciones hechas en el diseño, mientras que la segunda es el PGA cuando efectivamente ocurre la primera fluencia. En pocas palabras es una relación entre la intensidad sísmica que se cree producirá fluencia y la intensidad sísmica que efectivamente la produce.

Ambas ecuaciones (2.29) y (2.30) relacionan la intensidad de la carga de colapso con las fuerzas sísmicas elásticas. La ecuación (2.29) adopta la consideración de que la fluencia ocurrirá en la aceleración de diseño (PGA de diseño) dividida por $R_{código}$. Esta definición es sencilla y menos

onerosa desde un punto de vista computacional porque solamente se necesita el PGA del terremoto que causa el colapso. Así mismo resulta más apropiado para evaluar los factores de reducción existentes, ya que se revisa la validez del diseño al examinar la capacidad de la estructura para resistir fuerzas sísmicas mayores que las definidas en el diseño. Sin embargo, la definición de $R_{c,ay}$ tiene la desventaja de no considerar la diferencia entre el espectro de diseño y el espectro del movimiento del terreno que efectivamente produce fluencia como se muestra en la Figura 2.10.

Las estructuras diseñadas con códigos sísmicos modernos usualmente exhiben un considerable nivel de *Sobre-Resistencia*. Esto conduce a significativas diferencias entre el PGA que efectivamente causa la primera fluencia global ($a_{g(fluencia-efectiva)}$) y la intensidad de la fluencia estimada por el diseño ($a_{g(fluencia-diseño)} = PGA \text{ de diseño} / R_{código}$). Esto se observa en muchos casos investigados (Mwafy & Elnashai, 2002-a) donde la aceleración espectral del registro que causa la fluencia ($S_a)^{el}$ es incluso mayor que la aceleración espectral de diseño ($S_a)^{in}$ y que la aceleración espectral del código ($S_a)^{el}$ (ver Figura 2.10).

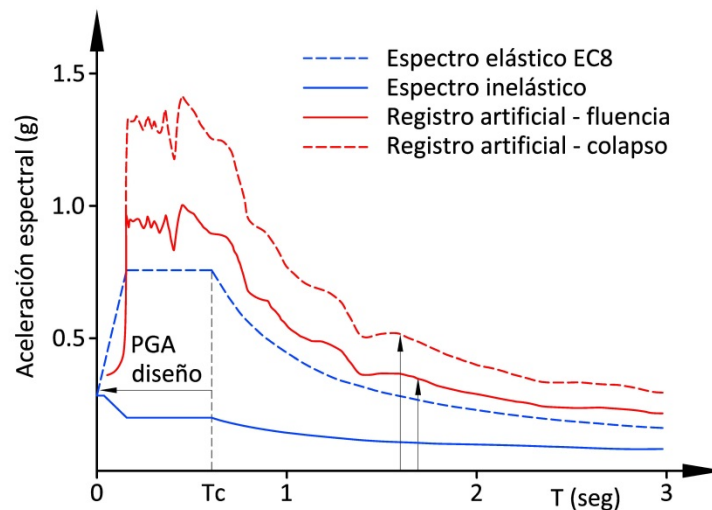


Figura 2.10 Evaluación del factor de reducción en un edificio regular de 12 niveles, usando un registro artificial compatible con el espectro; definición de $R_{c,ay}$ (Mwafy & Elnashai, 2002-a)

La definición de $R_{c,ay}$ es más conveniente para recomendar factores de R de sistemas ideales, sin embargo, para edificios existentes, diseñados y detallados de acuerdo a las especificaciones de los códigos sísmicos, esta definición deberá considerar la *Sobre-Resistencia*. Indudablemente, esta reserva estructural produce que la fluencia aparezca a mayores niveles de intensidad del movimiento del terreno (fluencia efectiva). Debido a que la aceleración máxima que produce

fluencia es más sensible al grado de Sobre-Resistencia de la estructura que a la aceleración máxima que produce el colapso, entonces la definición de $R_{c,ay}$ subestimaré el *Factor de Reducción de Fuerzas*, particularmente para edificios que exhiben altas *Sobre-Resistencias*.

Es importante notar que hay una clara similitud entre la definición de $R_{c,ay}$ y el componente dependiente de la ductilidad del *Factor de Reducción de Fuerza* ($R_\mu = V_e/V_y$), como se muestra en la Figura 2.11.

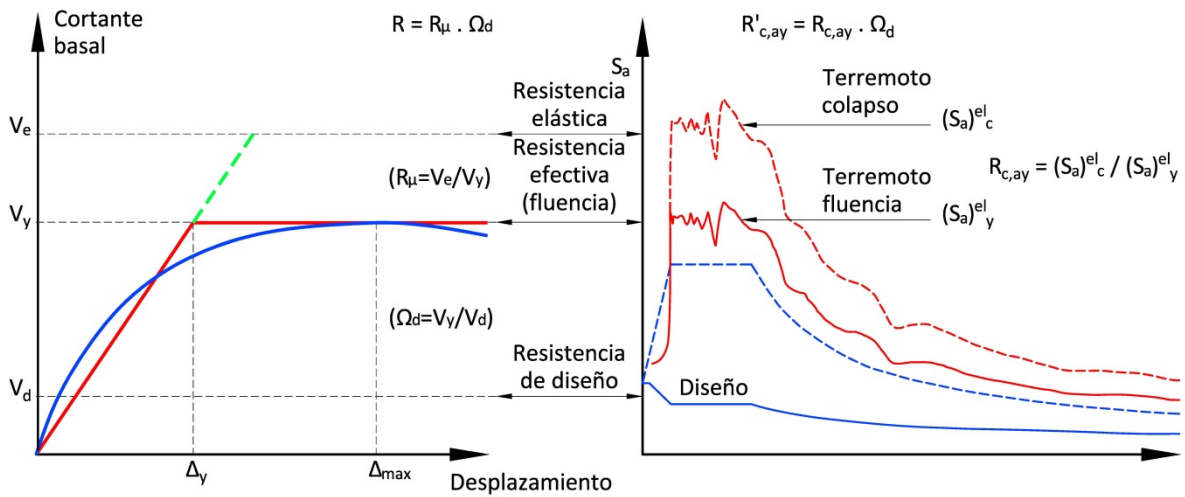


Figura 2.11 Comparación entre el *Factor de Reducción de Ductilidad* (R_μ) y la definición de $R_{c,ay}$ (Mwafy & Elnashai, 2002-a)

Esto enfatiza la necesidad de modificar la ecuación (2.30) adicionando el *Factor de Sobre-Resistencia* ($\Omega_d = \text{resistencia diseño} - \text{efectiva}$) a $R_{c,ay}$, el cual es evaluado a través de los análisis AENL y ADINL. La modificación propuesta se expresa así:

$$R'_{c,ay} = R_{c,ay} \Omega_d = \left(a_{g(\text{colapso})} / a_{g(\text{fluencia-efectiva})} \right) \Omega_d \quad (2.31)$$

Esta última modificación permite preservar características de la definición original de $R_{c,ay}$ en términos de la dependencia que tiene el movimiento del terreno con la aceleración que produce el colapso $a_{g(\text{colapso})}$ y la aceleración que efectivamente produce la fluencia $a_{g(\text{fluencia-efectiva})}$, y proporciona ciertas ventajas de $R'_{c,ay}$ sobre $R_{c,ay}$, el cual ignora esta dependencia en su denominador. La principal deficiencia de la expresión (2.31) es el oneroso procedimiento computacional y que se basa en la suposición de una amplificación dinámica constante. Sin embargo, es una forma efectiva de evaluar el *Factor de Reducción de Fuerza* de una estructura en particular sujeta a un terremoto específico (Mwafy & Elnashai, 2002-a).

En la expresión (2.31) el *Factor de Sobre-Resistencia* ($\Omega_d = \text{resistencia diseño} - \text{efectiva} = V_y/V_d$) es obtenido considerando la parte estática (Ω_{d-e}) y dinámica (Ω_{d-d}) de cada marco central representativo para la falla local (FL) y global (FG). La primera parte (e: estática) es obtenida de los AENL en la bilinealización de la curva de respuesta fuerza-desplazamiento de cada modelo, donde V_y es la fuerza que produce la fluencia. La segunda parte (d: dinámica) es obtenida de los ADINL, donde V_y es la fuerza que produce la primera fluencia en cada secuencia de eventos. En ambos casos, V_d es la fuerza utilizada en el diseño de cada marco central representativo.

La metodología desarrollada por Mwafy y Elnashai adopta solamente las expresiones de las ecuaciones (2.29), (2.30) y (2.31) para la evaluación del *Factor de Reducción de Fuerza* utilizando AENL y ADINL. El AENL es empleado para evaluar el estado Límite de Fluencia Global (efectiva), la Capacidad Estructural y Sobre-Resistencia. El ADINL se utiliza para encontrar los PGA del movimiento del terreno que producen la fluencia efectiva y el colapso, este análisis se realiza aplicando un progresivo incremento de los registros sísmicos considerados en el análisis, iniciando desde la intensidad de diseño dividido por $R_{\text{código}}(a_{g(\text{fluencia-diseño})})$, hasta llegar a la intensidad en la cual se alcanzan las definiciones de fluencia y colapso. Por lo tanto, las aceleraciones pico (PGA) que causan la fluencia y el colapso pueden ser identificadas acorde a los criterios expuestos en esta metodología (Mwafy & Elnashai, 2002-a). Este procedimiento es resumido en la Figura 2.12.

Finalmente, debe notarse la similitud de expresiones que plantea la metodología de Mwafy y Elnashai con la definida en el FEMA-P695 (Federal Emergency Management Agency, 2009), en donde se expone que el factor que relaciona el nivel de resistencia desarrollado por un sistema sismo-resistente es dado por $R = V_E/V$ y el factor que relaciona la máxima resistencia es dado por $\Omega_o = V_{\text{max}}/V$, ver la Figura 2.13 (Federal Emergency Management Agency, 2009). Esta similitud es la razón del grado de aceptación que estas metodologías han logrado alcanzar. Un estudio más detallado de lo expuesto en el FEMA-P695 está fuera de los alcances de esta investigación.

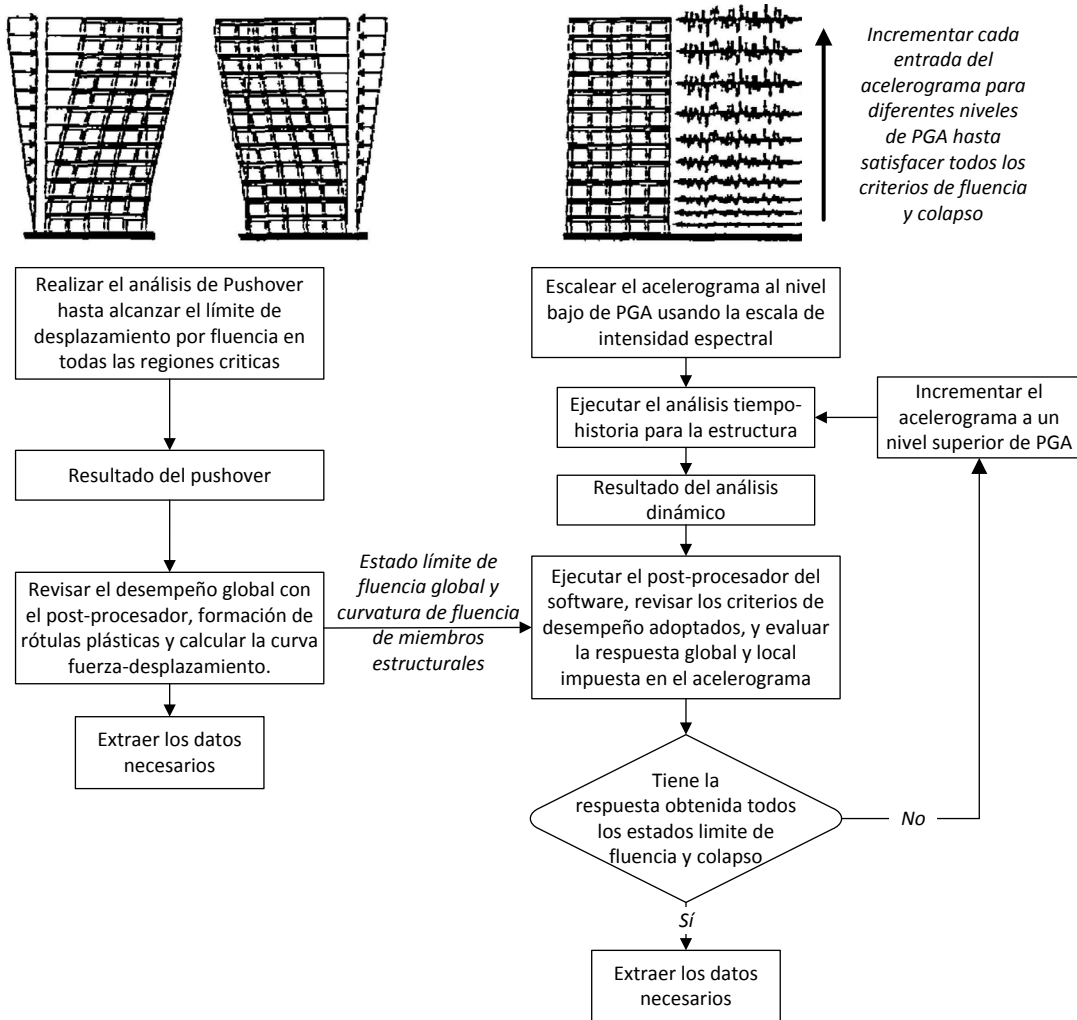


Figura 2.12 Diagrama de flujo del procedimiento de análisis para cada combinación de acelerogramas en el modelo del edificio (Mwafy & Elnashai, 2002-a)

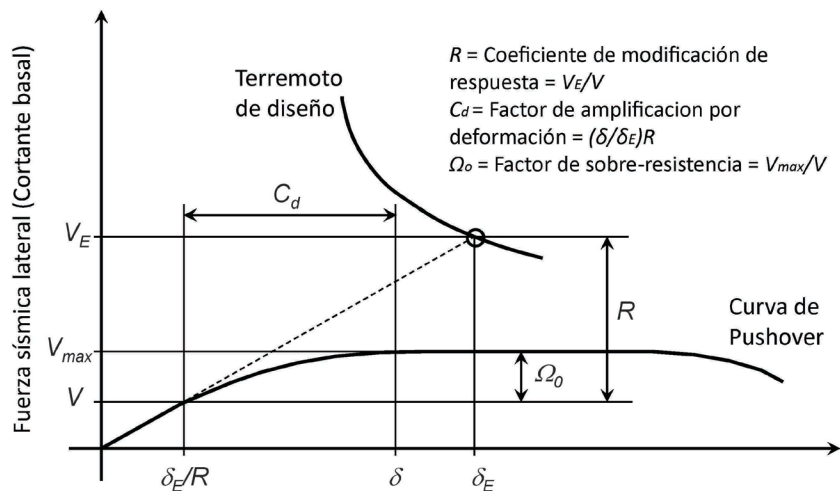


Figura 2.13 Factores de desempeño sísmico (R , Ω_0 y C_d) (Federal Emergency Management Agency, 2009)

2.8 Evaluación del *Factor de Amplificación de Desplazamientos Cd*

Se sabe que las provisiones sísmicas modernas toman ventaja de la capacidad de disipación de energía de las estructuras (Uang C. M., 1992). Esta capacidad de disipación de energía se obtiene de reducir la fuerza sísmica elástica demandada mediante un *Factor de Modificación de Respuesta R* o factor de reducción de fuerza (*FRF* por sus siglas en inglés). Los diseñadores estructurales desarrollan análisis elásticos y obtienen desplazamientos para este nivel de fuerza sísmica reducida. Para estimar las máximas deformaciones (inelásticas) que pueden desarrollarse en terremotos severos, los códigos de diseño sísmico especifican un *Factor de Amplificación de Desplazamientos (DAF)* por sus siglas en inglés) para amplificar las deformaciones elásticas calculadas (Uang & Maarouf, 1996).

En la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a) este factor es denotado como *Cd*. La definición de un confiable *Factor de Amplificación de Desplazamientos* en los códigos sísmicos es esencial para: (i) estimar las máximas derivas de entrepiso, (ii) revisar la capacidad de deformaciones en miembros estructurales críticos (como conectores de cortante “links” en marcos arriostrados), (iii) estimar separaciones mínimas entre edificios y evitar golpeteos, (iv) revisar efectos P-Delta, y (v) detallado de conexiones para componentes no estructurales.

De las relaciones entre Factor de Reducción (*R*), Sobre-Resistencia (Ω_d), Factor de Ductilidad (R_μ) y Factor de Ductilidad de Desplazamiento (μ) (Mwafy & Elnashai, 2002-b), descritas en la Figura 2.9, se pueden definir las siguientes expresiones:

$$\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (2.32)$$

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (2.33)$$

$$\Omega_d = \frac{V_y}{V_d} \quad (2.34)$$

Donde V_e es la fuerza de demanda elástica expresada en términos del cortante basal para un terremoto severo de diseño, V_y es la fuerza elástica idealizada al nivel de fluencia efectiva, y V_d es el nivel de fluencia asumida por el código de diseño, ambas también en términos del cortante basal.

Basado en estas definiciones, el *Factor de Reducción de Fuerza (FRF)* y el *Factor de Amplificación de Desplazamientos (DAF)* pueden ser derivados de la Figura 2.9 de la siguiente manera:

$$FRF = \frac{V_e}{V_d} = \frac{V_e}{V_y} \cdot \frac{V_y}{V_d} = R_\mu \Omega_d \quad (2.35)$$

$$DAF = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_d} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \cdot \frac{\Delta_y}{\Delta_d} = \mu_s \frac{\Delta_y}{\Delta_d} \quad (2.36)$$

Aplicando propiedades de proporcionalidad de la línea recta tenemos que Δ_y/Δ_d es igual a V_y/V_d por lo tanto:

$$DAF = \mu_s \frac{V_y}{V_d} = \mu_s \Omega_d \quad (2.37)$$

De las relaciones anteriores, y como lo muestra la Figura 2.9, notamos que el *Factor de Amplificación de Desplazamientos (DAF)* puede utilizarse para estimar el desplazamiento inelástico máximo a partir de los desplazamientos obtenidos empleando un análisis elástico de la estructura y aplicando fuerzas a nivel de diseño V_d (V_e/FRF).

La Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador establece un factor amplificador de desplazamientos denominado C_d , el cual es utilizado para estimar el desplazamiento máximo inelástico de la estructura y poder comparar dicho desplazamiento con el valor límite especificado en la misma norma (*Deriva Admisible de Entrepiso Δ_d*). Nótese entonces la analogía entre el factor DAF propuesto en la presente metodología y el factor C_d especificado en la norma. De ahí que ambos factores son comparables cuando se realiza el análisis de una estructura particular, sin embargo, debe tenerse presente que el factor C_d de la norma tiende a ser conservador debido a que debe cubrir todos los posibles casos de respuesta de desplazamientos de las estructuras, en cambio el factor DAF se obtiene para una estructura en particular sujeta a un movimiento sísmico específico del terreno.

En la presente investigación se obtienen los valores del factor DAF para todos los modelos analizados y para todas las secuencias de registros sísmicos del movimiento del terreno consideradas en dichos análisis, para luego ser comparados con los valores del factor C_d especificados en la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador.

2.9 Evaluación de la *Deriva Admisible de Entrepiso Δa*

La deriva de entrepiso Δ es el máximo desplazamiento lateral de un entrepiso, es decir, el máximo desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso inferior (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a). Existen muchas razones para establecer límites en la deriva de entrepiso, estas pueden ser (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a):

- Controlar el nivel de deformación inelástica de los miembros.
- Consideraciones de estabilidad, indican que la flexibilidad debe ser controlada.
- Minimizar daños en elementos no estructurales que no forman parte del sistema principal.
- Minimizar la demanda de movimiento diferencial en juntas con elementos no estructurales.
- Controlar las separaciones entre edificios adyacentes.

La normativa vigente no brinda mayor información del origen de los valores recomendados de las *Derivas Admisibles de Entrepiso Δa* , se encuentra una breve explicación al respecto en la normativa (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a), aclarando que el control general de daños por razones económicas no es un objetivo de dicha normativa y el estado de conocimiento sobre las derivas de entrepiso no estaba muy desarrollado al momento de su implementación, los valores de los límites de las derivas de entrepiso fueron establecidos sin tomar en cuenta la relación entre costo actual de futuras reparaciones y el costo estructural de limitar más la deriva de entrepiso. Esto resalta la necesidad de evaluar los valores recomendados en la normativa vigente desde otra perspectiva, como podría ser evaluarlas cuando se produce la primera falla global.

El ATC 3-06 (Applied Technology Council, 1978) define para grupos de exposición I, II y III valores de *Derivas Admisibles de Entrepiso Δa* de 0.015, 0.015 y 0.010, respectivamente, para todos los sistemas estructurales; valores muy parecidos a los recomendados en la norma vigente de El Salvador y que deducen una adopción a los valores recomendados en el ATC 3-06.

Lo anterior enfatiza la necesidad de evaluar los valores recomendados en la norma vigente y determinar la confiabilidad de los mismos. En la presente investigación, se evaluarán las *Derivas Máximas de Entrepiso Δ_{max}* obtenidas de los ADINL antes de alcanzar el primer criterio de colapso y serán comparadas con los valores las *Derivas Admisibles de Entrepiso Δa* de 0.020 y 0.015 para edificios de Ductilidad Baja (DB) y alta (DA), respectivamente.

3. REGISTROS ACELEROGRÁFICOS Y SECUENCIAS DE EVENTOS

3.1 Introducción

Aunque El Salvador tiene una constante actividad sísmica, no se cuenta con una amplia base de datos de registros acelerográficos de eventos sísmicos definidos como “*característicos*”, es decir, eventos representativos de las fuentes lejana y cercana. Básicamente, se cuenta con los registros de los eventos del 13 de Enero de 2001, 13 de febrero de 2001, 17 de febrero de 2001 y 10 de Octubre de 1986, como representativos de las fuentes lejana y cercana, respectivamente. En este capítulo se estudiarán y procesarán los registros acelerográficos de los cuatro eventos anteriormente citados, de los cuales se definirán las secuencias de eventos a utilizar.

3.2 Registros acelerográficos de El Salvador

El Salvador cuenta con 4 redes acelerográficas: Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA), Comisión Ejecutiva del Rio Lempa (CEL), Geotérmicas Salvadoreñas (GESAL), y Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG, ahora Dirección del Observatorio Ambiental), ver Figura 3.1. En esta investigación se utilizarán los datos de las redes CIG y UCA únicamente, debido a la relevancia que ambas tienen como red gubernamental y educativa, respectivamente.

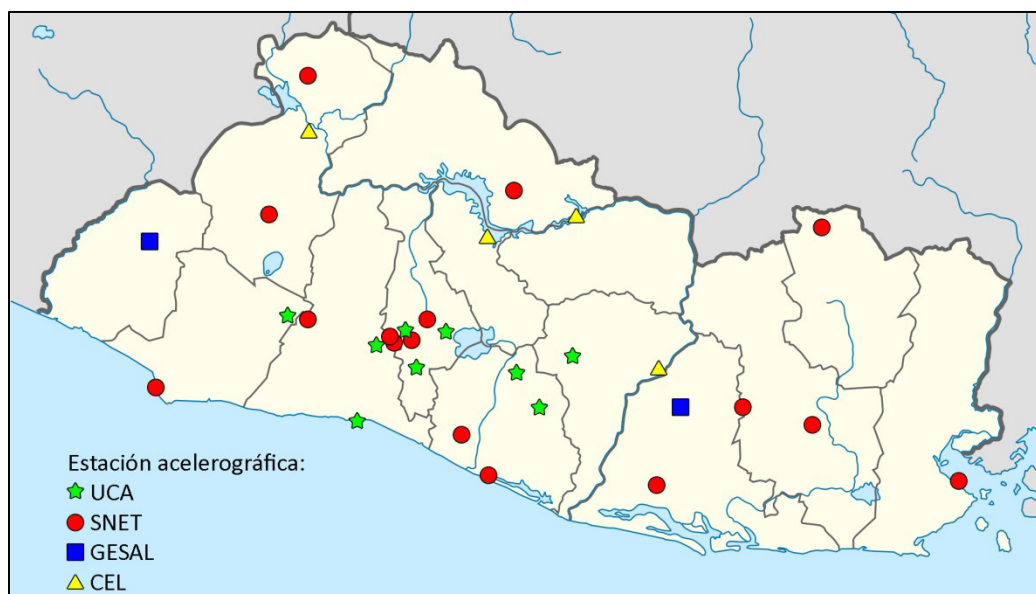


Figura 3.1 Red acelerográfica de El Salvador

Un resumen de las estaciones CIG – UCA y los eventos registrados son mostrados en la Tabla 3.1, nótese que solo las estaciones de Relaciones Exteriores y Viveros de DUA, tienen registros de fondo (F) y superficie (S). Los principales parámetros de los eventos son mostrados en la Tabla 3.2.

Tabla 3.1 Redes acelerográficos: CIG - UCA

Red	Evento	Estación
Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG)	10 / Octubre / 1986	CIG - Centro de Investigaciones Geotécnicas Hotel Camino Real Hotel Sheraton IGN - Instituto Geográfico Nacional IVU - Instituto de Vivienda Urbana UCA - Universidad UCA
	13 / Enero / 2001	Acajutla CEPA Ahuachapán CESSA Metapán Ciudadela Don Bosco Cutuco Observatorio Presa 15 de Septiembre Relaciones Exteriores (F) Relaciones Exteriores (S) San Miguel Santa Ana Santa Tecla Santiago de María Seminario San José de La Montaña Sensuntepeque Viveros de DUA
	13 / Febrero / 2001	CIG - Centro de Investigaciones Geotécnicas Ciudadela Don Bosco Observatorio Presa 15 de Septiembre Relaciones Exteriores (F) Relaciones Exteriores (S) Santa Tecla Seminario San José de La Montaña UCA - Universidad UCA Viveros de DUA (F) Viveros de DUA (S)
	17 / Febrero / 2001	CIG - Centro de Investigaciones Geotécnicas Ciudadela Don Bosco Observatorio UCA - Universidad UCA Viveros de DUA (F) Viveros de DUA (S)
Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA)	13 / Enero / 2001	Armenia Berlín Externado La Libertad [No representaivo] Panchimalco San Bartolo San Pedro Nonualco Santa Tecla Tonacatepeque Zacatecoluca
	13 / Febrero / 2001	Armenia Berlín Externado La Libertad [No representativo] Panchimalco San Bartolo Santa Tecla Tonacatepeque Zacatecoluca

Tabla 3.2 Parámetros geotécnicos de eventos en evaluación

Evento	Magnitud	Datos de interés	Red	No de estaciones
10 de Octubre de 1986	$M_w = 5.7^a$	Hora: 17:49 GMT Coordenadas: 13.67°N 89.20°O Profundidad: 8.0 km	CIG	6
13 de Enero de 2001	$M_w = 7.6^b$	Hora: 17:33 GMT Coordenadas: 13.05°N 88.66°O Profundidad: 60.0 km	CIG UCA	15 10
13 de Febrero de 2001	$M_w = 6.6^c$	Hora: 14:22 GMT Coordenadas: 13.64°N 88.94°O Profundidad: 13.0 km	CIG UCA	9 9
17 de Febrero de 2001	$M_l = 5.1^d$	Hora: 20:25 GMT Coordenadas: 13.66°N 89.25°O Profundidad: 5.1 km	CIG	5

a: Resumen de corrección de acelerogramas (CIG, USGS) (1986-October-27)

b: Resumen de corrección de acelerogramas (USGS) (2001-Agosto-21)

c: Resumen de corrección de acelerogramas (CIG) (2001-Junio-15)

d: Resumen de corrección de acelerogramas (CIG) (2001-Mayo-05)

3.3 Procesamiento de registros acelerográficos

Para los eventos en evaluación se contó con los registros acelerográficos corregidos de sus 3 componentes en formato de texto, la red del CIG en unidades gal y la red de la UCA en unidades g. Un total de 54 registros fueron procesados mediante el software *SeismoSignal* versión 5.1.0 de la empresa *SeismoSoft*. El procesamiento de cada registro y sus 2 componentes horizontales, implicó la identificación de los registros con aceleraciones corregidas y sistemas de unidades, identificación de pasos de tiempo y direcciones ortogonales, además del ordenamiento de datos.

Los resultados obtenidos para las dos componentes horizontales fueron los *Espectros de Respuesta* e *Intensidades de Arias*, así como otros parámetros de interés, como: máxima aceleración, máxima intensidad de Arias, máxima aceleración espectral y período predominante. Los *Espectros de Respuesta* con un amortiguamiento del 5% fueron graficados junto con los *Espectros Elásticos de Diseño* de la norma vigente, utilizando los parámetros de la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Parámetros para el cálculo del coeficiente sísmico

	Edificios de Ductilidad Baja	Edificios de Ductilidad Alta
Factor de zona A	0.4	
Coeficiente de sitio C_o	2.75	
Coeficiente de sitio T_o	0.5	
Factor de importancia I	1.0	1.2

La *Intensidad de Arias* es una medida de la energía del terremoto en función del tiempo del registro y se define como:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a^2(t) dt \quad (3.1)$$

Siendo $a(t)$ la historia temporal de aceleración y t_f el tiempo total del registro. Por lo tanto, si calculamos la intensidad de arias y hallamos para que instantes se alcanzan el 5% y el 95% de su valor, la diferencia entre los mismos nos dará la duración significativa del evento, es decir, el intervalo de tiempo en el cual se libera más energía.

En las Figuras 3.2, 3.3, 3.4, 3.5, 3.6 y 3.7, se muestran los *Espectros de Respuesta* horizontales obtenidos para cada evento y para cada estación.

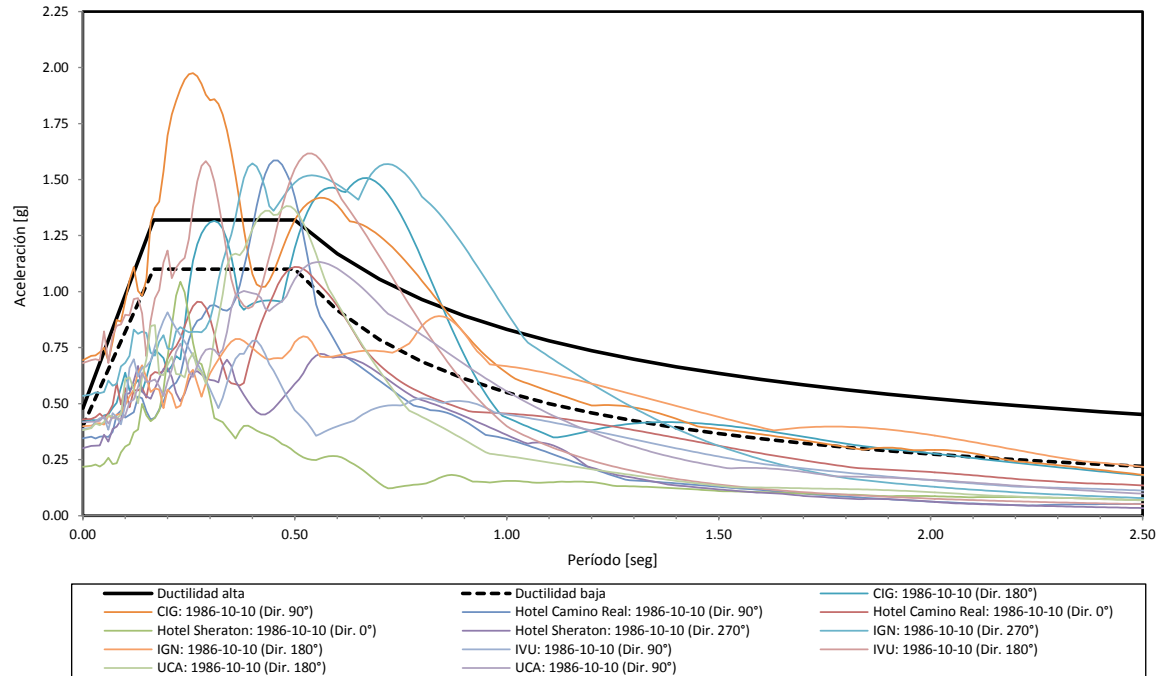


Figura 3.2 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (CIG) 1986-10-10

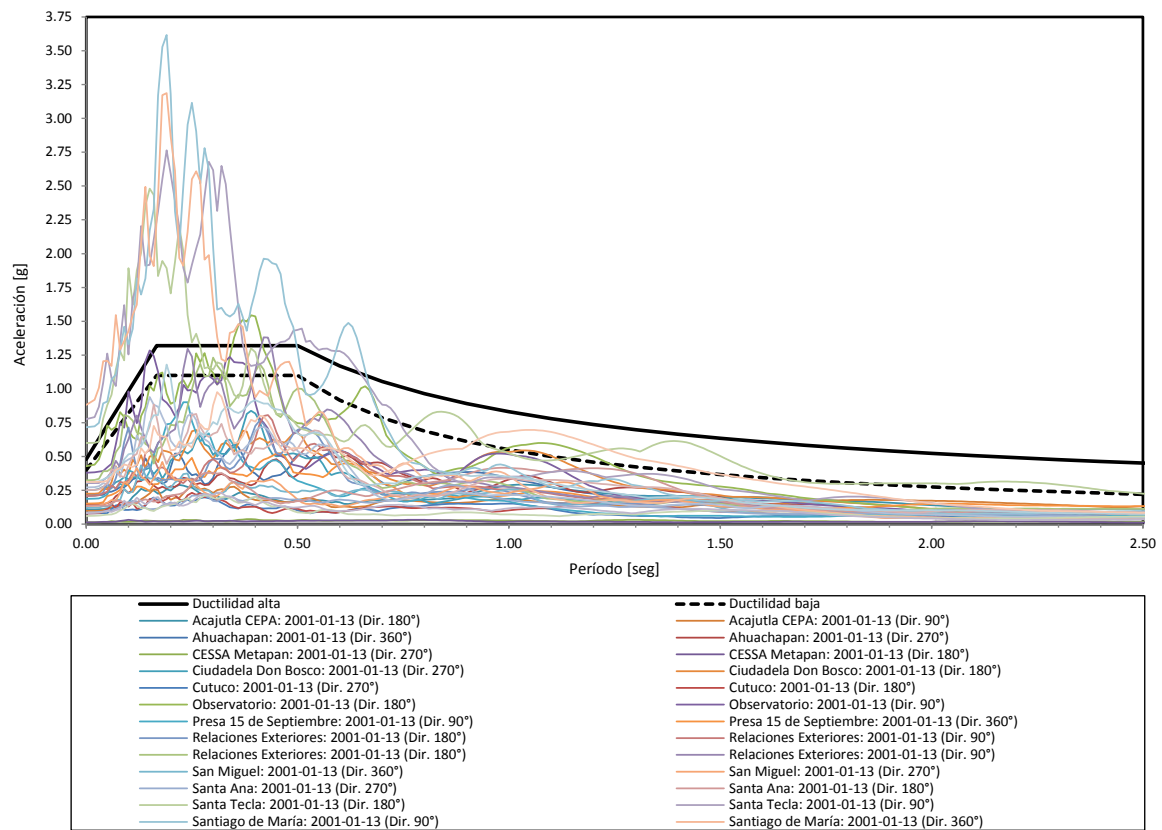


Figura 3.3 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (CIG) 2001-01-13

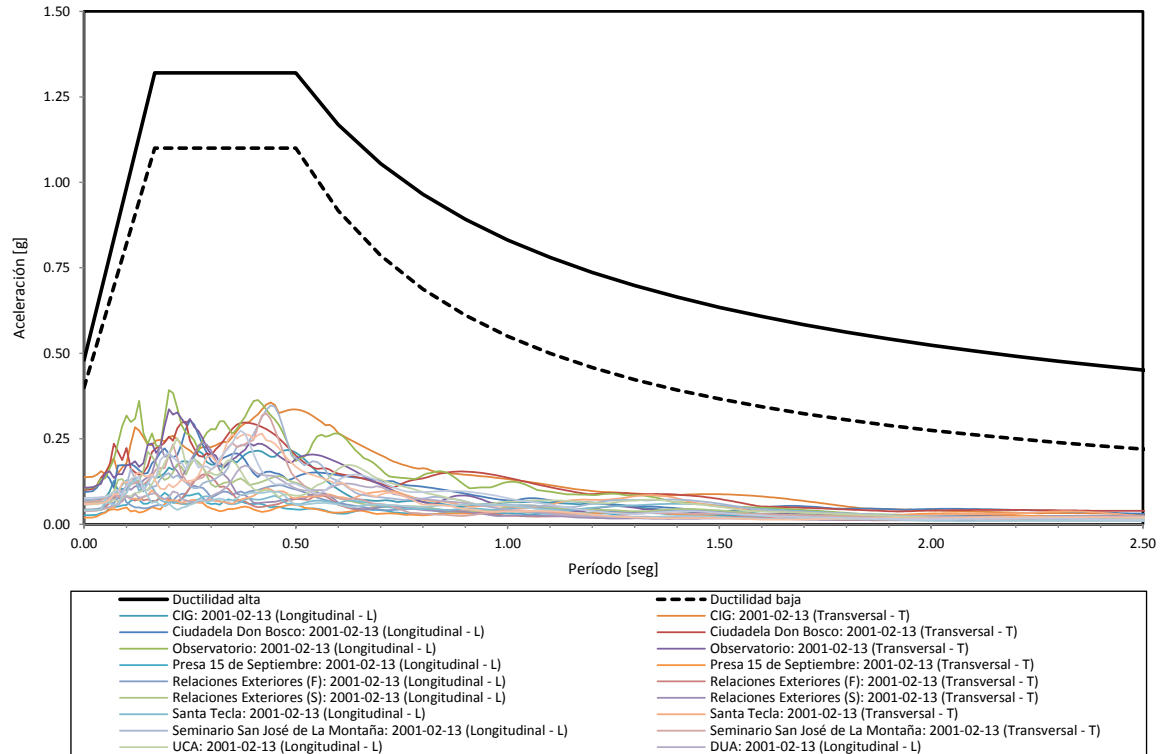


Figura 3.4 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (CIG) 2001-02-13

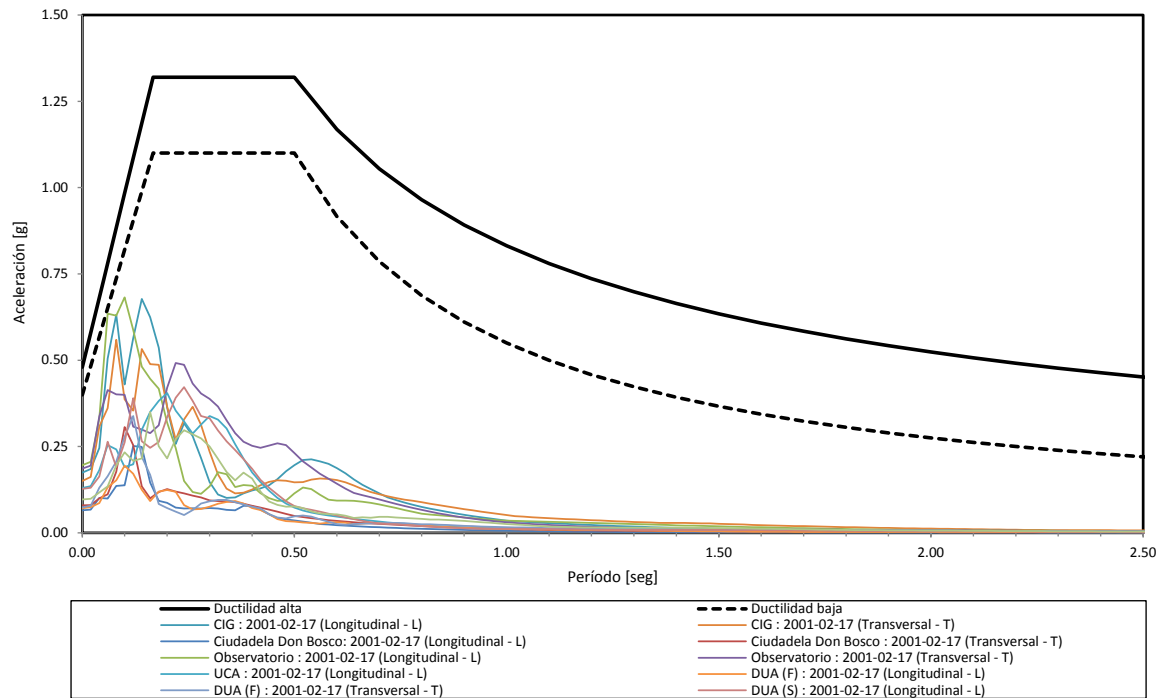


Figura 3.5 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (CIG) 2001-02-17

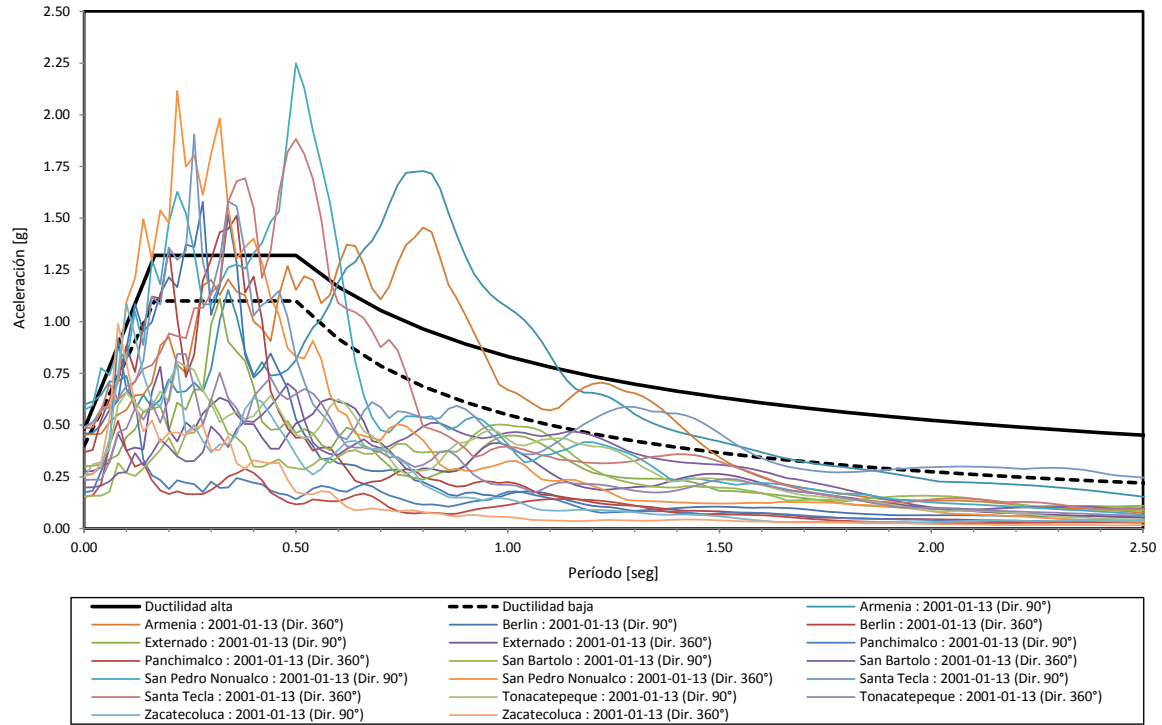


Figura 3.6 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (UCA) 2001-01-13

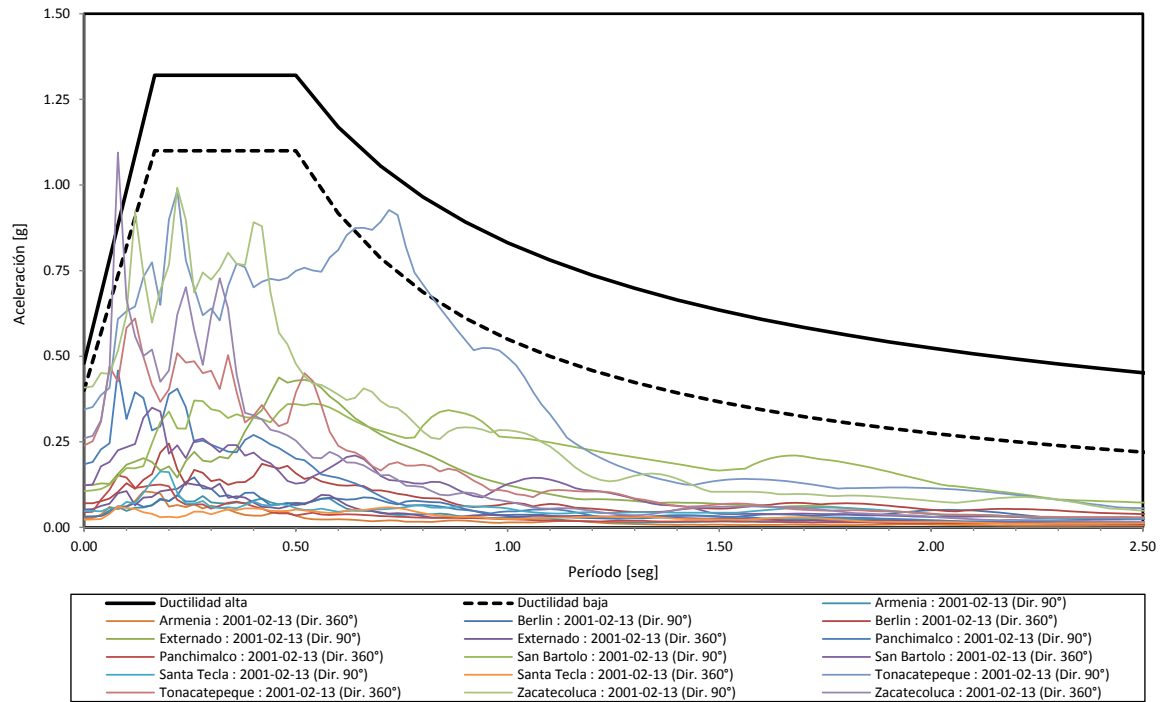


Figura 3.7 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (UCA) 2001-02-13

La Tabla 3.4 muestra un resumen de los principales parámetros de interés para cada evento. La escala de colores ayuda a identificar los mayores valores obtenidos en cada evento.

Tabla 3.4 Principales parámetros de registros acelerográficos

Red	Evento	Estación	Dirección:				Dirección:			
			PGA [cm/seg ²]	Intensidad de Arias [m/seg]	Aceleración máxima espectral [g]	Período pred. [seg]	PGA [cm/seg ²]	Intensidad de Arias [m/seg]	Aceleración máxima espectral [g]	Período pred. [seg]
Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG)	10-Oct-86	CIG - Centro de Investigaciones Geotécnicas	411.7	1.69	1.51	0.66	-680.8	2.49	1.98	0.26
		Hotel Camino Real	338.7	0.98	1.59	0.46	421.1	0.89	1.11	0.50
		Hotel Sheraton	213.9	0.36	1.04	0.24	295.6	0.58	0.72	0.56
		IGN - Instituto Geográfico Nacional	-524.5	2.25	1.57	0.40	391.7	1.09	0.89	0.84
		IVU - Instituto de Vivienda Urbana	379.8	0.69	0.91	0.20	667.8	1.73	1.62	0.54
	UCA - Universidad UCA	-374.1	1.26	1.38	0.48	408.8	1.22	1.13	0.56	
	13-Ene-2001	Acajutla CEPA	-106.0	0.25	0.29	1.04	95.9	0.23	0.28	0.34
		Ahuachapan	-210.0	0.62	0.59	0.36	-143.0	0.61	0.57	0.56
		CESSA Metapan	-12.4	0.00	0.04	0.38	-13.6	0.00	0.03	0.10
		Ciudadela Don Bosco	-245.0	0.81	0.84	0.40	-221.0	1.18	0.70	0.26
		Cutuco	77.7	0.12	0.20	0.28	-76.3	0.15	0.23	0.26
		Observatorio	419.5	3.85	1.54	0.40	-372.0	2.51	1.28	0.16
		Presa 15 de Septiembre	-183.0	0.70	0.90	0.24	149.0	0.49	0.53	0.46
		Relaciones Exteriores (F)	204.0	0.76	0.77	0.42	205.0	0.68	0.81	0.42
		Relaciones Exteriores (S)	317.1	2.14	1.23	0.30	-298.0	1.91	1.38	0.42
San Miguel		118.0	0.53	0.43	0.24	133.0	0.56	0.46	0.18	
Santa Ana		-83.6	0.15	0.29	0.86	-133.0	0.28	0.42	0.98	
Santa Tecla		-587.7	6.55	2.48	0.16	761.0	7.72	2.76	0.32	
Santiago de María		-702.0	11.75	3.62	0.10	-864.0	9.63	3.19	0.18	
Seminario San José de La Montaña		267.0	1.14	0.94	0.16	247.0	1.12	0.89	0.16	
Sensuntepeque		-59.6	0.13	0.21	0.28	80.6	0.16	0.23	0.32	
Viveros de DUA	-301.0	0.93	1.18	0.20	-305.5	0.92	0.98	0.32		
13-Feb-01	CIG - Centro de Investigaciones Geotécnicas	69.1	0.05	0.22	0.48	-135.3	0.15	0.36	0.44	
	Ciudadela Don Bosco	92.1	0.09	0.30	0.26	-98.1	0.13	0.30	0.24	
	Observatorio	-101.9	0.20	0.39	0.20	104.7	0.14	0.34	0.20	
	Presa 15 de Septiembre	25.9	0.01	0.09	0.26	19.2	0.01	0.07	0.20	
	Relaciones Exteriores (F)	41.9	0.02	0.11	0.46	-41.9	0.02	0.15	0.28	
	Relaciones Exteriores (S)	-62.3	0.05	0.21	0.16	57.1	0.05	0.24	0.28	
	Santa Tecla	-40.8	0.03	0.13	0.12	37.8	0.03	0.11	0.44	
	Seminario San José de La Montaña	69.9	0.07	0.35	0.44	64.1	0.06	0.32	0.42	
	UCA - Universidad UCA	57.4	0.06	0.25	0.22	-	-	-	-	
	Viveros de DUA (F)	38.8	0.03	0.17	0.38	40.3	0.02	0.14	0.12	
Viveros de DUA (S)	58.2	0.08	0.27	0.42	-75.8	0.07	0.27	0.38		
17-Feb-01	CIG - Centro de Investigaciones Geotécnicas	170.9	0.12	0.68	0.14	-147.8	0.10	0.56	0.08	
	Ciudadela Don Bosco	64.4	0.01	0.25	0.12	78.3	0.02	0.31	0.10	
	Observatorio	-192.3	0.18	0.68	0.10	182.4	0.16	0.49	0.22	
	UCA - Universidad UCA	-127.3	0.07	0.41	0.20	-	-	-	-	
	Viveros de DUA (F)	69.7	0.02	0.19	0.10	72.7	0.03	0.34	0.12	
Viveros de DUA (S)	-124.9	0.07	0.42	0.24	95.2	0.05	0.35	0.16		
Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA)	13-Ene-2001	Armenia	587.8	3.55	1.73	0.72	-444.8	4.15	1.45	0.64
		Berlin	-449.5	2.94	1.58	0.29	-361.3	3.60	1.51	0.29
		Externado	-295.0	1.15	1.11	0.50	272.0	1.05	0.78	0.50
		Panchimalco	-172.3	0.55	0.92	0.22	-149.9	0.26	0.52	0.30
		San Bartolo	-153.4	0.86	0.63	0.77	194.8	1.00	0.70	0.81
		San Pedro Nonualco	563.2	5.85	2.25	0.43	-478.3	6.92	2.12	0.31
		Santa Tecla	481.1	3.16	1.91	0.55	475.0	3.44	1.88	0.51
		Tonacatepeque	-242.0	1.82	0.81	0.48	-229.5	1.69	0.84	0.43
	Zacatecoluca	-254.8	1.64	1.09	0.24	247.7	1.43	0.99	0.16	
	13-Feb-01	Armenia	-28.1	0.03	0.09	0.44	25.8	0.02	0.11	0.25
		Berlin	31.4	0.04	0.15	0.77	-69.0	0.11	0.24	0.58
		Externado	121.3	0.19	0.44	0.56	-50.9	0.04	0.13	0.38
		Panchimalco	181.1	0.17	0.46	0.24	43.6	0.03	0.15	0.24
		San Bartolo	104.2	0.34	0.37	0.96	120.5	0.19	0.35	0.47
		Santa Tecla	46.5	0.04	0.16	0.85	-22.4	0.01	0.06	0.61
Tonacatepeque		-338.1	1.60	0.98	0.52	-234.6	0.74	0.61	0.80	
Zacatecoluca	-400.3	1.18	0.99	0.33	255.1	0.89	1.09	0.21		

3.4 Selección de registros acelerográficos

Como fue definido en los alcances, se considerarán combinaciones de hasta tres eventos sísmicos sucesivos, por lo que, una selección de 3 eventos principales fue realizada en base a las estaciones y eventos en estudio (ver Tabla 3.5).

Tabla 3.5 Relaciones estación-evento de registros acelerográficos

Red	Estación	Evento			
		10-Oct-86 (Falla Local)	13-Ene-2001 (Subducción)	13-Feb-01 (Falla local)	17-Feb-01 (Falla local)
Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG)	CIG - Centro de Investigaciones Geotécnicas	•		•	•
	Hotel Camino Real	•			
	Hotel Sheraton	•			
	IGN - Instituto Geográfico Nacional	•			
	IVU - Instituto de Vivienda Urbana	•			
	UCA - Universidad UCA	•		•	•
	Acajutla CEPA		•		
	Ahuachapan		•		
	CESSA Metapan		•		
	Ciudadela Don Bosco		•	•	•
	Cutuco		•		
	Observatorio		•	•	•
	Presa 15 de Septiembre		•	•	
	Relaciones Exteriores		•(F) •(S)	•(F) •(S)	
	San Miguel		•		
	Santa Ana		•		
	Santa Tecla		•	•	
	Santiago de María		•		
Seminario San José de La Montaña		•	•		
Sensuntepeque		•			
Viveros de DUA		•	•(F) •(S)	•(F) •(S)	
Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA)	Armenia		•	•	
	Berlin		•	•	
	Externado		•	•	
	Panchimalco		•	•	
	San Bartolo		•	•	
	San Pedro Nonualco		•		
	Santa Tecla		•	•	
	Tonacatepeque		•	•	
	Zacatecoluca		•	•	

La selección de aquellas estaciones y los registros de los eventos a utilizar, se basaron en los siguientes criterios:

- De los *Espectros de Respuesta Elástica* de las Figuras 3.4 y 3.5, correspondientes a los eventos del 13 y 17 de Febrero de 2001, respectivamente, de la red del CIG, se puede observar que éstos presentan muy bajas aceleraciones respecto del resto de espectros, por lo que, los registros de esta red para estos 2 eventos fueron descartados para su uso.

- b) Las estaciones a utilizar deberían tener registro de los 2 eventos restantes en estudio, en la Tabla 3.4 se puede observar que dicho criterio no es cumplido en ninguna estación, por lo que, este criterio fue descartado.
- c) Las estaciones deberían tener un perfil estratigráfico para realizar una deconvolución y tener los registros a nivel de roca, y así tenerlos a un mismo nivel de carga. Sin embargo, ninguna de las estaciones posee esta información (Kattan Jokisch, 2014), por lo que, este criterio fue descartado.

Teniendo en cuenta lo discutido en los literales anteriores se aplica el criterio de ubicación geográfica, buscando las estaciones que se encuentren geográficamente cercanas. Resultando que las estaciones de la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA), Relaciones Exteriores (RE) hoy Presidencia de la República, y Hospital San Rafael en Santa Tecla (ST), son las que cumplen este requisito y por lo cual estas tres estaciones y sus correspondientes eventos son seleccionados: UCA (10-Oct-1986), RE (13-Ene-2001) en superficie (S), y ST (13-Ene-2001). Además, la zona seleccionada muestra un gran incremento de la construcción en altura, incluyendo edificios de apartamentos, centros comerciales, carreteras con pasos a desnivel y proyectos de vivienda, constituyendo un punto a favor de esta selección (ver Figura 3.8).

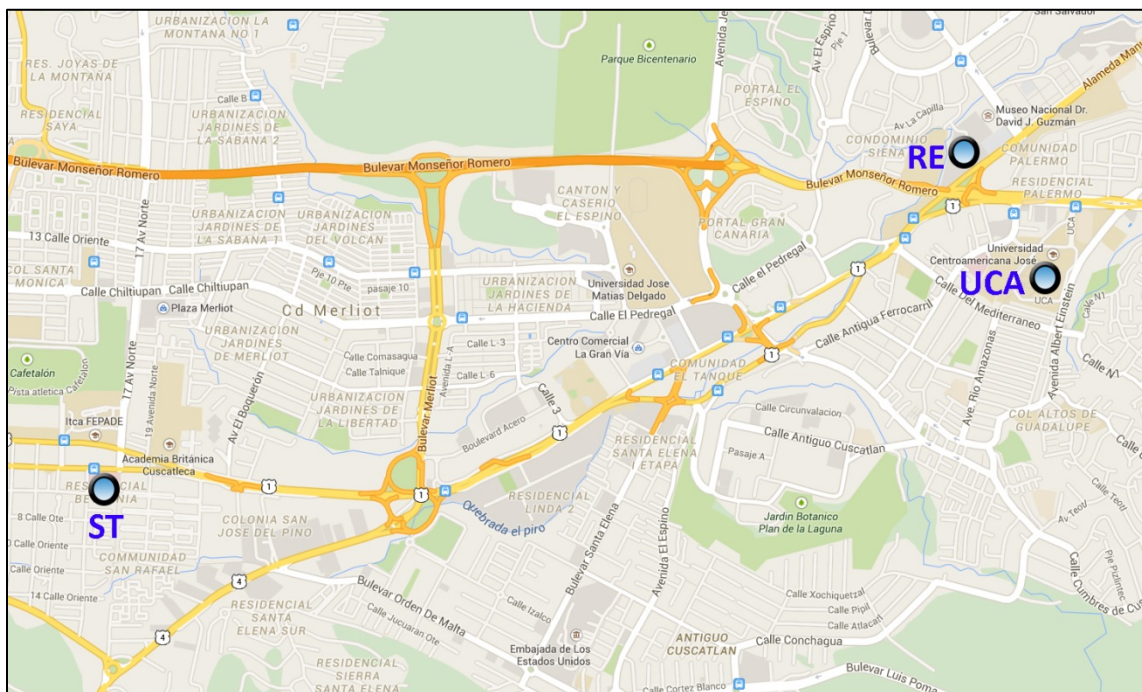


Figura 3.8 Estaciones acelerográficas UCA (10-Oct-1986), RE (13-Ene-2001) y ST (13-Ene-2001)

Los Espectros de Respuesta Elástica de las estaciones seleccionadas se muestran en la Figura 3.9, de la Tabla 3.4 se observa que para cada dirección los valores de PGA, Intensidad de Arias y aceleraciones máximas son muy cercanos, seleccionándose los registros con las componentes 180°, 180° y 90°, para las estaciones UCA, RE y ST, respectivamente (ver Figura 3.10), tomando los registros con mayores aceleraciones en cada caso.

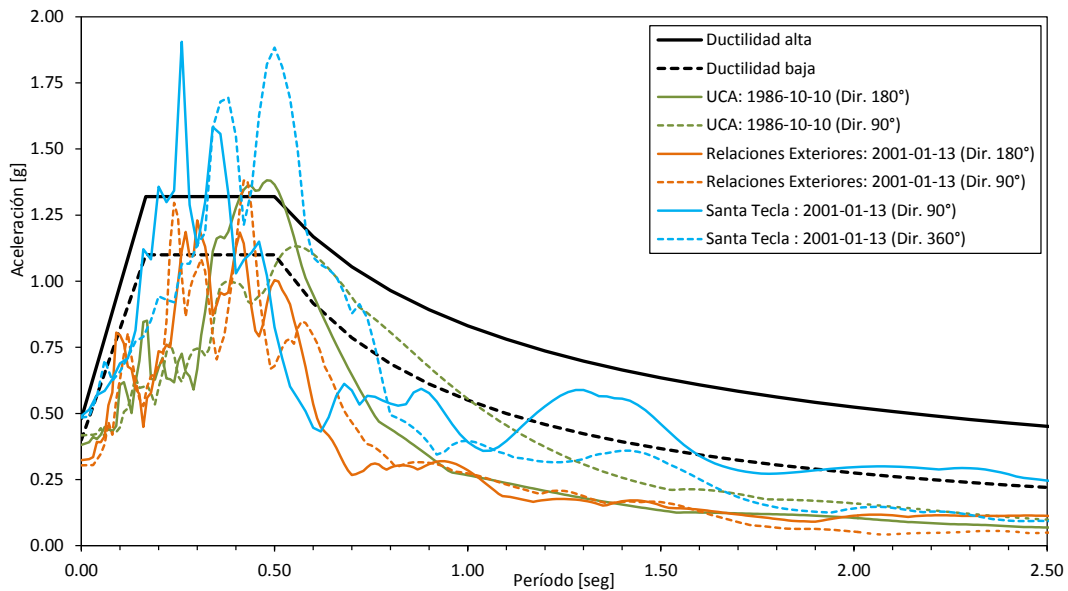


Figura 3.9 Espectros de Respuesta Elástica con sus 2 componentes: UCA (10-Oct-1986), RE (13-Ene-2001) y ST (13-Ene-2001)

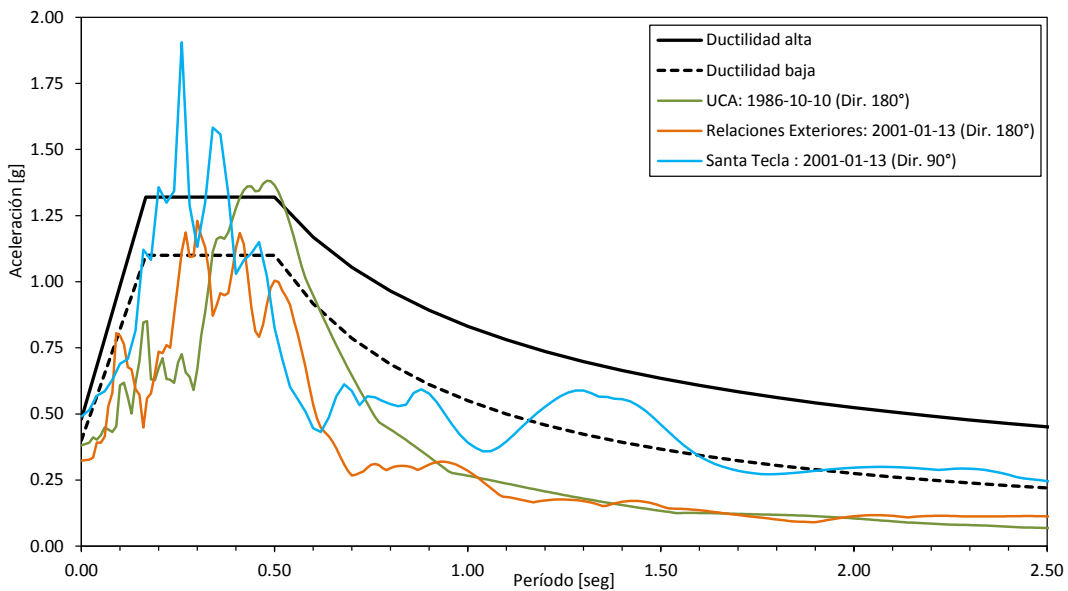


Figura 3.10 Espectros de Respuesta Elástica seleccionados: UCA (10-Oct-1986 Dir. 180°), RE (13-Ene-2001 Dir. 180°) y ST (13-Ene-2001 Dir. 90°)

La Figura 3.11 muestra los gráficos *Husid Plot* que indican la cantidad de energía que el sismo libera (Intensidad de Arias) y la rapidez con la cual se aplica dicha energía. Estos gráficos muestran que la mayor energía liberada en función del tiempo corresponde, en orden ascendente, a los eventos UCA (10-Oct-1986 Dir. 180°), RE (13-Ene-2001 Dir. 180°) y ST (13-Ene-2001 Dir. 90°).

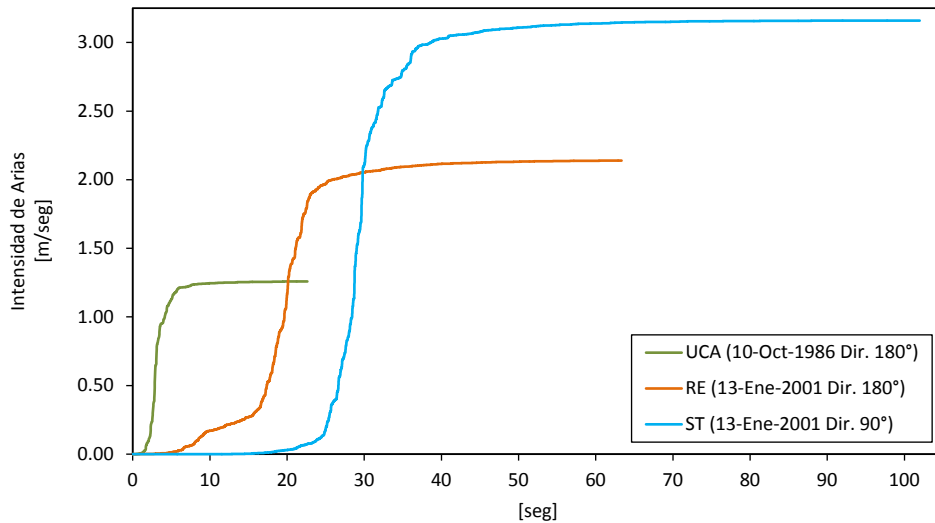


Figura 3.11 Intensidades de Arias: UCA (10-Oct-1986 Dir. 180°), RE (13-Ene-2001 Dir. 180°) y ST (13-Ene-2001 Dir. 90°)

En la Figura 3.12 se muestran los registros acelerográficos que se utilizarán en los ADINL. De la Tabla 3.4 se observa que éstos tienen PGA's máximos de 374.1 cm/seg², 317.1 cm/seg² y 481.1 cm/seg², para las estaciones UCA (10-Oct-1986 Dir. 180°), RE (13-Ene-2001 Dir. 180°) y ST (13-Ene-2001 Dir. 90°), respectivamente; mientras que sus aceleraciones espectrales máximas son 1.38 g, 1.23 g y 1.91 g, respectivamente, las cuales pueden visualizarse en la Figura 3.10 con los *Espectros de Respuesta Elásticos*.

Es importante reconocer que pueden existir registros con aceleraciones mayores a los seleccionados, sin embargo, se buscó utilizar registros de estaciones cercanas entre si geográficamente y con intensidades medias, cuyos espectros de respuesta tengan ordenadas similares a las del espectro de diseño, lo cual permite una comparación más precisa entre los resultados obtenidos y los parámetros recomendados en la norma vigente. Además, se trató que las respuestas fueran similares entre sí, es decir, si uno de los registros seleccionados se cambiase por uno de mayor intensidad respecto de los 2 restantes, la respuesta de este podría gobernar en la secuencia de eventos al ser amplificada y no es lo que se busca, sino respuestas dentro de un intervalo aceptablemente similar.

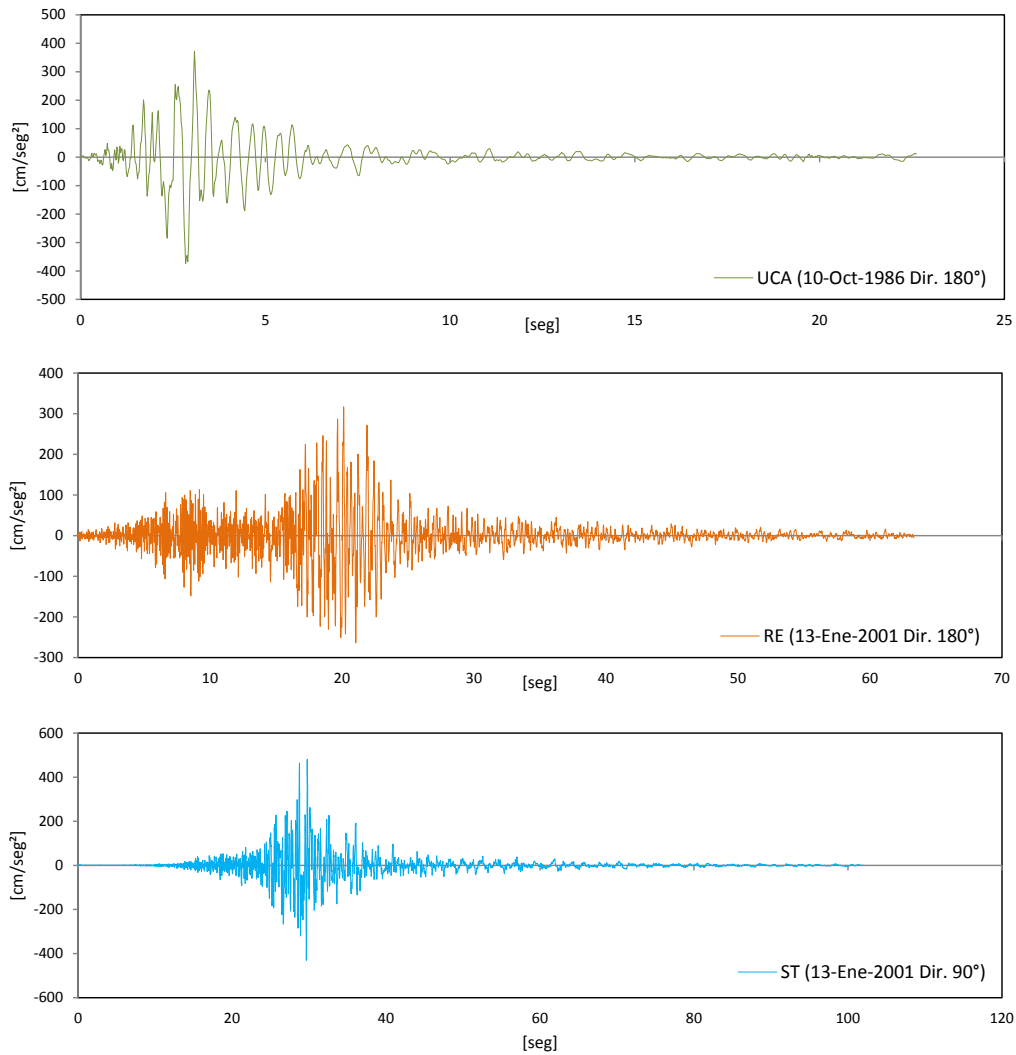
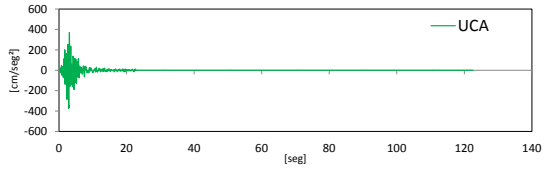
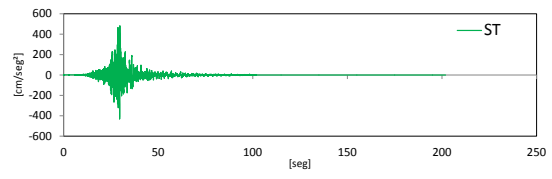
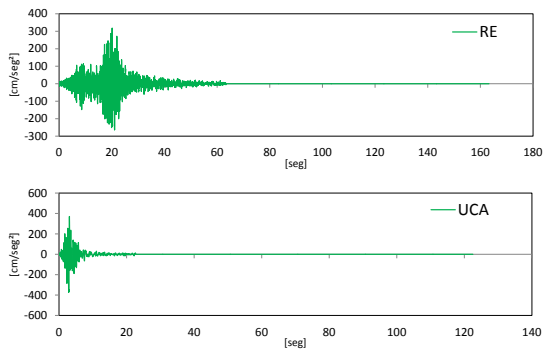


Figura 3.12 Registros acelerográficos: UCA (10-Oct-1986 Dir. 180°), RE (13-Ene-2001 Dir. 180°) y ST (13-Ene-2001 Dir. 90°)

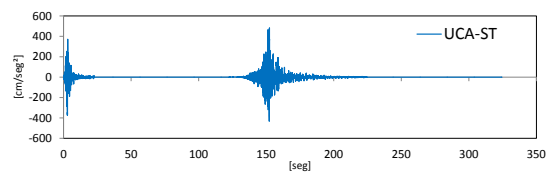
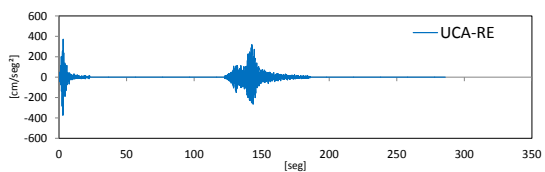
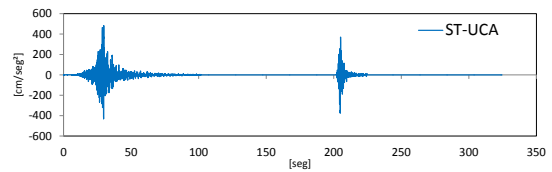
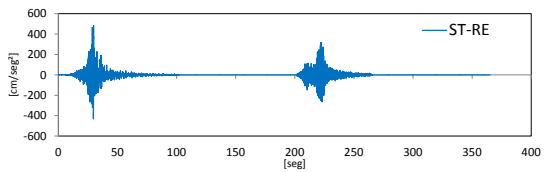
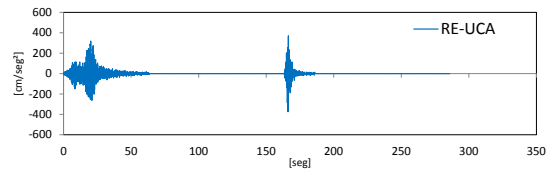
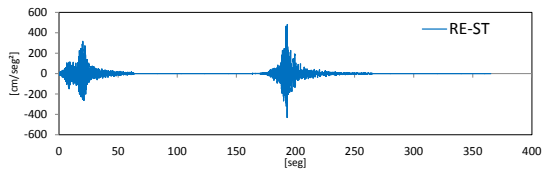
3.5 Definición de secuencias de eventos

De los registros sísmicos mostrados en la Figura 3.12 se puede notar que cada evento seleccionado tiene características diferentes del movimiento del terreno. La definición de secuencias de eventos sísmicos debe considerar que en cualquier instante de la vida útil de un edificio puede estar expuesto a cualquiera de estos movimientos o una secuencia aleatoria de ellos sin un orden preestablecido. Por esta razón, en la presente investigación se aplican todas las combinaciones posibles con los 3 registros, obteniéndose un total de 15 secuencias sísmicas (ver Figura 3.13) a utilizar en los ADINL.

a) 1 Registro



b) 2 Registros



c) 3 Registros

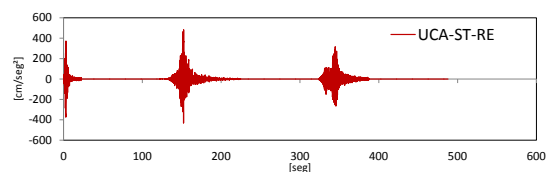
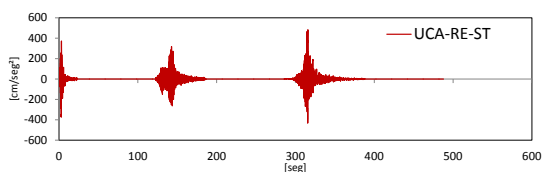
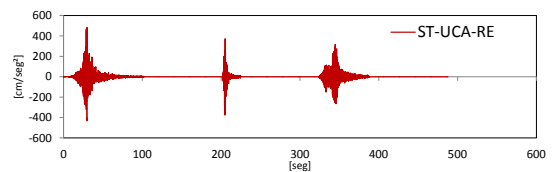
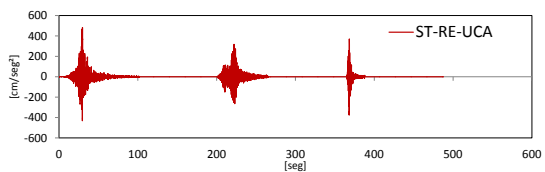
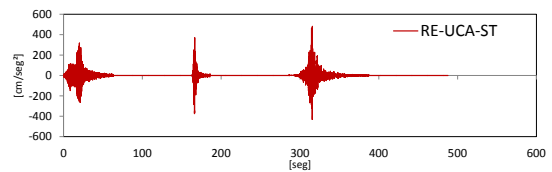
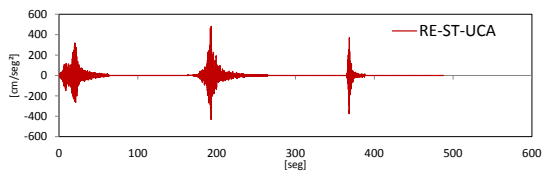


Figura 3.13 Combinaciones de registros acelerográficos

Para considerar la vibración libre de los modelos entre dos registros sucesivos, y al final de cada evento, un intervalo de 100 seg con aceleración 0.0 es utilizado siguiendo los criterios de investigaciones similares (Hatzigeorgiou, 2010) (Hatzigeorgiou & Liolios, 2010), con un paso de tiempo de 0.10 seg (ver Figura 3.14).

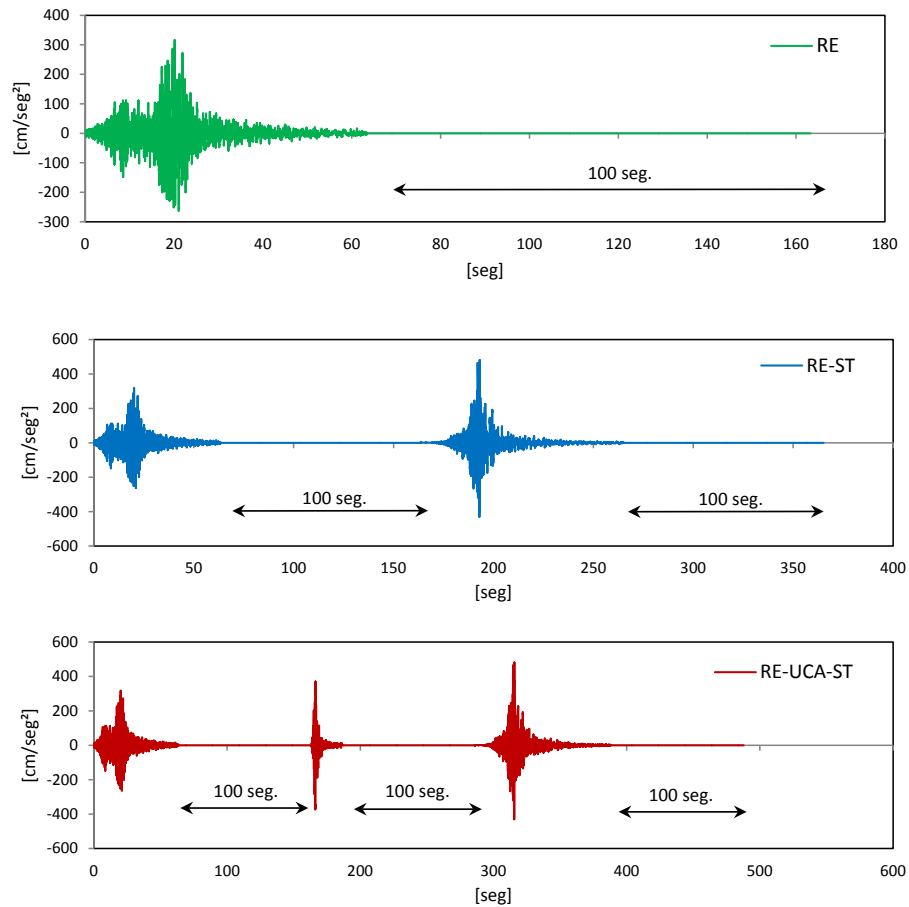


Figura 3.14 Intervalos de tiempo de 100 seg. con aceleración 0 entre registros consecutivos y al final de cada evento, usados en las combinaciones (ver Figura 3.13)

4. MODELOS MATEMATICOS DE ANALISIS

4.1 Introducción

En este capítulo se desarrollan los modelos matemáticos y diseño estructural de los edificios a investigar. Primeramente se selecciona la configuración de los edificios, seguido del diseño sismo-resistente mediante modelos tridimensionales basado en la actual Norma Técnica para Diseño por Sismo de la República de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a), de lo cual resulta el detallado de los marcos bidimensionales centrales representativos a utilizar en los AENL y ADINL. Los criterios y parámetros de modelación empleados son justificados en cada caso, así como los criterios de desempeño que definen las fallas locales (FL) y globales (FG) de los marcos representativos. Finalmente, se expone un resumen de la metodología a emplear.

4.2 Selección de edificios a evaluar

En El Salvador, en especial en los últimos 15 años, se corre una maratón silenciosa pero muy competida por alcanzar el puesto del edificio más alto del país (CASALCO, 2014). La Tabla 4.1 lista los 10 edificios más altos de El Salvador de uso residencial y comercial (CASALCO, 2014), nótese como 7 de los 10 edificios son para uso residencial, es decir, apartamentos. Es importante aclarar que debido a la altura de dichos edificios, éstos pueden tener sistemas sismo-resistentes diferentes al sistema de marcos.

Tabla 4.1 Los 10 edificios más altos de El Salvador (CASALCO, 2014)

No	Edificio	Ciudad	Altura (m)	No Pisos	Inauguración	Uso
1	Torre El Pedregal *	Antiguo Cuscatlán	110	28	2010	Residencial
2	Torre Futura	San Salvador	99	24	2009	Oficinas
3	Alisos 115	San Salvador	96	26	2011	Residencial
4	Terra Alta	San Salvador	90	20	2010	Residencial
5	105 Campestre (Torre A)	San Salvador	87	22	2008	Residencial
6	Torre Citi	Antiguo Cuscatlán	79	19	1989	Oficinas
7	105 Campestre (Torre B)	San Salvador	77	21	2008	Residencial
8	Torre 525 Av. La Capilla	San Salvador	77	19	2001	Residencial
9	Torre Telefónica	San Salvador	77	19	1999	Comercial
10	515 Av. La Capilla	San Salvador	71	16	2006	Habitacional

*: El más alto de El Salvador y Centroamérica, con excepción de Panamá (CASALCO, 2014).

Sin embargo, no se puede restar importancia a los edificios de baja altura, de 3 pisos o menos, que siempre han sido y seguirán siendo por mucho tiempo, la gran tendencia constructiva en el medio, posiblemente debido a los limitados espacios en planta que la ciudad ofrece (cantidad de parqueos y áreas verdes que las instituciones gubernamentales reguladoras exigen en éstos proyectos), o a la rápida recuperación de la inversión que estos ofrecen, en contraste con los edificios de mediana y gran altura. Es así como es menester el evaluar no solo edificios relativamente altos (ductilidad alta) cuyos períodos de vibración son mayores, sino también los de baja altura (ductilidad baja) con menores períodos de vibración. En concordancia con lo anterior, la zona geográfica en estudio (ver Figura 3.8) presenta un alto desarrollo urbanístico de edificios de apartamentos. Por lo anterior, los ocho edificios a estudiar serán de apartamentos de marcos de concreto reforzado, con las siguientes características:

- Todos los edificios tendrán una planta regular con igual número de claros en las dos direcciones ortogonales. En cada dirección tendrán 3 claros de 7.50m cada uno.
- Edificios de Ductilidad Baja (1, 2, 3 y 4 niveles: MDB1, MDB2, MDB3 y MDB4) tendrán el primer entrepiso de 4.00m de altura y el resto de 3.50m.
- Edificios de Ductilidad Alta (3, 6, 9 y 12 niveles: MDA3, MDA6, MDA9 y MDA12) tendrán el primer entrepiso de 4.50m de altura y el resto de 4.00m
- Todas las losas de entrepiso, incluyendo la azotea, serán consideradas como losas densas.

4.3 Diseño sismo-resistente de acuerdo a la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador

4.3.1 Criterios de diseño

Tomando en cuenta que la experiencia y criterios de un diseñador estructural influyen en sus diseños y detallados, se buscó uniformizar los diseños de los edificios a evaluar a través de la estandarización de los *Criterios de Diseño* empleados. Estos criterios se describen a continuación:

- i) El valor del período del primer modo de vibración obtenido con el software de análisis no debe variar en más del 15% del valor obtenido con el *Método A* (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a), mediante la ecuación $T = C_t h_n^{3/4}$, donde: $C_t = 0.073$ para marcos de concreto reforzado y h_n es la altura total del edificio en metros. Este criterio logra un adecuado comportamiento

funcional ya que las derivas de entrepiso que se obtienen al aplicarlo están dentro de los límites establecidos en la norma.

- ii) Las relaciones peralte/ancho en vigas es igual a 2.
- iii) Las cuantías de acero de refuerzo longitudinal para columnas y vigas no deben exceder del 1% y 1.5%, respectivamente, permitiendo obtener elementos de dimensiones razonables, los cuales presentan mejor ductilidad que elementos sobre-reforzados.
- iv) La magnitud de las derivas post-elásticas δ_x determinadas mediante la expresión $\delta_x = C_d \delta_{xe}$ (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a), donde δ_{xe} es la deriva elástica máxima de entrepiso, no deben exceder del 80% de las derivas admisibles de $0.02h$ para los edificios de Ductilidad Baja y $0.015h$ para los edificios de Ductilidad Alta (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a).
- v) Para la resistencia del acero de refuerzo longitudinal y transversal se utilizó $f_y=2800 \text{ kg/cm}^2$ (grado 40). Esto obedece a que las secciones presentan mejor ductilidad al utilizar aceros de menor resistencia (grado 40). En modelos preliminares realizados en la presente investigación se verificó que los aceros de alta resistencia (grado 60) tienden a tener comportamientos poco dúctiles.
- vi) La resistencia utilizada del concreto es $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ en el modelo de Ductilidad Alta de tres niveles y los de Ductilidad Baja de uno y dos niveles. Para los modelos de Ductilidad Alta de seis, nueve y doce niveles, así como para los de Ductilidad Baja de tres y cuatro niveles se utilizó una resistencia del concreto de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

4.3.2 Parámetros de diseño

El diseño estructural se basó en el Reglamento para la Seguridad Estructural de Las Construcciones de la República de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-b) y su correspondiente Norma Técnica para Diseño por Sismo y Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Además, se aplicaron los requisitos de diseño y detallado establecidos en el ACI 318 (American Concrete Institute, 1999). Los principales parámetros de diseño utilizados son listados a continuación:

- a) Adicional al peso propio, las siguientes cargas muertas y vivas son utilizadas:

CARGA MUERTA: ENTREPISO		
Piso cerámico =	80.0	Kg/m ²
Cielo falso =	20.0	Kg/m ²
Divisiones + A/C =	50.0	Kg/m ²

CM (entrepiso) =	150.0	Kg/m ²
Pared perimetral =	450.0	Kg/m
CARGA MUERTA: AZOTEA		
Cielo falso =	20.0	Kg/m ²
A/C =	20.0	Kg/m ²
CM (azotea) =	40.0	Kg/m ²

CARGA VIVA

CV (entrepiso) =	170.0	Kg/m ²	(Gravedad)
CV (azotea) =	100.0	Kg/m ²	(Gravedad)
CV (entrepiso) =	120.0	Kg/m ²	(Sismo)
CV (azotea) =	50.0	Kg/m ²	(Sismo)

- b) Las combinaciones de carga para el diseño por resistencia última de los elementos de concreto reforzado establecidas en el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones (Ministerio de Obras Públicas, 1996-b) y que corresponden al ACI 318-99 son:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (4.1)$$

$$U = 0.75(1.4CM + 1.7CV + 1.87S) \quad (4.2-a)$$

$$U = 1.05CM + 1.275CV + 1.4025S \quad (4.2-b)$$

$$U = 0.9CM + 1.43S \quad (4.3)$$

- c) Los factores considerados para evaluar el coeficiente sísmico son indicados en la Tabla 4.2:

Tabla 4.2 Factores considerados para evaluar el coeficiente sísmico

Factores		Ductilidad Baja (DB)	Ductilidad Alta (DA)	Nota
Factor de zonificación sísmica	$A =$	0.40		(zona 1)
Factor de importancia	$I =$	1.0	1.2	-
Coeficiente de sitio	$Co =$	2.75		(suelo tipo S_2)
Coeficiente de sitio	$To =$	0.50		(suelo tipo S_2)
Factor de modificación de respuesta	$R =$	5	12	-
Factor de amplificación de desplazamientos	$Cd =$	5	8	-

- d) Los espectros de respuesta están dados por las siguientes ecuaciones (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a):

$$\text{Si } T_m < \frac{T_o}{3} \quad C_{sm} = \frac{IA}{R} \left[1 + \frac{3(C_o - 1)T_m}{T_o} \right] \quad (4.4)$$

$$\text{Si } \frac{T_o}{3} \leq T_m \leq T_o \quad C_{sm} = \frac{IAC_o}{R} \quad (4.5)$$

$$\text{Si } T_o < T_m \leq 4.0 \text{ seg.} \quad C_{sm} = \frac{IAC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T_m} \right)^{2/3} \quad (4.6)$$

$$\text{Si } T_m > 4.0 \text{ seg.} \quad C_{sm} = \frac{2.5IAC_o T_o^{2/3}}{RT_m^{4/3}} \quad (4.7)$$

Donde T_m es el período de vibración en seg. Los espectros de respuesta de diseño para Ductilidad Baja (DB) y Alta (DA) son mostrados en la Figura 4.1.

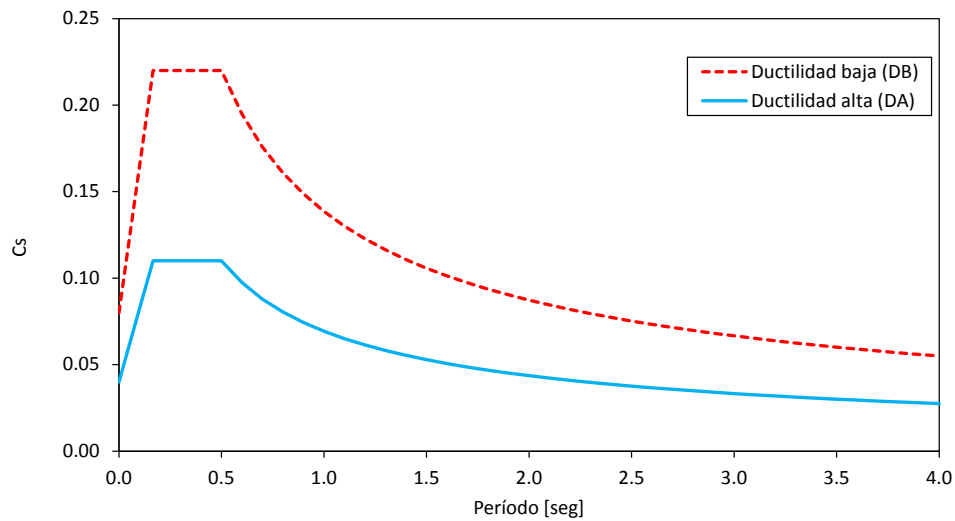


Figura 4.1 Espectros de diseño para Ductilidad Baja (DB) y Alta (DA)

e) Los coeficientes sísmicos obtenidos de los edificios se muestran en la Tabla 4.3:

Tabla 4.3 Coeficientes sísmicos de diseño para edificios de Ductilidad Baja (DB) y Alta (DA)

	MODELO	ALTURA (m)	Cs	fc (kg/cm ²)	fy (kg/cm ²)
DUCTILIDAD BAJA (DB)	MDB1	4.0	0.220	210	2,800
	MDB2	7.5	0.220	210	2,800
	MDB3	11.0	0.220	280	2,800
	MDB4	14.5	0.220	280	2,800
DUCTILIDAD ALTA (DA)	MDA3	12.5	0.105	210	2,800
	MDA6	24.5	0.076	280	2,800
	MDA9	36.5	0.060	280	2,800
	MDA12	48.5	0.051	280	2,800

4.3.3 Detallado de marcos

La convención de estribos utilizada en columnas y vigas en los detallados de los marcos es mostrada en la Figura 4.2, donde se hace referencia principalmente al refuerzo transversal efectivo en vigas y columnas para la cara principal del elemento, lo que permite identificar de mejor manera los ramales de refuerzo que contribuyen al *Factor de Confinamiento* de cada sección.

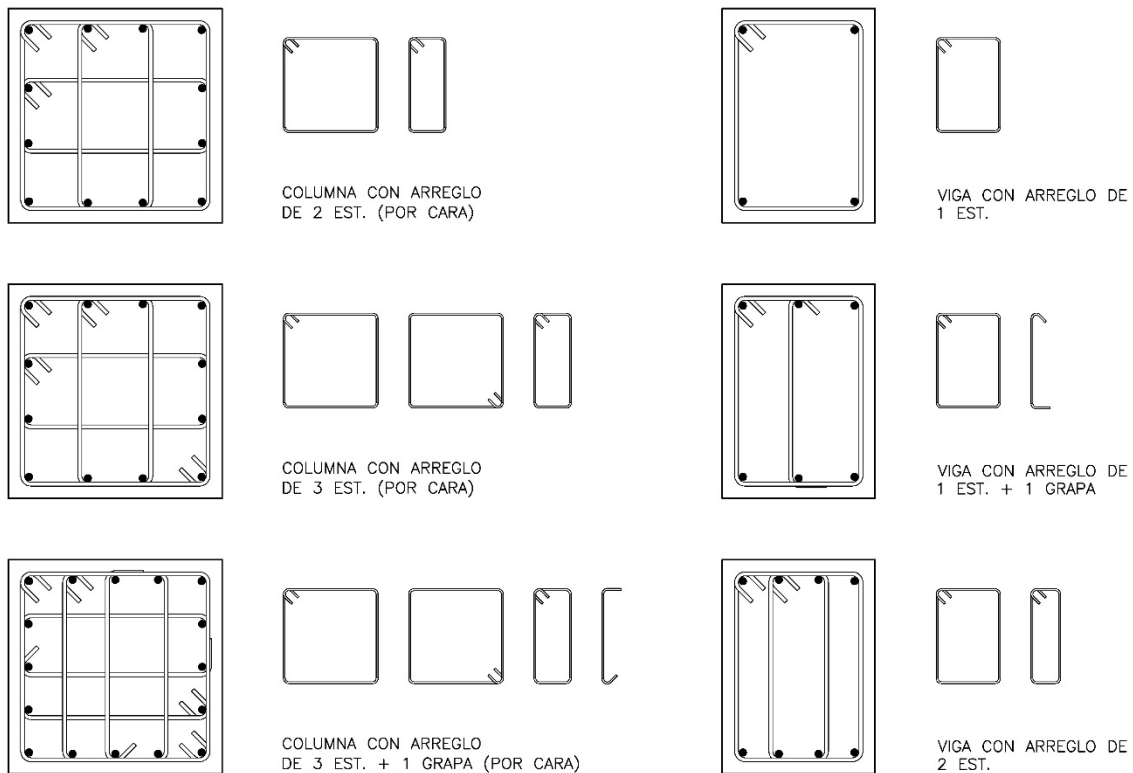


Figura 4.2 Convención de estribos en columnas y vigas

Como resultado del diseño sismo-resistente se procede al detallado de los marcos centrales de cada edificio, los cuales son mostrados en la Figuras 4.3, 4.4, 4.5 y 4.6 para Ductilidad Baja (DB) y Figuras 4.7, 4.8, 4.9 y 4.10 para Ductilidad Alta (DA).

En cuanto a las losas densas de los entrepisos, éstas son de 25cm de espesor con refuerzo inferior #4@20cm y superior #4@12.5cm, para el centro del claro y en las intersecciones con vigas, respectivamente. Las losas densas de las azoteas, son de 20cm de espesor con refuerzo inferior #4@25cm y superior #4@17.5cm, para el centro del claro y en las vigas, respectivamente. Este diseño de losas aplica a todos los edificios.

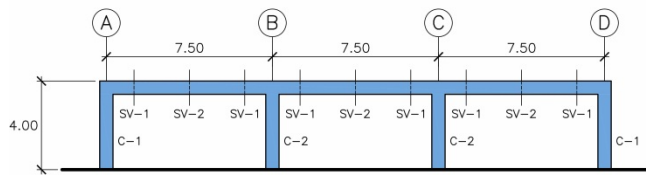


Figura 4.3 Detalle de marco MDB1

RESISTENCIA DE MATERIALES	
MATERIAL	RESISTENCIA
CONCRETO	210 KG/CM ² (3,000 PSI)
ACERO DE REFUERZO	2,800 KG/CM ² (40,000 PSI)

DETALLE DE COLUMNAS				
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.	REF. TRANSVERSAL (POR CARA)
C-1	60.0	60.0	12#7	2 EST. #3
C-2	60.0	60.0	4#7+8#6	2 EST. #3

NOTA: SEPARACION DE ESTRIBOS EN ZONA CONFINADA E INTERMEDIA DE 0.20M Y 0.30M, RESPECTIVAMENTE.

DETALLE DE VIGAS					
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.		REF. TRANSVERSAL
			SUP.	INF.	
SV-1	60.0	30.0	5#6	3#6	1 EST. #3 @0.20m
SV-2	60.0	30.0	3#6	3#6+2#5	1 EST. #3 @0.25m

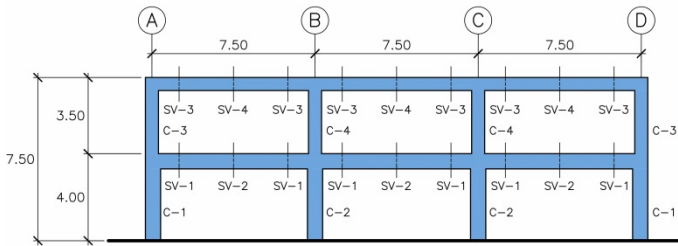


Figura 4.4 Detalle de marco MDB2

RESISTENCIA DE MATERIALES	
MATERIAL	RESISTENCIA
CONCRETO	210 KG/CM ² (3,000 PSI)
ACERO DE REFUERZO	2,800 KG/CM ² (40,000 PSI)

DETALLE DE COLUMNAS				
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.	REF. TRANSVERSAL (POR CARA)
C-1	70.0	70.0	16#8	2 EST. #3
C-2	70.0	70.0	8#8+8#7	2 EST. #3
C-3	60.0	60.0	4#8+8#7	2 EST. #3
C-4	60.0	60.0	4#7+8#6	2 EST. #3

NOTA: SEPARACION DE ESTRIBOS EN ZONA CONFINADA E INTERMEDIA DE 0.20M Y 0.30M, RESPECTIVAMENTE.

DETALLE DE VIGAS					
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.		REF. TRANSVERSAL
			SUP.	INF.	
SV-1	70.0	35.0	5#8	3#8	1 EST. #4 @0.25m
SV-2	70.0	35.0	3#8	3#8	1 EST. #4 @0.25m
SV-3	60.0	30.0	6#6	3#6	1 EST. #3 @0.20m
SV-4	60.0	30.0	3#6	3#6+2#5	1 EST. #3 @0.25m

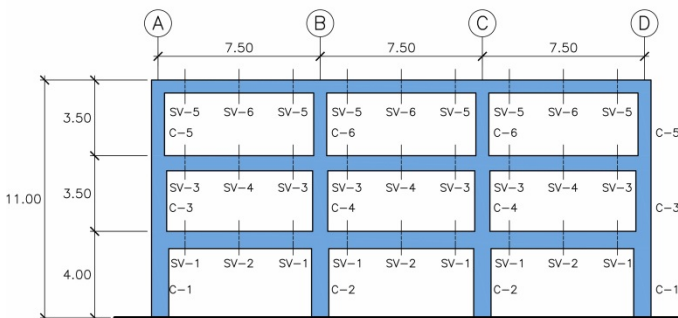


Figura 4.5 Detalle de marco MDB3

RESISTENCIA DE MATERIALES	
MATERIAL	RESISTENCIA
CONCRETO	280 KG/CM ² (4,000 PSI)
ACERO DE REFUERZO	2,800 KG/CM ² (40,000 PSI)

DETALLE DE COLUMNAS				
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.	REF. TRANSVERSAL (POR CARA)
C-1	80.0	80.0	20#9	2 EST. #3
C-2	80.0	80.0	20#8	2 EST. #3
C-3	70.0	70.0	16#8	2 EST. #3
C-4	70.0	70.0	8#8+8#7	2 EST. #3
C-5	60.0	60.0	12#7	2 EST. #3
C-6	60.0	60.0	4#7+8#6	2 EST. #3

NOTA: SEPARACION DE ESTRIBOS EN ZONA CONFINADA E INTERMEDIA DE 0.20M Y 0.30M, RESPECTIVAMENTE.

DETALLE DE VIGAS					
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.		REF. TRANSVERSAL
			SUP.	INF.	
SV-1	80.0	40.0	4#8+4#7	2#8+2#7	1 EST. #4 @0.25m
SV-2	80.0	40.0	2#8+2#7	2#8+2#7	1 EST. #4 @0.25m
SV-3	70.0	35.0	6#8	3#8	1 EST. #4 @0.25m
SV-4	70.0	35.0	3#8	3#8	1 EST. #4 @0.25m
SV-5	60.0	30.0	6#6	3#6	1 EST. #3 @0.20m
SV-6	60.0	30.0	3#6	3#6+2#5	1 EST. #3 @0.25m

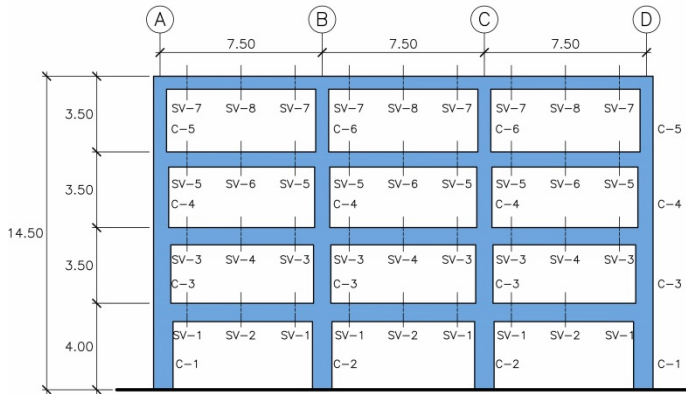


Figura 4.6 Detalle de marco MDB4

RESISTENCIA DE MATERIALES	
MATERIAL	RESISTENCIA
CONCRETO	280 KG/CM ² (4,000 PSI)
ACERO DE REFUERZO	2,800 KG/CM ² (40,000 PSI)

DETALLE DE COLUMNAS				
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.	REF. TRANSVERSAL (POR CARA)
C-1	90.0	90.0	24#9	2 EST. #3
C-2	90.0	90.0	20#9	2 EST. #3
C-3	80.0	80.0	20#8	2 EST. #3
C-4	70.0	70.0	16#8	2 EST. #3
C-5	60.0	60.0	4#8+8#7	2 EST. #3
C-6	60.0	60.0	4#8+8#6	2 EST. #3

NOTA: SEPARACION DE ESTRIBOS EN ZONA CONFINADA E INTERMEDIA DE 0.20M Y 0.30M, RESPECTIVAMENTE.

DETALLE DE VIGAS					
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.		REF. TRANSVERSAL
			SUP.	INF.	
SV-1	85.0	45.0	4#8+6#7	4#8+2#7	1 EST. #4 @0.25m
SV-2	85.0	45.0	4#8	4#8	1 EST. #4 @0.25m
SV-3	80.0	40.0	6#8+4#7	5#8	1 EST. #4 @0.25m
SV-4	80.0	40.0	3#8	3#8+2#6	1 EST. #4 @0.25m
SV-5	70.0	40.0	6#8	3#8	1 EST. #4 @0.25m
SV-6	70.0	40.0	3#8	3#8	1 EST. #4 @0.25m
SV-7	60.0	30.0	6#6	3#6	1 EST. #3 @0.20m
SV-8	60.0	30.0	3#6	3#6+2#5	1 EST. #3 @0.25m

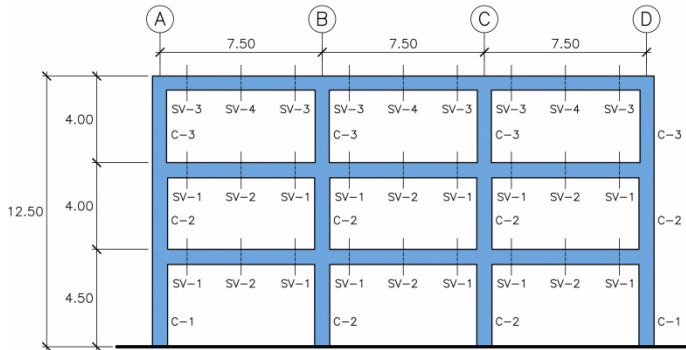


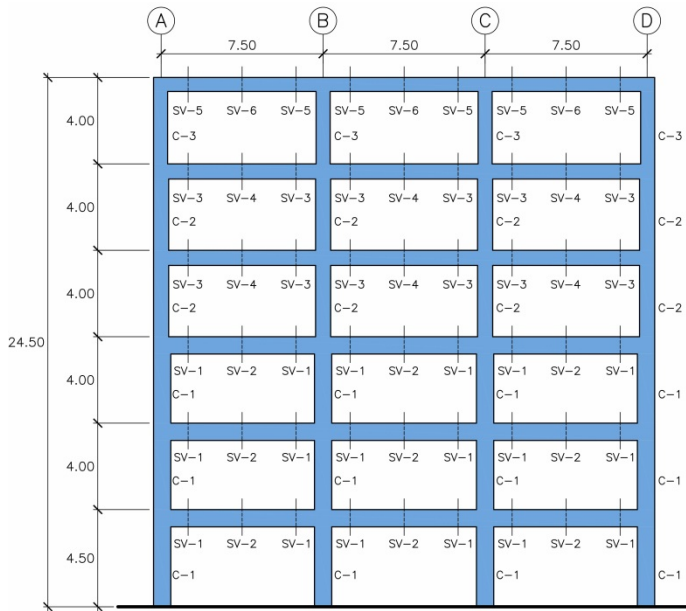
Figura 4.7 Detalle de marco MDA3

RESISTENCIA DE MATERIALES	
MATERIAL	RESISTENCIA
CONCRETO	210 KG/CM ² (3,000 PSI)
ACERO DE REFUERZO	2,800 KG/CM ² (40,000 PSI)

DETALLE DE COLUMNAS				
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.	REF. TRANSVERSAL (POR CARA)
C-1	70.0	70.0	12#8	2 EST. #4
C-2	70.0	70.0	4#8+8#7	2 EST. #4
C-3	65.0	65.0	4#8+8#6	2 EST. #4

NOTA: SEPARACION DE ESTRIBOS EN ZONA CONFINADA E INTERMEDIA DE 0.10M Y 0.15M, RESPECTIVAMENTE.

DETALLE DE VIGAS					
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.		REF. TRANSVERSAL
			SUP.	INF.	
SV-1	70.0	40.0	5#8	3#8	1 EST. #3 @0.15m
SV-2	70.0	40.0	3#8	3#8	1 EST. #3 @0.25m
SV-3	65.0	30.0	5#6	4#6	1 EST. #3 @0.125m
SV-4	65.0	30.0	4#6	4#6	1 EST. #3 @0.25m



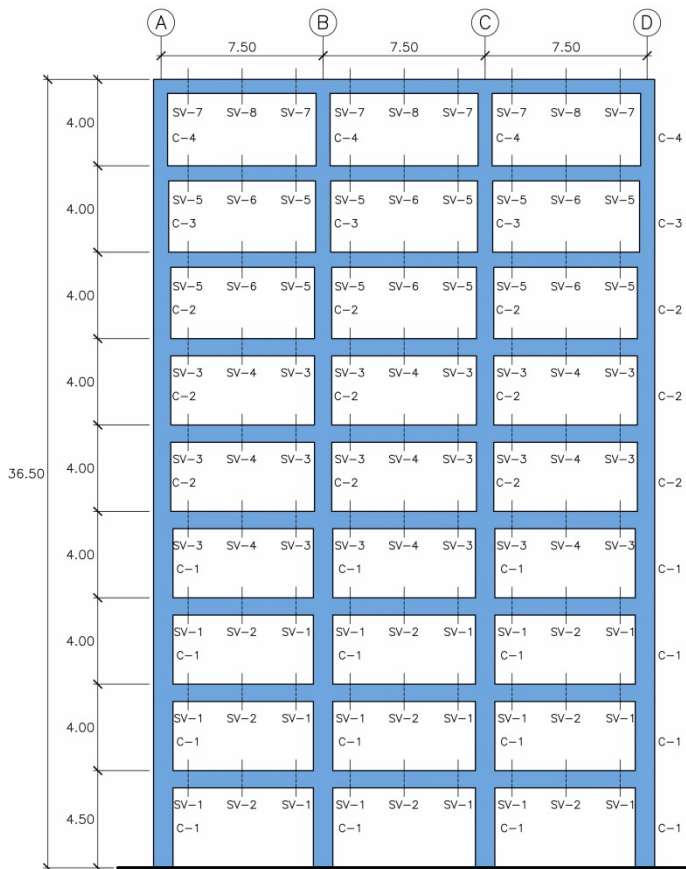
RESISTENCIA DE MATERIALES	
MATERIAL	RESISTENCIA
CONCRETO	280 KG/CM ² (4,000 PSI)
ACERO DE REFUERZO	2,800 KG/CM ² (40,000 PSI)

DETALLE DE COLUMNAS			
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG. REF. TRANSVERSAL (POR CARA)
C-1	80.0	80.0	4#9+8#8 3 EST. #4
C-2	70.0	70.0	4#8+8#7 3 EST. #4
C-3	65.0	65.0	4#8+8#6 2 EST. #4

NOTA: SEPARACION DE ESTRIBOS EN ZONA CONFINADA E INTERMEDIA DE 0.10M Y 0.15M, RESPECTIVAMENTE.

DETALLE DE VIGAS					
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.		REF. TRANSVERSAL
			SUP.	INF.	
SV-1	80.0	40.0	6#8+2#7	2#8+2#7	1EST.+1GRAPA#4@0.175m
SV-2	80.0	40.0	2#8+2#7	2#8+2#7	1EST.+1GRAPA#4@0.25m
SV-3	70.0	40.0	6#8	3#8	1 EST. #3 @0.15m
SV-4	70.0	40.0	3#8	3#8	1 EST. #3 @0.25m
SV-5	65.0	30.0	4#6	4#6	1 EST. #3 @0.125m
SV-6	65.0	30.0	4#6	4#6	1 EST. #3 @0.25m

Figura 4.8 Detalle de marco MDA6



RESISTENCIA DE MATERIALES	
MATERIAL	RESISTENCIA
CONCRETO	280 KG/CM ² (4,000 PSI)
ACERO DE REFUERZO	2,800 KG/CM ² (40,000 PSI)

DETALLE DE COLUMNAS			
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG. REF. TRANSVERSAL (POR CARA)
C-1	90.0	90.0	4#9+12#8 3 EST. #4
C-2	80.0	80.0	4#9+8#8 3 EST. #4
C-3	70.0	70.0	4#8+8#7 3 EST. #4
C-4	65.0	65.0	4#8+8#6 2 EST. #4

NOTA: SEPARACION DE ESTRIBOS EN ZONA CONFINADA E INTERMEDIA DE 0.10M Y 0.15M, RESPECTIVAMENTE.

DETALLE DE VIGAS					
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.		REF. TRANSVERSAL
			SUP.	INF.	
SV-1	80.0	40.0	8#8+2#6	4#8+2#6	2 EST. #4 @0.175m
SV-2	80.0	40.0	4#8	4#8	2 EST. #4 @0.25m
SV-3	80.0	40.0	6#8+4#6	3#8+2#6	2 EST. #4 @0.175m
SV-4	80.0	40.0	3#8	3#8+2#6	2 EST. #4 @0.25m
SV-5	70.0	40.0	6#8	3#8	1 EST. #3 @0.15m
SV-6	70.0	40.0	3#8	3#8	1 EST. #3 @0.25m
SV-7	65.0	30.0	4#6+2#5	4#6	1 EST. #3 @0.125m
SV-8	65.0	30.0	4#6	4#6	1 EST. #3 @0.25m

Figura 4.9 Detalle de marco MDA9

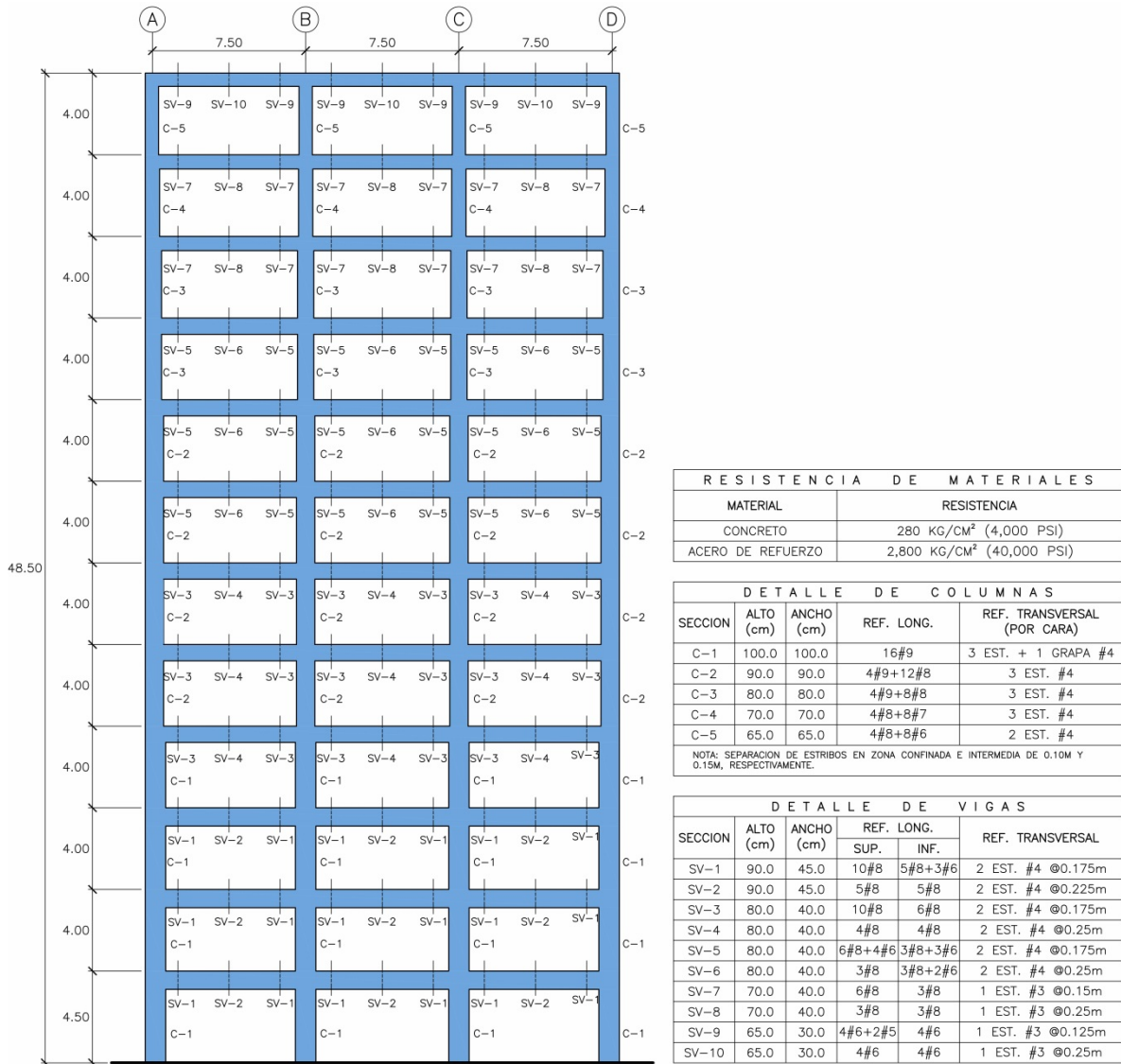


Figura 4.10 Detalle de marco MDA12

4.4 Períodos elásticos de vibración de los marcos representativos

Para los marcos centrales representativos en evaluación, se muestra en la Figura 4.11 los periodos elásticos del primer modo de vibración conjuntamente con los espectros elásticos de diseño y los espectros elásticos seleccionados a evaluar: UCA (10-Oct-1986 Dir. 180°), RE (13-Ene-2001 Dir. 180°) y ST (13-Ene-2001 Dir. 90°). Los valores de los modos de vibración son 0.204 seg, 0.309 seg, 0.364 seg y 0.426 seg, para los modelos de ductilidad baja MDB1, MDB2, MDB3 y MDB4,

respectivamente, y 0.525 seg, 0.833 seg, 1.164 seg y 1.415 seg para los modelos de ductilidad alta MDA3, MDA5, MDA9 y MDA12, respectivamente.

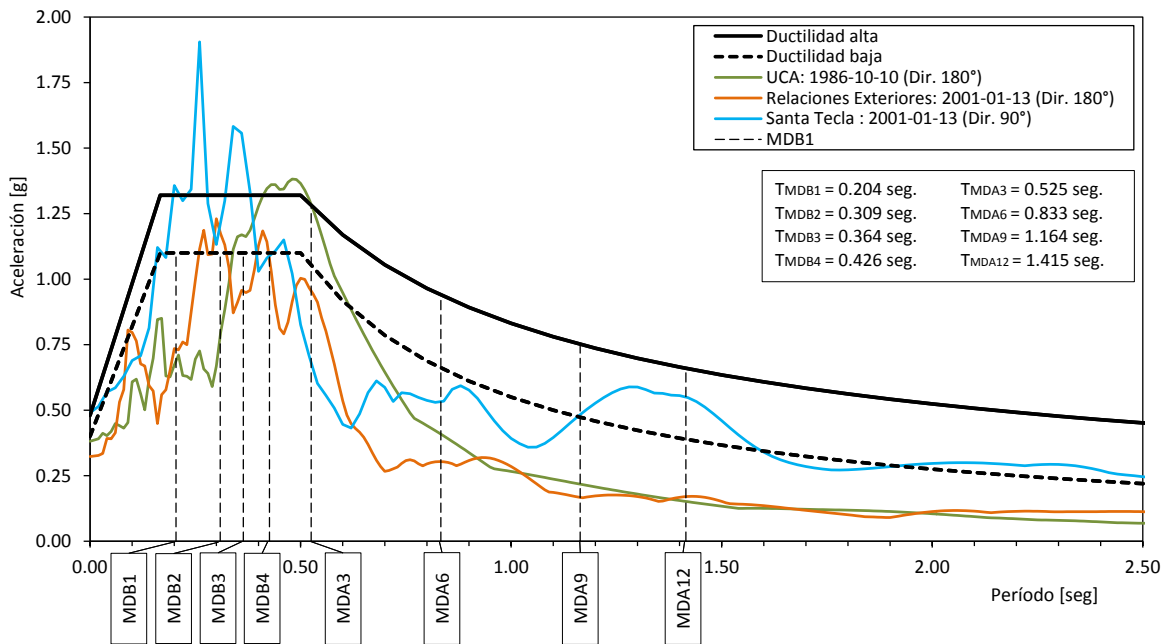


Figura 4.11 Espectros de Respuesta Elástica seleccionados y primer periodo elástico de los marcos centrales representativos

4.5 Descripción de la herramienta de análisis

Para realizar los AENL (*pushover estático*) y ADINL (*pushover dinámico*), se ha utilizado el software *SeismoStruct Versión 7.03* de la empresa italiana *Seismosoft SRL*. *SeismoStruct* es un software de *Elementos Finitos* capaz de predecir el comportamiento de marcos espaciales sometidos a cargas estáticas o dinámicas, teniendo en cuenta tanto las *no linealidades geométricas* como la *inelasticidad de los materiales* (Seismosoft SRL, 2014). Las principales características utilizadas del software son:

4.5.1 No linealidad geométrica

SeismoStruct utiliza una formulación completamente co-rotacional que le permite tener en cuenta el efecto de grandes desplazamientos/rotaciones y grandes deformaciones independientes, relativas a la cuerda de los elementos del marco (conocidos habitualmente como efectos P-Delta) (Seismosoft SRL, 2014).

4.5.2 Inelasticidad de los materiales

El uso de elementos con inelasticidad distribuida está comenzando a ser cada vez más habitual en aplicaciones de ingeniería sísmica, tanto en investigación como en el ejercicio profesional. *SeismoStruct* utiliza el llamado “*enfoque de fibras*” para representar el comportamiento de las secciones transversales, donde cada fibra es asociada a una relación uniaxial esfuerzo-deformación; el estado seccional de esfuerzo-deformación de los elementos viga-columna es obtenido mediante la integración de la respuesta esfuerzo-deformación uniaxial de las fibras individuales (típicamente de 100 a 200 fibras, ver Figura 4.12) (Seismosoft SRL, 2014).

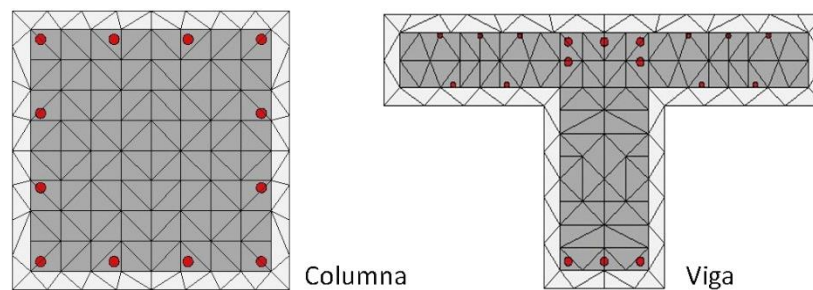


Figura 4.12 Secciones utilizadas en columnas y vigas con 200 fibras (Seismosoft SRL, 2014)

Ventajas adicionales: (i) no es necesario realizar análisis momento-curvatura previos para definir las secciones; (ii) no es necesario definir ningún tipo de respuesta histerética de los elementos (dado que queda definida implícitamente mediante los modelos constitutivos de los materiales); (iii) modelado directo de la interacción entre esfuerzo axial y momento flector (tanto para la resistencia como para la rigidez); (iv) representación directa de la carga biaxial y de la interacción de la resistencia flexional en direcciones ortogonales (Seismosoft SRL, 2014).

4.5.3 Elemento inelástico basado en desplazamientos

Este tipo de elemento viga-columna 3D basado en desplazamientos permite modelar miembros de marcos espaciales con no linealidades geométricas y de los materiales, tal como se describió en las 2 secciones anteriores. Este elemento debe ser empleado en miembros de corta longitud, lo cual conlleva la necesidad de un elevado refinamiento para poder alcanzar una buena precisión en el caso de distribuciones o deformación de mayor orden (Seismosoft SRL, 2014). En esta investigación, cada viga y columna fue dividida en 4 elementos, 2 elementos extremos y 2 centrales, con proporciones de $0.15L$ y $0.35L$, respectivamente.

4.6 Modelos constitutivos de los materiales

4.6.1 Modelo no lineal de Mander para concreto confinado

Es un modelo uniaxial no lineal de confinamiento constante, desarrollado inicialmente por Madas [1993], que sigue la relación constitutiva propuesta por Mander et al. [1988] y las leyes cíclicas propuesta por Martínez-Rueda y Elnashai [1997]. Los efectos del confinamiento provisto por el refuerzo transversal son incorporadas mediante las leyes propuestas por Mander et al. [1988], en las cuales se asume una presión de confinamiento constante a lo largo de todo el rango de esfuerzos-deformaciones (Seismosoft SRL, 2014) (Ver Figura 4.13).

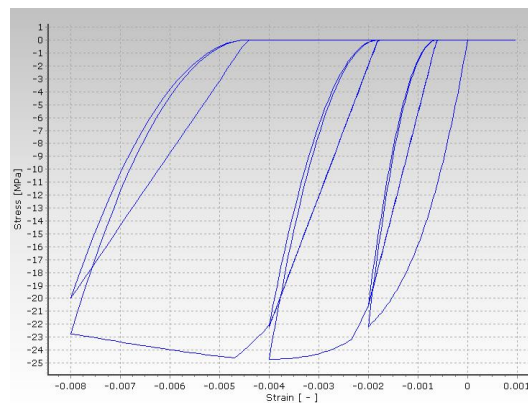


Figura 4.13 Modelo no lineal de Mander para concreto confinado (Seismosoft SRL, 2014)

4.6.2 Modelo no lineal de Mander para concreto no confinado

Es el mismo modelo utilizado para el concreto confinado, pero en éste se desprecia el efecto del confinamiento a lo largo de todo el rango de esfuerzos-deformaciones. (ver Figura 4.14).

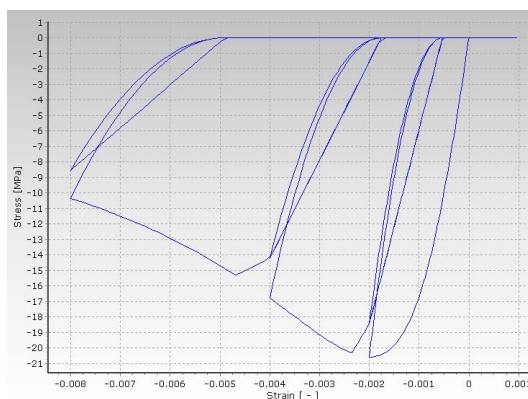


Figura 4.14 Modelo no lineal de Mander para concreto no confinado (Seismosoft SRL, 2014)

4.6.3 Modelo de Menegotto-Pinto para acero de refuerzo

Es un modelo uniaxial para acero de refuerzo, desarrollado inicialmente por Yassin [1994] sobre la base de una relación esfuerzo-deformación simple pero eficiente propuesta por Menegotto y Pinto [1973], enriquecida con las leyes de endurecimiento isotrópico propuestas por Filippou et al. [1983]. La actual implementación sigue aquella realizada por Monti et al. [1996]. Se ha introducido una regla “*de memoria*” propuesta por Fragiadakis et al. [2008], para una mayor estabilidad y precisión numérica bajo cargas sísmicas transitorias (Seismosoft SRL, 2014) (ver Figura 4.15).

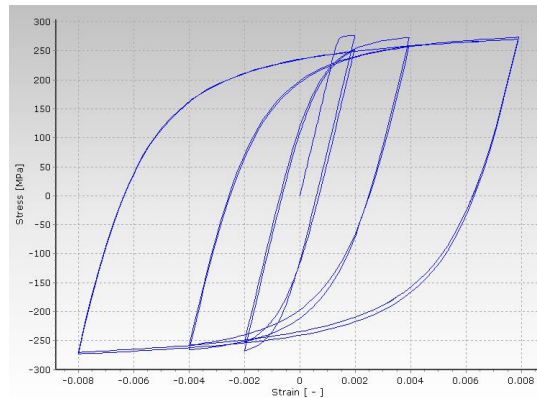


Figura 4.15 Modelo de Menegotto-Pinto para acero (Seismosoft SRL, 2014)

4.7 Parámetros y criterios de modelación: Análisis Estáticos No Lineales (AENL) y Análisis Dinámicos Incrementales No Lineales (ADINL)

4.7.1 Secciones

En los marcos centrales de los edificios es necesario tomar en cuenta la contribución que la losa ejerce sobre las vigas al desarrollarse una sección tipo “T”. La definición de estas secciones se realizó según la Sección 13.2.4 del ACI-318 (American Concrete Institute, 1999) (ver Figura 4.16).

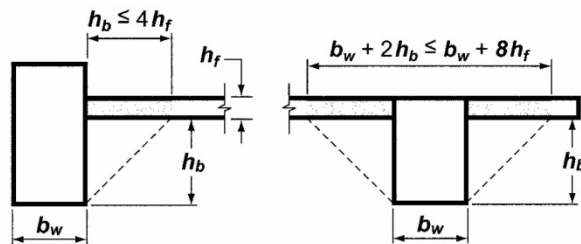


Figura 4.16 Definición de vigas tipo “L” y “T” (American Concrete Institute, 1999)

4.7.2 Factor de confinamiento

En el diseño sísmico de elementos de concreto reforzado de edificios, las regiones potenciales de rotulas plásticas necesitan ser cuidadosamente detalladas por ductilidad para asegurar que los terremotos no causen colapsos. La adecuada ductilidad de miembros de marcos de concreto reforzado es además necesaria para asegurar que la redistribución de momentos pueda ocurrir. La consideración más importante del diseño por ductilidad en las regiones de rotulas plásticas de columnas de concreto reforzado es la provisión del suficiente reforzamiento transversal en forma de estribos, esto con el objetivo de controlar las deformaciones laterales del núcleo de concreto debido a las enormes cargas de compresión que soportan, también ayuda a prevenir el pandeo de las barras de refuerzo longitudinal, además de prevenir la falla por corte. Las pruebas han demostrado que el confinamiento del concreto, proporcionado por el refuerzo transversal, resulta en un significativo incremento en la resistencia y la ductilidad del concreto confinado (Mander, Priestley, & Park, 1988). En esta investigación se ha considerado el incremento en la capacidad de confinamiento en columnas y vigas debido al reforzamiento transversal, tanto en las zonas confinadas como intermedias; las siguientes ecuaciones establecen el cálculo del factor de confinamiento f'_{cc}/f'_{co} (Mander, Priestley, & Park, 1988), donde f'_{cc} es la resistencia del concreto considerando el confinamiento y f'_{co} es la resistencia del concreto no confinado (ver Figura 4.17).

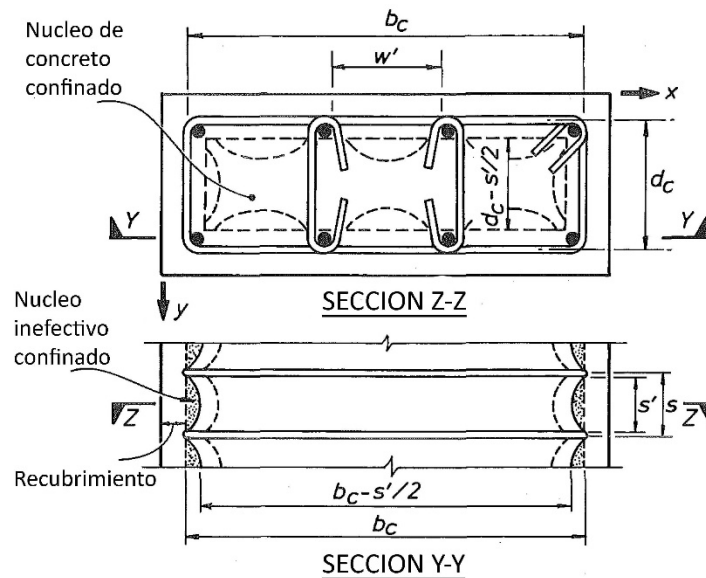


Figura 4.17 Núcleo confinado para estribos rectangulares (Mander, Priestley, & Park, 1988)

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_l}{f'_{co}} - 2\frac{f'_l}{f'_{co}}} \quad (4.8)$$

$$A_e = \left[b_c * d_c - \sum_{i=1}^n \left(\frac{w_i'^2}{6} \right) \right] \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad (4.9)$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_s}{A_e} \quad (4.10)$$

$$k_e = \frac{\left[1 - \sum_{i=1}^n \left(\frac{w_i'^2}{6b_c * d_c} \right) \right] \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (4.11)$$

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s * d_c} \quad (4.12)$$

$$f'_{lx} = k_e * \rho_x * f_{yh} \quad (4.13)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s * b_c} \quad (4.14)$$

$$f'_{ly} = k_e * \rho_y * f_{yh} \quad (4.15)$$

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y \quad (4.16)$$

$$f'_l = \frac{1}{2} k_e * \rho_s * f_{yh} \quad (4.17)$$

Donde:

- A_e = Área del núcleo de concreto efectivamente confinado
- A_s = Área total del refuerzo longitudinal
- A_{sx} = Área total del refuerzo transversal paralelo al eje X
- A_{sy} = Área total del refuerzo transversal paralelo al eje Y
- b_c = Dimensión del núcleo de concreto a la línea central del estribo perimetral en la dirección X
- d_c = Dimensión del núcleo de concreto a la línea central del estribo perimetral en la dirección Y
- f'_{cc} = Resistencia a compresión del concreto confinado
- f'_{co} = Resistencia a compresión del concreto no confinado
- f'_l = Esfuerzo de confinamiento lateral efectivo
- f'_{lx} = Esfuerzo de confinamiento lateral efectivo en dirección X
- f'_{ly} = Esfuerzo de confinamiento lateral efectivo en dirección Y
- f_{yh} = Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal
- k_e = Coeficiente de efectividad del confinamiento
- s = Espaciamiento entre estribos
- s' = Espaciamiento libre entre estribos
- w'_i = i -ésimo espaciamiento transversal libre entre barras de refuerzo longitudinal
- ρ_{cc} = Razón del área de acero longitudinal al área del núcleo confinado de la sección transversal
- ρ_s = Razón del acero transversal de confinamiento al núcleo de concreto confinado
- ρ_x = Razón del acero transversal de confinamiento al núcleo de concreto confinado en dirección X
- ρ_y = Razón del acero transversal de confinamiento al núcleo de concreto confinado en dirección Y

4.7.3 Resistencia al corte

Para el control de cortante en columnas y vigas, se ha calculado la resistencia nominal al corte basado en el ACI 318 (American Concrete Institute, 1999), mediante las siguientes ecuaciones.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (4.18)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (4.19)$$

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d \quad (4.20)$$

$$V_s = A_v f_y d / s \quad (4.21)$$

Donde:

- V_n = Resistencia nominal a cortante, con $\phi = 1.0$
- V_c = Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto
- V_s = Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante
- V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección
- f'_c = Resistencia a compresión del concreto
- b_w = Ancho del alma del elemento estructural
- d = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en tensión
- A_v = Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s
- s = Espaciamiento de estribos medido centro a centro
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

4.7.4 Desplazamiento de control

Para la construcción de la curva fuerza-desplazamiento, en los análisis AENL (*pushover estático*) se definió el máximo desplazamiento en azotea igual a $0.05h$, donde h es la altura del edificio en metros. Este valor corresponde a un desplazamiento dos y media veces superior al valor límite de deriva de entrepiso establecido en la Norma Técnica para Diseño por Sismo (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a) para edificios de Ductilidad Baja y más de tres veces el límite para edificios de Ductilidad Alta.

Los desplazamientos máximos en azotea de los análisis AENL se fijaron con valores muy superiores a la deriva admisible con el objetivo de alcanzar el punto de colapso de la estructura analizada, además de tener una estimación de la respuesta de los edificios en todo el rango post-elástico hasta el punto de colapso.

4.7.5 Combinación de carga

Los Análisis No Lineales son dependientes de las cargas, es decir, los resultados dependen de la combinación de cargas gravitacionales y laterales utilizadas en los modelos de análisis. Para la evaluación de la respuesta usando Análisis No Lineales, la carga gravitacional aplicada debe ser igual a la carga gravitacional esperada, la cual es diferente a la carga factorada asumida en los procedimientos de diseño (Applied Technology Council, 2010). En general, la carga gravitacional esperada es igual a la carga muerta (D) sin factorar y a una fracción de la carga viva (L) de diseño. La carga muerta debe incluir el peso de la estructura, elementos arquitectónicos y equipamientos mecánicos y eléctricos. La carga viva debe reducirse de la carga nominal de diseño para reflejar: (1) la baja probabilidad de la carga viva nominal que ocurre en un edificio respecto de la utilizada en el diseño; y (2) la baja probabilidad de la carga viva nominal presente durante la ocurrencia de un terremoto. Generalmente, el primero de estos dos efectos puede ser considerado aplicando una reducción de la carga viva de 0.40, y el segundo mediante la aplicación de un factor de 0.50 (como se aplica a la evaluación de otros fenómenos extremos). El resultado del factor de carga es $0.40 \times 0.50 = 0.20$, el cual debe ser aplicado a la carga viva nominal. La combinación de carga para los ADINL debe ser (Applied Technology Council, 2010):

$$1.0D + 0.2L \quad (4.22)$$

Otros códigos establecen diferentes combinaciones de carga, como el FEMA P695 (Federal Emergency Management Agency, 2009) que establece utilizar:

$$1.05D + 0.25L \quad (4.23)$$

En esta investigación se utilizará el planteamiento del ATC 72-1 (Applied Technology Council, 2010) mediante la ecuación 4.22.

4.7.6 Amortiguamiento

El amortiguamiento está generalmente asociado con la reducción de la respuesta dinámica (vibración) debido a la disipación de energía en los componentes estructurales y no estructurales del edificio y de las fundaciones. Aunque es un concepto sencillo, la cuantificación y representación del amortiguamiento se complica por la relación entre su representación

matemática y las fuentes físicas subyacentes. Por ejemplo, el amortiguamiento es una característica de los movimientos de vibración registrados, mientras que las contribuciones subyacentes al amortiguamiento son muchas, y pueden ser modelados matemáticamente en una variedad de maneras, incluyendo amortiguamiento por fricción, amortiguamiento histerético, y amortiguamiento viscoso. En el contexto del análisis estructural no lineal, se ha sugerido una terminología más apropiada para el amortiguamiento como “la disipación de energía no modelada”, basado en una interpretación común de “amortiguamiento” como la porción de disipación de energía que no es capturada en la respuesta histerética de los componentes que han sido incluidos en el modelo (Applied Technology Council, 2010). En esta investigación se utilizó el *Amortiguamiento de Rayleigh*, la matriz de amortiguamiento y la relación resultante del amortiguamiento crítico, son descritos por (Chopra, 2012):

$$\mathbf{c} = a_0 \mathbf{m} + a_1 \mathbf{k} \quad (4.24)$$

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1 \omega_n}{2} \quad (4.25)$$

Donde:

- a_0 = Coeficiente de amortiguamiento proporcional a la masa
- a_1 = Coeficiente de amortiguamiento proporcional a la rigidez
- \mathbf{c} = Matriz de amortiguamiento
- \mathbf{k} = Matriz de rigidez
- \mathbf{m} = Matriz de masa
- ζ_n = Fracción de amortiguamiento para el n -ésimo modo del sistema
- ω_n = n -ésima frecuencia natural de vibración del sistema lineal correspondiente

La variación del amortiguamiento en función de las constantes a_0 y a_1 se muestra en la Figura 4.18.

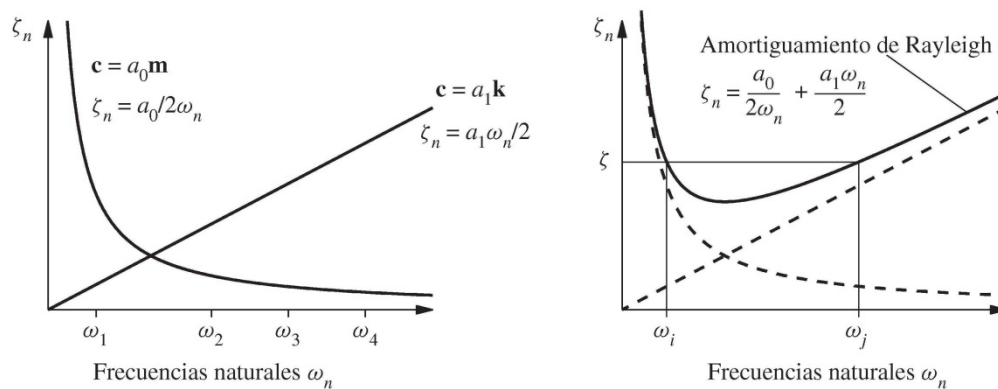


Figura 4.18 Variación de las fracciones de amortiguamiento modal con la frecuencia natural: (a) amortiguamientos proporcionales a la masa y a la rigidez; (b) amortiguamiento de Rayleigh (Chopra, 2012)

Por lo anterior, se utilizarán los dos primeros modos de vibración de cada marco representativo (utilizando el 20% de la carga viva de diseño) asociados a un amortiguamiento del 4% y 6% respectivamente. Los modos de vibración son mostrados en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Periodos de los primeros dos modos de vibración de marcos representativos

EDIFICIOS DE DUCTILIDAD BAJA (DB)			EDIFICIOS DE DUCTILIDAD ALTA (DA)		
MODELO	T_1 (seg)	T_2 (seg)	MODELO	T_1 (seg)	T_2 (seg)
MDB1	0.204	0.039	MDA3	0.525	0.173
MDB2	0.309	0.108	MDA6	0.833	0.298
MDB3	0.364	0.134	MDA9	1.164	0.413
MDB4	0.426	0.162	MDA12	1.415	0.504

4.7.7 Criterios de modelación

A continuación se listan los criterios de modelación utilizados en el software *SeismoStruct*:

- La opción de escritura de múltiples archivos de texto fue activada, para optimizar las rutinas de lecturas de datos.
- El criterio de convergencia utilizado fue basado en Desplazamientos/Rotaciones y ningún valor de convergencia fue modificado de los valores por defecto.
- Las masas adicionadas fueron las muertas y vivas, la masa del marco fue calculada automáticamente por el software.
- Amortiguamiento de Rayleigh utilizando la rigidez tangente, según los valores de la Tabla 4.4.
- Para los ADNL, con el objetivo de evitar problemas de inestabilidad se desactivaron los grados de libertad asociados a la dirección ortogonal al plano del marco.
- Para los ADINL, se utilizaron todos los pasos de tiempo de los registros de acelerogramas.
- Para los ADINL, y para optimizar el procesamiento hora-máquina y la lectura de archivos de salida, únicamente se utilizaron resultados de desplazamientos de los nudos viga-columna y la revisión de los criterios de desempeño de columnas a nivel de la base y cercanías de los nudos viga-columna.
- Las rutinas de lectura y procesamiento de los archivos de salida fueron desarrolladas específicamente para identificar los pasos en los cuales se alcanzan los criterios de desempeño establecidos en la presente investigación, y así identificar fallas tanto locales como globales.

4.8 Criterios de desempeño

Se definieron cinco criterios de desempeño asociados a Fallas Locales (FL) y cuatro criterios de desempeño asociados a Fallas Globales (FG). Las fallas locales están relacionadas con el comportamiento individual de cada uno de los elementos estructurales que son parte del sistema estructural. Por otro lado, las fallas globales están relacionadas al comportamiento de todo el sistema estructural en su conjunto. A continuación se describen dichos criterios de desempeño.

4.8.1 Criterios de desempeño para fallas locales

i) Fluencia en el acero de refuerzo longitudinal

Se establece en el instante que el acero de refuerzo longitudinal presente en un elemento estructural alcanza su punto de fluencia el cual corresponde a una deformación unitaria de $\epsilon_y = 0.0014$ ($\epsilon_y = f_y/E$) para acero de refuerzo grado 40 ($f_y=2,800 \text{ kg/cm}^2$).

ii) Ruptura del acero de refuerzo longitudinal

Se establece en el instante que el acero de refuerzo longitudinal presente en un elemento estructural alcanza su deformación última y se rompe. El punto de ruptura del refuerzo corresponde a una deformación unitaria última de $\epsilon_{yu} = 0.06$ (Paulay & Priestley, 1992).

iii) Aplastamiento del concreto

Se analizan las deformaciones a compresión en el núcleo confinado de cada sección, tanto vigas como columnas, del sistema estructural. El aplastamiento se define en el instante en que las deformaciones del núcleo confinado en un elemento alcanzan la deformación unitaria última del concreto. Esta deformación última es dependiente del nivel de confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal presente en el elemento estructural. Para considerar el efecto de confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal la deformación última se determina mediante las expresiones mostradas a continuación (Paulay & Priestley, 1992):

$$\begin{aligned} \epsilon_{sm} &= 0.06 \\ \epsilon_{cu} &= 0.004 + 1.4 * \rho_s * f_{yh} * \frac{\epsilon_{sm}}{f'_{cc}} \end{aligned} \quad (4.26)$$

Donde:

- f'_{cc} = Resistencia a compresión del concreto confinado
- f_{yh} = Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal
- ρ_s = Razón de volumen del acero transversal de confinamiento al volumen del núcleo de concreto confinado
- ϵ_{sm} = Deformación unitaria máxima del acero de refuerzo
- ϵ_{cu} = Deformación unitaria última del concreto confinado

iv) **Curvatura última**

La determinación de la curvatura última de un elemento estructural se realiza mediante la expresión siguiente (Mwafy & Elnashai, 2002-a):

$$\phi_u = (\epsilon_{cu} + \epsilon_{sm})/d_c \quad (4.27)$$

Donde:

- ϕ_u = Curvatura última del elemento estructural
- d_c = Peralte efectivo de la sección transversal del elemento estructural
- ϵ_{sm} = Deformación unitaria máxima del acero de refuerzo
- ϵ_{cu} = Deformación unitaria última del concreto confinado

v) **Falla por cortante**

Para el control de cortante en columnas y vigas, se ha calculado la resistencia nominal al corte basado en el ACI 318 (American Concrete Institute, 1999), mediante las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (4.18)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (4.19)$$

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d \quad (4.20)$$

$$V_s = A_v f_y d / s \quad (4.21)$$

Donde:

- V_n = Resistencia nominal a cortante, con $\phi = 1.0$
- V_c = Resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto
- V_s = Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de cortante
- V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección
- f'_c = Resistencia a compresión del concreto
- b_w = Ancho del alma del elemento estructural
- d = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en tensión
- A_v = Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s
- s = Espaciamiento de estribos medido centro a centro
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

4.8.2 Criterios de desempeño para fallas globales

i) Deriva de entrepiso (ID)

Este criterio de falla define el punto de colapso de la estructura a través de las deformaciones laterales excesivas que experimenta la estructura durante los movimientos sísmicos. El límite de colapso se establece con un valor del 3% de la altura del entrepiso (Mwafy & Elnashai, 2002-a) el cual corresponde al doble de la deriva admisible establecida en la Norma Técnica para Diseño por Sismo (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a) para edificaciones de Ductilidad Alta.

ii) Pérdida de resistencia

Este criterio establece el punto de colapso de la estructura en el punto donde la curva de capacidad construida por medio del análisis dinámico incremental no lineal (ADINL) experimenta una caída de más del 10% de resistencia (Mwafy & Elnashai, 2002-a).

iii) Índice de estabilidad (IE)

Para evaluar los efectos de segundo orden más allá de los límites aceptables, se evalúa el cociente entre las cargas verticales de un entrepiso considerando su respectiva deriva entre el cortante del mismo entrepiso. Se determina mediante la siguiente expresión (Mwafy & Elnashai, 2002-b):

$$IE = \text{Deriva} * \text{carga gravedad} / \text{cortante entrepiso} < 0.30 \quad (4.28)$$

iv) Mecanismo de rotulación plástica en columnas (piso débil)

Se utiliza este criterio para evaluar la posibilidad de colapso debido a la formación de un mecanismo de rotulación en las columnas de un mismo entrepiso (Mwafy & Elnashai, 2002-b). Este mecanismo genera la condición de piso débil debido a que los extremos de las columnas en un entrepiso quedarían en condición de articulación, permitiendo la rotación de las columnas.

4.9 Diagrama de flujo para evaluar los factores R , Cd y Δa

En la Figura 4.19 se resume mediante un diagrama de flujo el procedimiento para evaluar el *Factor de Modificación de Respuesta R* , el *Factor de Amplificación de Desplazamientos Cd* y la *Deriva Admisible de Entrepiso Δa* .

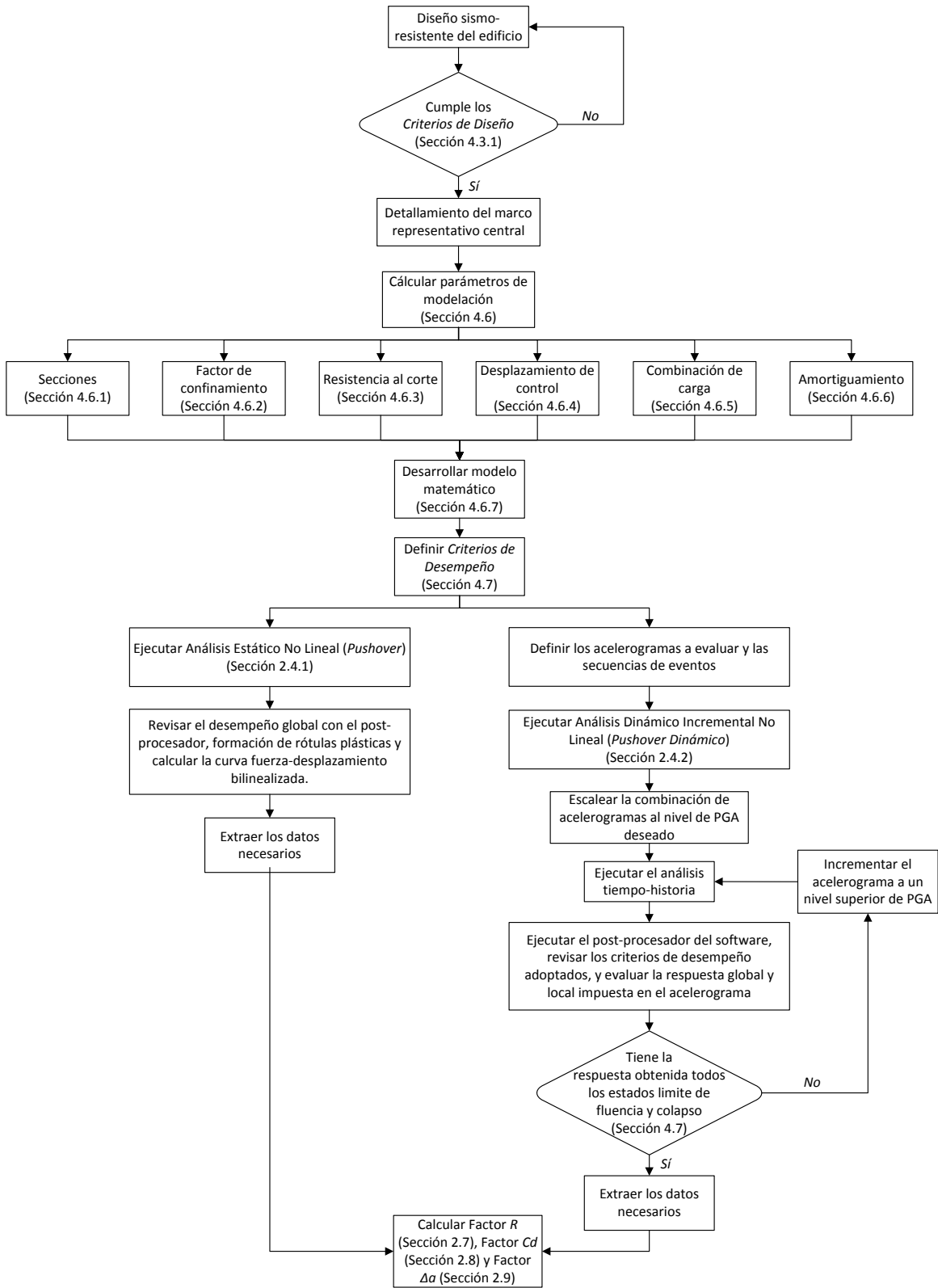


Figura 4.19 Diagrama de flujo para el evaluar el Factor de Modificación de Respuesta R , el Factor de Amplificación de Desplazamientos C_d y la Deriva Admisible de Entrepiso $\Delta\sigma$

5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 Introducción

En este capítulo se exponen los resultados obtenidos de todos los análisis realizados, tanto estáticos (AENL) como dinámicos (ADINL). Luego, aplicando la metodología descrita en el Capítulo 2, los resultados se utilizan para encontrar los valores correspondiente al *Factor de Modificación de Respuesta R*, el *Factor de Amplificación de Desplazamientos Cd* y la *Deriva Admisible de Entrepiso Δa* , considerando el efecto de sismos sucesivos. Posteriormente, los valores encontrados son comparados con los valores especificados en la norma vigente de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a). La discusión de resultados incluye:

- a) Curvas de desplazamiento máximo contra el correspondiente cortante en la base tanto para los análisis estáticos no lineales (pushover estático) como los dinámicos incrementales no lineales (pushover dinámico).
- b) Valores obtenidos del *Factor de Modificación de Respuesta R* y $R'_{c,ay}$.
- c) Valores obtenidos del *Factor de Amplificación de Desplazamientos Cd*_{análisis}.
- d) Valores obtenidos de las *Derivas Máximas de Entrepiso Δ_{max}* antes de alcanzar el primer criterio de colapso.

A continuación se discuten los resultados.

5.2 Curvas: cortante en la base – desplazamiento para los AENL y ADINL

Para cada modelo de edificio, se grafican las relaciones cortante en la base – desplazamiento para los AENL y ADINL. Cada gráfico muestra también el valor de la carga de diseño en cada caso para ser comparada con el nivel de cortante máximo que puede ser resistido por la estructura. Los resultados para los modelos de Ductilidad Baja (detallado intermedio) se muestran en las Figuras 5.1, 5.2, 5.3 y 5.4, y para los modelos de Ductilidad Alta (detallado dúctil) se muestran en las Figuras 5.5, 5.6, 5.7 y 5.8.

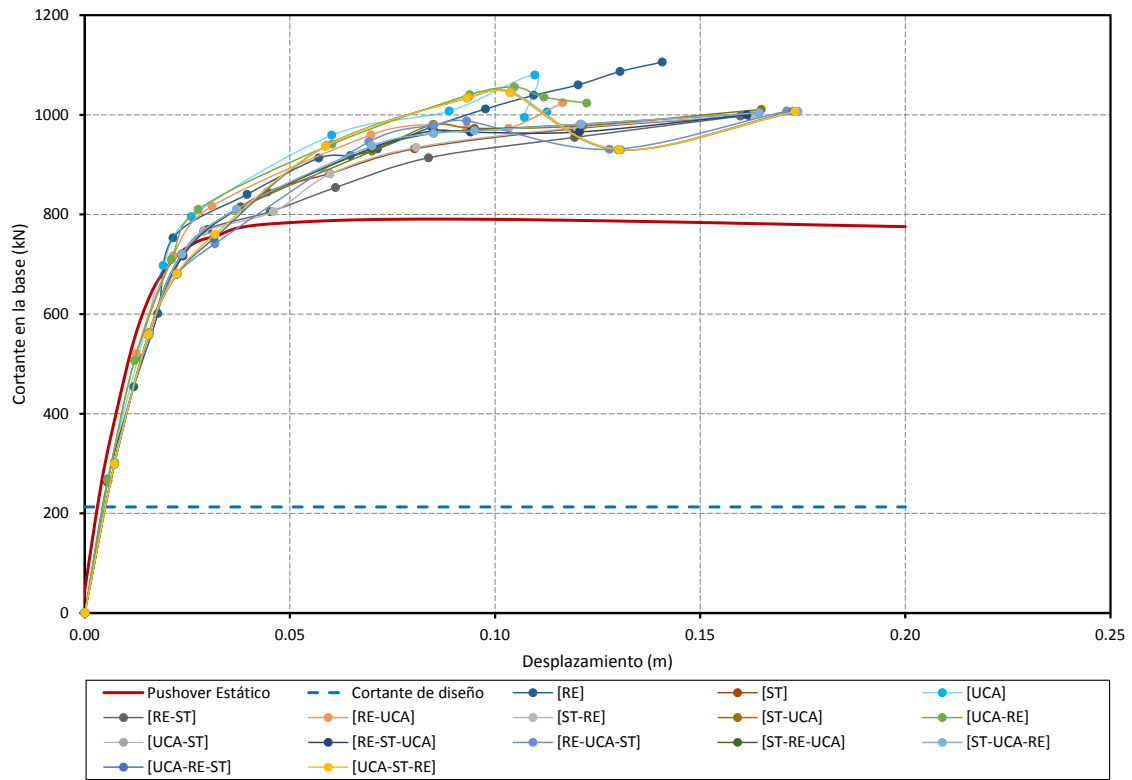


Figura 5.1 Pushovers estático y dinámicos: Modelo MDB1

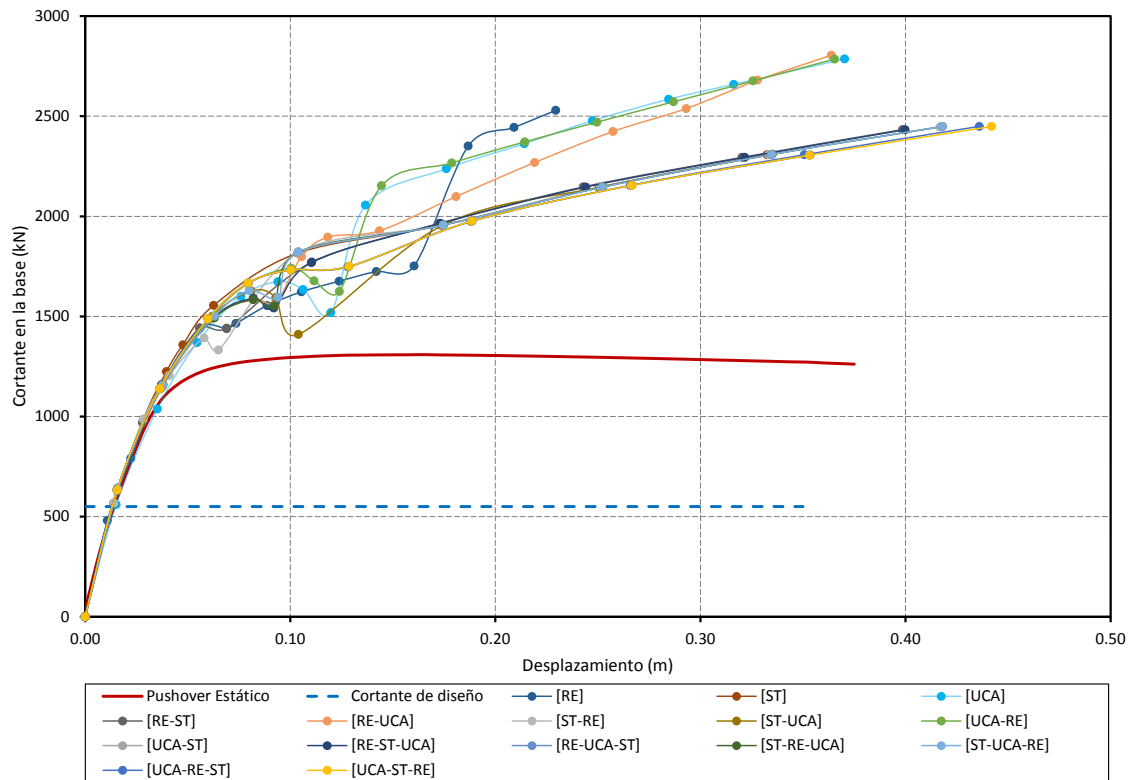


Figura 5.2 Pushovers estático y dinámicos: Modelo MDB2

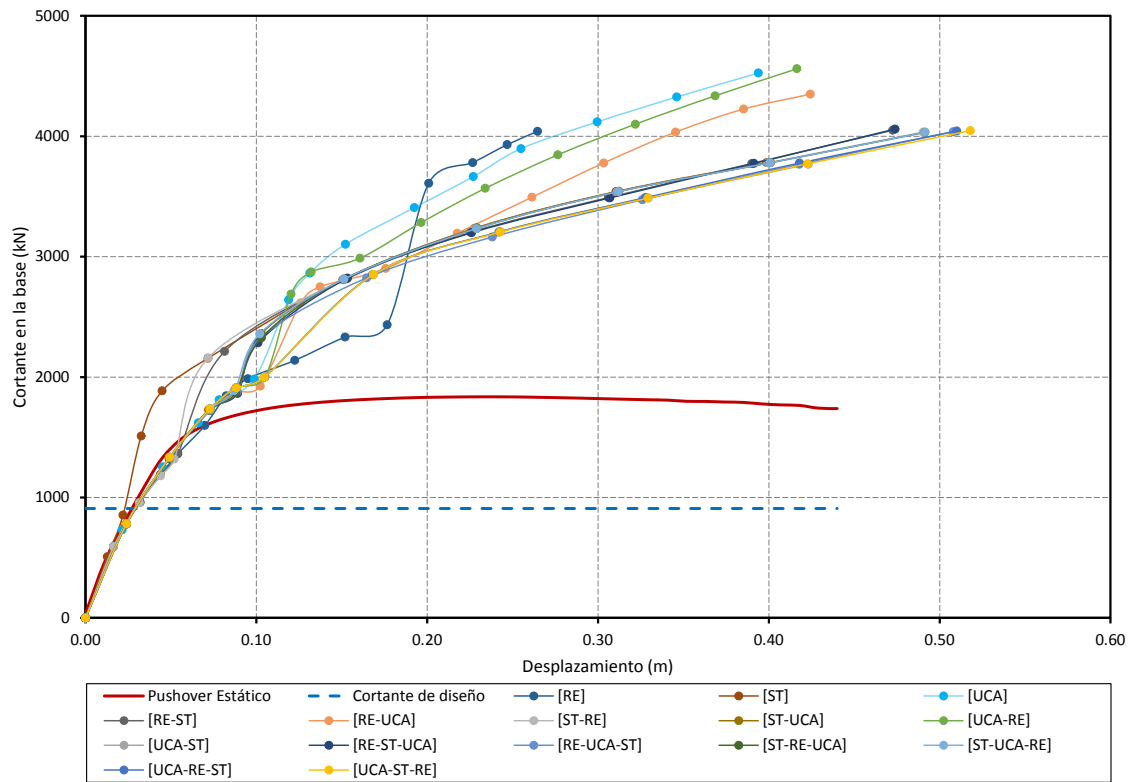


Figura 5.3 Pushovers estático y dinámicos: Modelo MDB3

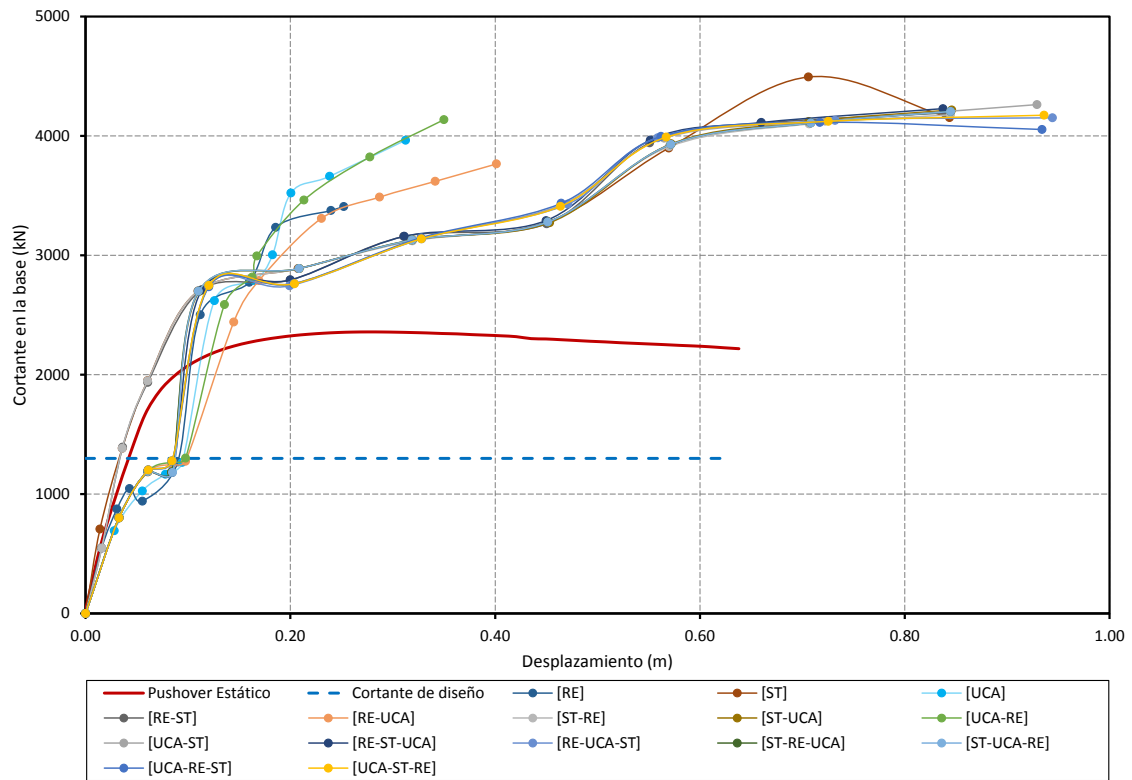


Figura 5.4 Pushovers estático y dinámicos: Modelo MDB4

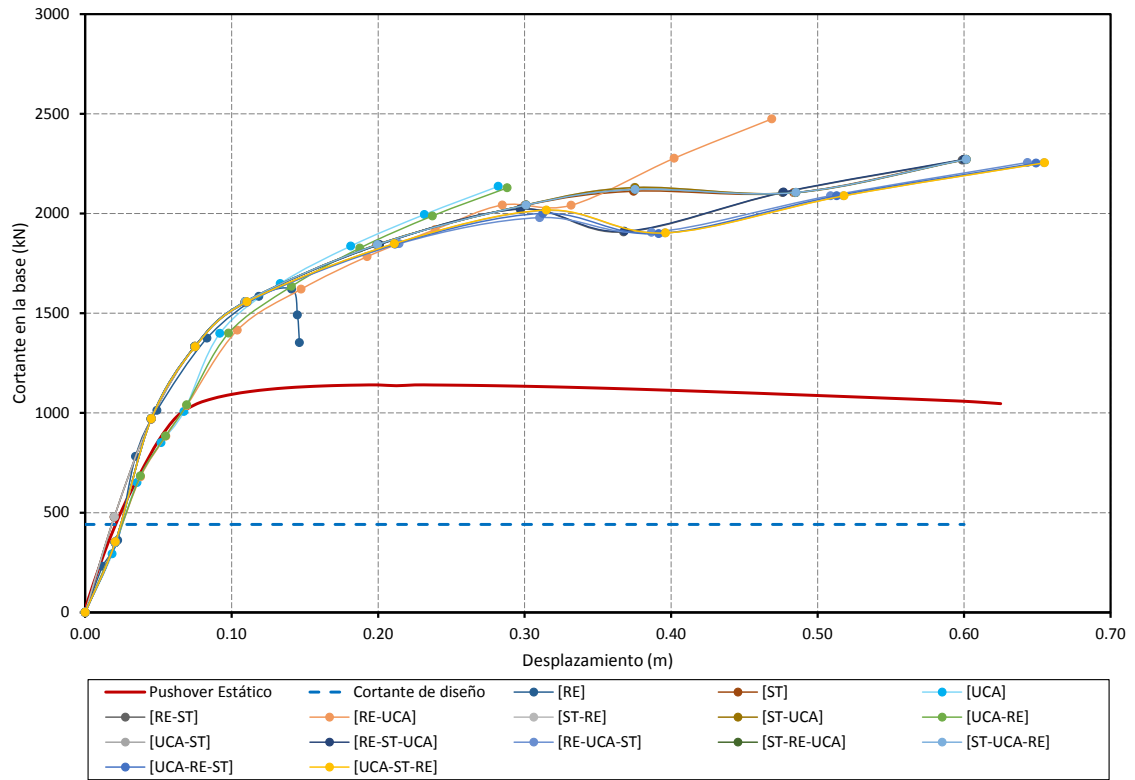


Figura 5.5 Pushovers estático y dinámicos: Modelo MDA3

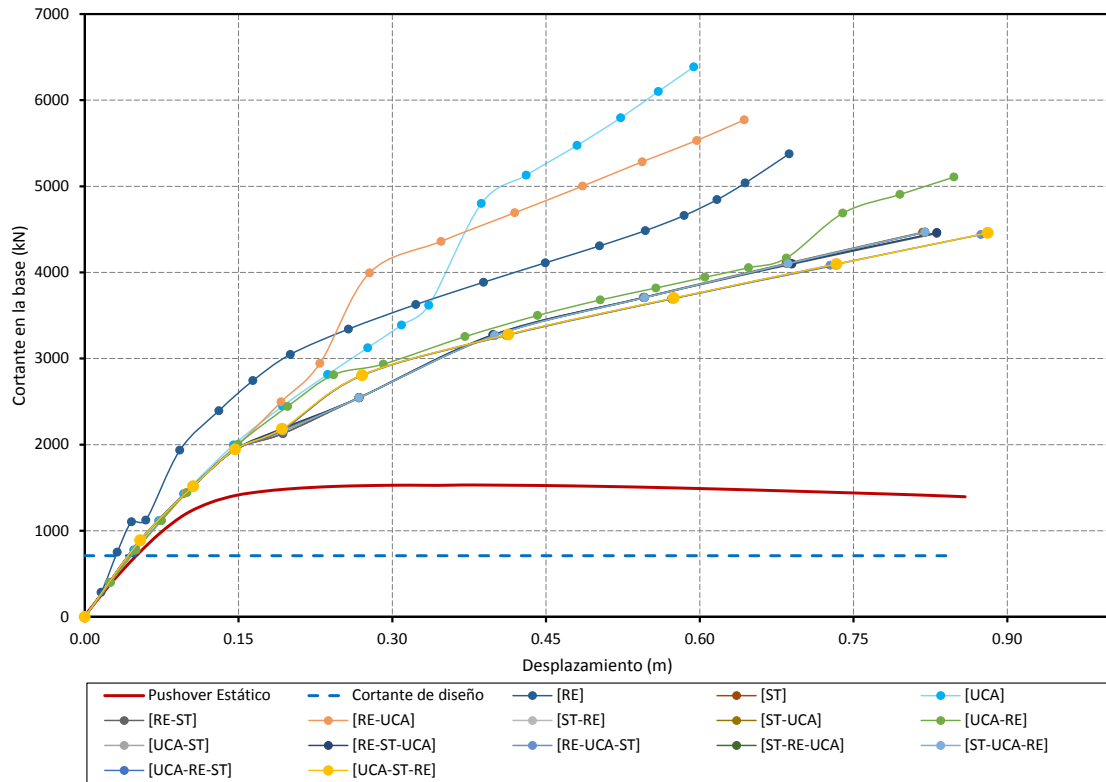


Figura 5.6 Pushovers estático y dinámicos: Modelo MDA6

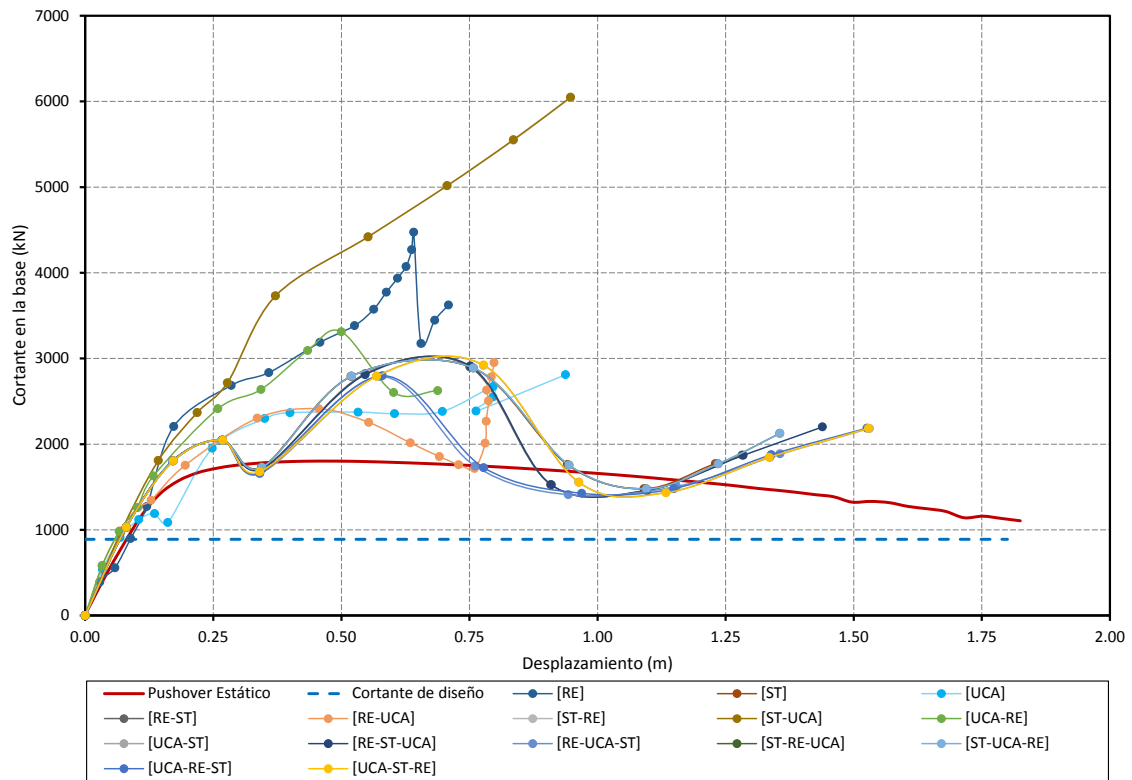


Figura 5.7 Pushovers estático y dinámicos: Modelo MDA9

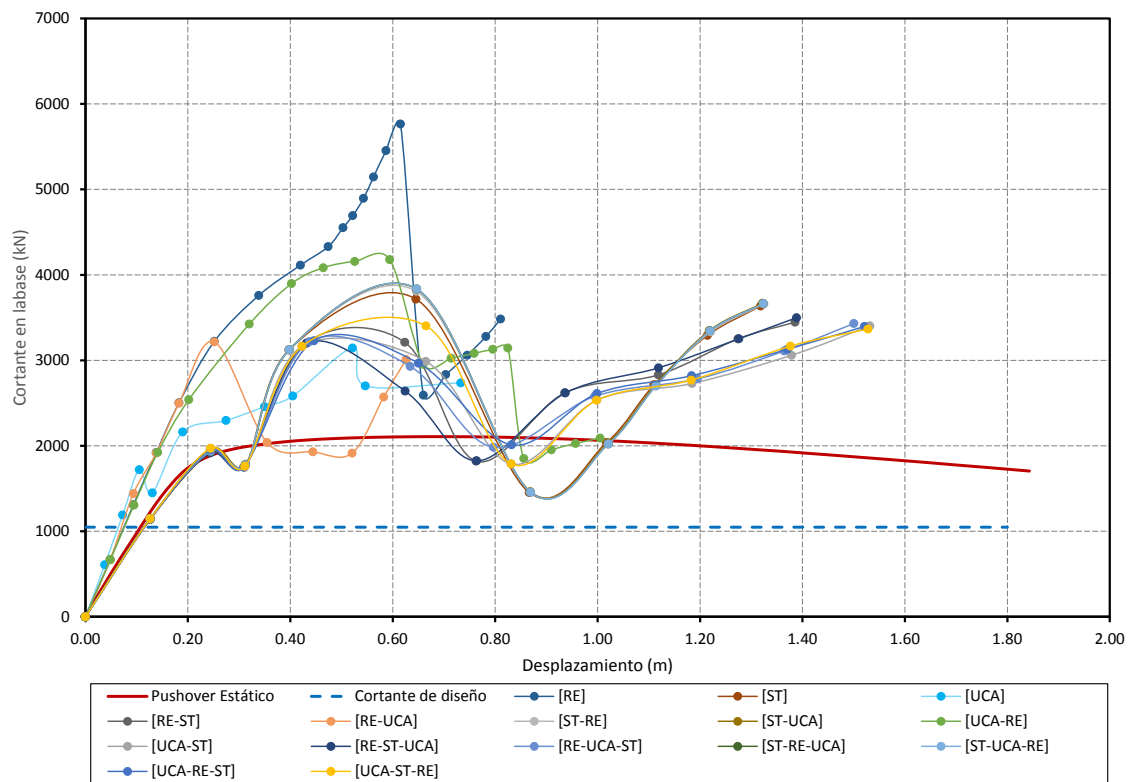


Figura 5.8 Pushovers estático y dinámicos: Modelo MDA12

Las curvas comparativas de pushover muestran que ambos análisis, tanto estáticos como dinámicos incrementales, coinciden en el rango elástico del comportamiento de la estructura. También se puede notar que para todos los modelos los cortantes máximos obtenidos para los análisis dinámicos incrementales son mayores que los obtenidos de los análisis estáticos. En todos los casos los análisis estáticos presentan un comportamiento prácticamente horizontal más allá del punto de fluencia global de la estructura.

Por otro lado los análisis dinámicos muestran un comportamiento ascendente de la curva de capacidad sin presentar caídas abruptas en sus resistencia, es decir, que las estructuras siguen absorbiendo carga, a excepción de los modelos de Ductilidad Alta de nueve (MDA9) y doce niveles (MDA12) los cuales presentan fuertes caídas de resistencia luego de exceder el punto de fluencia global. Lo anterior confirma las suposiciones expuestas en la Sección 2.7, ya que la aceleración que produce la primera fluencia $a_{g(fluencia-efectiva)}$ es mayor que la intensidad sísmica que produciría la fluencia estimada en el diseño $a_{g(fluencia-diseño)}$; o en términos de aceleración espectral (Ver Figura 2.11), la aceleración que produce el la fluencia efectiva $(S_a)_y^{el}$ es mayor que la aceleración estimada de diseño $(S_a)^{in}$.

De las Figuras 5.1 a la 5.8 se puede observar que la pendiente en la parte elástica de las curvas de capacidad de los pushover dinámicos (ADINL) es mayor que el de las curvas de pushover estáticos (AENL), lo que manifiesta una mayor Sobre-Resistencia en los análisis dinámicos respecto a los estáticos. Lo anterior confirma lo expuesto en la Sección 2.5.1, ya que la resistencia lateral excede la demanda del cortante en la base para el cual fue diseñado, los diversos factores que influyen esta Sobre-Resistencia fueron explicados en dicha sección.

La diferencia en el comportamiento de las curvas de capacidad tanto estáticas como dinámicas pone en evidencia la influencia de las propiedades dinámicas de la estructura sobre la respuesta sísmica, por ejemplo: el incremento de período que experimenta la estructura durante el movimiento sísmico, el componente histerético del amortiguamiento y la influencia de los modos superiores en la respuesta sísmica. Las caídas de resistencia observadas en los modelos de nueve y doce niveles se deben a que por su altura alcanzan condiciones de inestabilidad geométrica (deriva mayor de 3% e índice de estabilidad mayor a 0.3) más rápidamente que el resto de modelos analizados, lo que redundará en caídas de resistencia mayores al 10% en la curva de capacidad.

La Tabla 5.1 muestra el primer criterio de falla global (FG) alcanzado, definido de acuerdo a la Sección 4.7.2, para cada uno de los modelos de análisis y cada una de las secuencias sísmicas utilizadas.

Tabla 5.1 Primera falla global (FG) alcanzada en los ADINL

Secuencia	Modelo MDB1 (T=0.204 seg.)				Modelo MDB2 (T=0.309 seg.)				Modelo MDB3 (T=0.364 seg.)				Modelo MDB4 (T=0.426 seg.)			
	ID > 3%	Push 10%	IE > 0.3	Piso débil	ID > 3%	Push 10%	IE > 0.3	Piso débil	ID > 3%	Push 10%	IE > 0.3	Piso débil	ID > 3%	Push 10%	IE > 0.3	Piso débil
RE				•	•				•				•			
ST	•				•				•				•			
UCA				•	•				•				•			
RE-ST				•	•				•				•			
RE-UCA				•	•				•				•			
ST-RE	•				•				•				•			
ST-UCA				•		•			•				•			
UCA-RE				•	•				•				•			
UCA-ST		•				•			•				•			
RE-ST-UCA				•	•				•				•			
RE-UCA-ST				•	•				•				•			
ST-RE-UCA				•	•				•				•			
ST-UCA-RE				•	•				•				•			
UCA-RE-ST		•			•				•				•			
UCA-ST-RE		•				•			•				•			
Secuencia	Modelo MDA3 (T=0.525 seg.)				Modelo MDA6 (T=0.833 seg.)				Modelo MDA9 (T=1.164 seg.)				Modelo MDA12 (T=1.415 seg.)			
RE		•			•				•				•			
ST	•				•				•				•		•	
UCA	•				•					•					•	
RE-ST	•				•				•				•			
RE-UCA	•				•				•				•			
ST-RE	•				•					•					•	
ST-UCA	•				•					•					•	
UCA-RE	•				•					•			•			
UCA-ST	•				•				•				•			
RE-ST-UCA	•				•				•				•			
RE-UCA-ST	•				•				•				•			
ST-RE-UCA	•				•				•				•			
ST-UCA-RE	•				•					•			•			
UCA-RE-ST	•				•				•				•			
UCA-ST-RE	•				•					•			•			

- ID > 3% : Falla global por deriva de entrepiso
- Push 10% : Falla global por caída en la resistencia
- IE > 0.3 : Falla global por estabilidad
- Piso débil : Falla global por mecanismo

Se puede notar que para el modelo de Ductilidad Baja de un nivel la primera falla global está asociada principalmente a la formación de un mecanismo de rotulación plástica en columnas (piso

débil). Para los modelos de Ductilidad Baja de dos, tres y cuatro niveles, así como para los modelos de Ductilidad Alta de tres y seis niveles, la primera falla global está asociada a que se sobrepasa el límite de la deriva máxima establecida en la presente investigación como valor de colapso. Para el modelo de Ductilidad Alta de nueve niveles su primera falla global tiene una combinación de causas las cuales están relacionadas a valores de derivas y de índices de estabilidad mayores que los establecidos como valores de colapso. Para el modelo de Ductilidad Alta de doce niveles la combinación de causas que provocan la primera falla global se relacionan con caídas de resistencia mayores al 10% en la curva de capacidad y valores del índice de estabilidad mayores que los valores definidos como puntos de colapso.

De la Tabla 5.1 se puede observar que para edificios con períodos muy cortos (< 0.20 seg.) el colapso está asociado a la generación de un mecanismo de piso débil debido a la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las columnas en un mismo entrepiso. Para edificios en el rango de períodos intermedios (> 0.20 seg. y < 0.90 seg.) el colapso está asociado a desplazamientos laterales muy grandes que producen inestabilidad global de la estructura. Para el rango de períodos altos (> 0.90 seg.) los desplazamientos laterales excesivos producen aumentos significativos en los índices de estabilidad lo que redundará en caídas en la resistencia global en más del 10%.

5.3 Valores obtenidos del Factor de Modificación de Respuesta R y $R'_{c,ay}$

Los valores obtenidos del Factor de Modificación de Respuesta $R'_{c,ay}$ para cada una de las 15 secuencias de eventos son presentados en las Tablas 5.2 y 5.3, para los modelos de Ductilidad Baja (DB) y Alta (DA), respectivamente (Ver Apéndice A para mayor detalle en la obtención de los valores de estas tablas). Estos valores corresponden a los obtenidos para los criterios de falla por fluencia local (FL) y fluencia global (FG) definidos en la Sección 4.7. En las Tablas 5.2 y 5.3 los valores de $R'_{c,ay}$ obtenidos para los análisis estáticos se diferencian con el subíndice “e” y los obtenidos para los análisis dinámicos incrementales con el subíndice “d”. El símbolo “-” indica que durante los análisis el criterio de falla especificado no alcanzó su valor definido para el punto de colapso. En estas tablas se presentan los valores obtenidos en cada uno de los análisis realizados así como los valores promedio del Factor de Modificación de Respuesta $R'_{c,ay}$. De los promedios mostrados se puede notar que los valores de $R'_{c,ay}$ disminuyen al aumentar el número de

registros en la secuencia sísmica analizada. Para las secuencias sísmicas de dos registros tenemos reducciones entre un 10.2% y un 24.9% del valor obtenido para secuencias de un solo registro. Para secuencias sísmicas de tres registros la reducción varía entre un 15.5% y un 28.6% del valor obtenido con un solo registro.

En la Tabla 5.4 se presentan los valores de R obtenidos para los análisis estáticos y los valores promedio de $R'_{c,ay}$ obtenidos en los análisis dinámicos. En la misma tabla ambos grupos son comparados con los valores de R especificados en la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a). En dicha tabla se observa que para Ductilidad Baja (DB) se obtuvieron valores de R estático entre 4.3 y 6.4, los cuales son muy cercanos al valor de 5 especificado en la norma. Para Ductilidad Alta (DA) se obtuvieron valores de R estático entre 9.8 y 10.7, los cuales son inferiores al valor de 12 especificado en la norma. Para los $R'_{c,ay}$ obtenidos a partir de los análisis dinámicos se puede notar que para los modelos de uno y dos niveles de Ductilidad Baja los valores obtenidos para un registro son de 18.1 y 17.8, respectivamente, los cuales son mucho mayores que el valor de 5 especificado por la norma. Se nota también que para tres y cuatro niveles de Ductilidad Baja los valores obtenidos para un registro son de 9.9 y 8.9, respectivamente, los cuales siguen siendo mayores que el especificado por la norma, pero son mucho menores que los valores obtenidos para uno y dos niveles. Para modelos de Ductilidad Alta se han obtenido valores de $R'_{c,ay}$ que varían entre 8.6 y 10.1 para todos los modelos analizados. Como se puede notar estos valores son cercanos entre sí y no presentan una marcada diferencia como los obtenidos para modelos de Ductilidad Baja. Sin embargo, aún con valores tan cercanos entre sí los $R'_{c,ay}$ obtenidos para Ductilidad Alta son inferiores al valor de 12 especificado en la norma.

La Tabla 5.4 muestra la variación de los valores promedio obtenidos de $R'_{c,ay}$ de acuerdo al número de registros incluidos en los análisis. Se puede notar que para dos registros se obtienen reducciones que varían del 10.2% al 24.9% y para tres registros se obtienen reducciones que varían del 15.5% al 29.3%. Es importante destacar que para modelos de Ductilidad Baja aún con las reducciones observadas al aumentar el número de registros en la secuencia sísmica, el valor de $R'_{c,ay}$ siempre se mantiene mayor respecto al especificado en la norma. Para los modelos de Ductilidad Alta las reducciones observadas alejan mucho más el valor de $R'_{c,ay}$ del valor especificado en la norma. Los resultados anteriores se ilustran en las Figuras 5.9 y 5.10 para los modelos de Ductilidad Baja (DB) y Ductilidad Alta (DA), respectivamente.

Tabla 5.2 Valores del Factor de Modificación de Respuesta $R'_{c,ay}$ para Ductilidad Baja (DB)

Secuencia	ID > 3%				Push dinámico -10%				IE > 0.3				Piso débil				$R'_{c,ay}$			
	FL		FG		FL		FG		FL		FG		FL		FG		Prom.	Prom. # reg.	Var.	
	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d				
Modelo MDB1	RE	20.8	19.8	14.4	13.7	-	-	-	-	-	-	-	-	7.8	7.4	5.4	5.1	11.8	18.1	
	ST	56.7	49.1	25.6	22.1	-	-	-	-	-	-	-	-	39.1	33.9	17.7	15.3	32.4		
	UCA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16.3	15.0	4.6	4.2	10.0		
	RE-ST	22.5	19.6	20.6	18.0	-	-	-	-	-	-	-	-	14.3	12.4	13.1	11.4	16.5	15.7	-13.2%
	RE-UCA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	13.2	11.2	9.5	8.0	10.5		
	ST-RE	21.6	18.8	20.9	18.1	-	-	-	-	-	-	-	-	14.1	12.3	13.6	11.8	16.4		
	ST-UCA	23.8	20.9	25.4	22.3	-	-	-	-	-	-	-	-	10.0	8.8	10.7	9.4	16.4		
	UCA-RE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6.6	5.5	10.4	8.8	7.8		
	UCA-ST	34.8	29.0	62.1	51.7	23.1	19.2	41.1	34.2	-	-	-	-	4.4	3.6	7.8	6.5	26.5		
	RE-ST-UCA	17.8	15.5	13.5	11.8	-	-	-	-	-	-	-	-	12.4	10.8	9.4	8.2	12.4	12.9	-28.5%
	RE-UCA-ST	28.8	24.3	17.7	14.9	-	-	-	-	-	-	-	-	8.4	7.1	5.2	4.4	13.8		
	ST-RE-UCA	18.7	16.4	18.0	15.8	-	-	-	-	-	-	-	-	10.3	9.0	9.9	8.7	13.3		
	ST-UCA-RE	18.7	16.4	20.1	17.7	-	-	-	-	-	-	-	-	7.1	6.2	7.6	6.7	12.6		
	UCA-RE-ST	20.4	17.0	19.3	16.1	17.0	14.2	16.1	13.4	-	-	-	-	4.2	3.5	4.0	3.3	12.4		
	UCA-ST-RE	21.8	18.2	20.4	17.0	17.8	14.8	16.6	13.8	-	-	-	-	4.4	3.6	4.1	3.4	13.0		
RE	38.1	41.9	29.0	31.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	35.2	17.8		
ST	7.8	7.7	4.2	4.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6.0			
UCA	15.7	16.5	7.8	8.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12.0			
RE-ST	23.9	26.4	6.6	7.3	-	-	-	-	9.2	10.2	2.6	2.8	36.7	40.5	10.2	11.2	15.6	15.9	-10.2%	
RE-UCA	15.6	17.6	18.4	20.7	-	-	-	-	-	-	-	-	47.1	53.1	55.5	62.6	36.3			
ST-RE	9.1	9.1	4.6	4.6	-	-	-	-	23.1	23.1	11.8	11.7	5.2	5.2	2.7	2.7	9.4			
ST-UCA	4.7	5.4	3.4	3.9	25.3	29.0	18.4	21.0	-	-	-	-	-	-	-	-	13.9			
UCA-RE	12.3	13.9	14.1	15.9	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3	9.4	9.4	10.7	11.8			
UCA-ST	2.0	2.3	3.0	3.4	8.9	10.0	13.1	14.8	4.7	5.3	6.9	7.8	10.6	12.0	15.7	17.7	8.6			
RE-ST-UCA	22.6	25.4	8.6	9.7	-	-	-	-	23.3	26.3	8.9	10.0	30.6	34.5	11.7	13.1	18.7			12.6
RE-UCA-ST	3.4	3.8	4.4	5.0	-	-	-	-	6.3	7.1	8.2	9.3	13.3	15.1	17.4	19.7	9.4			
ST-RE-UCA	7.1	7.9	3.2	3.6	-	-	-	-	10.1	11.3	4.6	5.1	21.1	23.7	9.6	10.7	9.8			
ST-UCA-RE	7.1	8.0	2.8	3.2	-	-	-	-	16.6	18.7	6.7	7.5	8.5	9.6	3.4	3.9	8.0			
UCA-RE-ST	8.3	9.4	5.6	6.3	-	-	-	-	-	-	-	-	23.2	26.2	15.5	17.5	14.0			
UCA-ST-RE	6.6	7.5	4.4	5.0	24.0	27.1	16.0	18.1	12.3	14.0	8.2	9.3	26.1	29.6	17.4	19.7	15.3			
RE	16.0	9.1	2.1	1.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7.1	9.9		
ST	4.2	5.5	18.9	24.8	-	-	-	-	1.6	2.1	7.1	9.3	0.8	1.0	3.6	4.8	7.0			
UCA	22.3	19.3	11.2	9.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	15.6			
RE-ST	4.9	3.6	2.7	2.0	-	-	-	-	7.0	5.2	3.9	2.9	4.3	3.2	2.4	1.8	3.7	8.6	-13.6%	
RE-UCA	3.9	5.5	3.5	4.9	-	-	-	-	-	-	-	-	17.2	24.0	15.3	21.3	11.9			
ST-RE	4.3	5.6	6.8	8.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6.4			
ST-UCA	9.1	9.1	6.9	6.9	13.4	13.3	10.1	10.1	5.2	5.2	3.9	3.9	6.2	6.2	4.7	4.7	7.4			
UCA-RE	11.1	11.3	17.7	18.0	-	-	-	-	-	-	-	-	9.6	9.8	15.3	15.6	13.5			
UCA-ST	8.7	8.9	11.1	11.3	-	-	-	-	4.1	4.2	5.2	5.4	9.0	9.2	11.5	11.8	8.4			
RE-ST-UCA	14.5	14.2	7.2	7.1	-	-	-	-	10.7	10.5	5.3	5.3	8.0	7.9	4.0	3.9	8.2			8.4
RE-UCA-ST	11.8	11.9	9.4	9.5	-	-	-	-	6.0	6.0	4.8	4.8	17.7	17.8	14.2	14.2	10.7			
ST-RE-UCA	12.7	12.5	6.3	6.2	-	-	-	-	7.3	7.2	3.6	3.6	6.3	6.2	3.2	3.1	6.5			
ST-UCA-RE	14.2	11.9	4.1	3.4	-	-	-	-	12.1	10.1	3.5	2.9	7.1	5.9	2.0	1.7	6.6			
UCA-RE-ST	5.8	6.0	11.1	11.4	-	-	-	-	6.0	6.1	11.4	11.8	7.1	7.4	13.7	14.1	9.3			
UCA-ST-RE	8.2	8.5	9.3	9.6	10.1	10.4	11.4	11.8	5.8	6.0	6.6	6.8	8.7	9.0	9.9	10.2	8.9			
RE	7.5	4.5	4.6	2.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.8	8.9		
ST	5.1	3.8	10.1	7.6	-	-	-	-	-	-	-	-	19.3	14.7	38.5	29.2	16.0			
UCA	9.9	7.7	3.3	2.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5.9			
RE-ST	4.7	3.6	10.0	7.7	-	-	-	-	1.3	1.0	2.8	2.2	6.8	5.2	14.4	11.0	5.9	7.6	-14.9%	
RE-UCA	9.3	8.3	3.3	3.0	-	-	-	-	-	-	-	-	10.9	9.8	3.9	3.5	6.5			
ST-RE	4.0	3.0	10.3	7.9	-	-	-	-	2.1	1.6	5.6	4.2	9.0	6.8	23.4	17.8	8.0			
ST-UCA	6.2	4.8	9.7	7.5	-	-	-	-	3.2	2.5	5.0	3.8	7.8	6.1	12.2	9.4	6.5			
UCA-RE	9.9	10.1	3.2	3.2	-	-	-	-	-	-	-	-	28.9	29.4	9.2	9.4	12.9			
UCA-ST	7.4	4.8	10.6	6.8	9.1	5.8	13.0	8.3	1.8	1.2	2.6	1.7	4.8	3.1	6.8	4.4	5.8			
RE-ST-UCA	5.4	4.2	10.0	7.8	-	-	-	-	6.8	5.2	12.6	9.7	3.9	3.0	7.2	5.6	6.8			7.2
RE-UCA-ST	9.4	6.0	14.7	9.5	-	-	-	-	2.8	1.8	4.3	2.8	7.8	5.0	12.3	7.9	7.0			
ST-RE-UCA	6.1	4.6	10.4	8.0	-	-	-	-	6.4	4.9	10.9	8.4	-	-	-	-	7.5			
ST-UCA-RE	4.4	3.4	10.4	8.0	-	-	-	-	4.6	3.5	10.9	8.4	-	-	-	-	6.7			
UCA-RE-ST	8.9	5.7	12.2	7.8	-	-	-	-	2.2	1.4	3.0	2.0	8.1	5.2	11.1	7.1	6.2			
UCA-ST-RE	8.1	5.3	12.5	8.1	13.7	8.9	21.2	13.7	3.6	2.3	5.6	3.6	8.3	5.4	12.8	8.3	8.8			

Tabla 5.3 Valores del *Factor de Modificación de Respuesta* $R'_{c,ay}$ para Ductilidad Alta (DA)

Secuencia	ID > 3%				Push dinámico -10%				IE > 0.3				Piso débil				$R'_{c,ay}$		
	FL		FG		FL		FG		FL		FG		FL		FG		Prom.	Prom. # reg.	Var.
	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d			
Modelo MDA3	RE	-	-	-	-	6.5	7.5	8.9	10.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8.3
	ST	7.4	8.7	4.2	5.0	-	-	-	-	9.3	10.9	5.3	6.2	-	-	-	-	-	7.1
	UCA	8.3	10.2	14.3	17.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	12.6
	RE-ST	6.9	8.1	3.9	4.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5.9
	RE-UCA	8.3	9.5	6.1	7.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7.8
	ST-RE	7.7	9.0	3.9	4.6	-	-	-	-	9.8	11.5	5.0	5.8	-	-	-	-	-	7.2
	ST-UCA	7.2	8.4	4.0	4.7	-	-	-	-	2.2	2.5	1.2	1.4	-	-	-	-	-	4.0
	UCA-RE	17.1	20.4	14.7	17.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	17.4
	UCA-ST	6.6	7.7	4.2	5.0	-	-	-	-	7.7	9.0	5.0	5.8	-	-	-	-	-	6.4
	RE-ST-UCA	9.5	11.1	5.1	5.9	-	-	-	-	12.1	14.1	6.5	7.5	-	-	-	-	-	9.0
	RE-UCA-ST	8.1	9.5	4.2	4.9	-	-	-	-	10.8	12.6	5.6	6.5	-	-	-	-	-	7.8
	ST-RE-UCA	7.4	8.6	4.8	5.6	-	-	-	-	7.0	8.2	4.5	5.3	-	-	-	-	-	6.4
	ST-UCA-RE	7.4	8.6	4.8	5.6	-	-	-	-	7.0	8.2	4.5	5.3	-	-	-	-	-	6.4
	UCA-RE-ST	8.1	9.5	4.2	4.9	-	-	-	-	10.8	12.6	5.6	6.5	-	-	-	-	-	7.8
	UCA-ST-RE	6.8	7.9	5.7	6.7	-	-	-	-	8.3	9.7	7.0	8.2	-	-	-	-	-	7.5
Modelo MDA6	RE	12.0	13.0	13.1	14.3	-	-	-	-	4.0	4.3	4.3	4.7	-	-	-	-	8.7	
	ST	16.9	19.5	8.5	9.8	-	-	-	-	6.5	7.5	3.3	3.8	-	-	-	-	9.5	
	UCA	9.7	6.4	6.4	4.3	-	-	-	-	12.6	8.4	8.4	5.6	-	-	-	-	7.7	
	RE-ST	13.7	15.8	7.3	8.5	-	-	-	-	6.5	7.5	3.5	4.0	-	-	-	-	8.3	
	RE-UCA	3.6	2.1	2.8	1.6	-	-	-	-	7.5	4.5	5.8	3.4	2.2	1.3	1.7	1.0	3.1	
	ST-RE	18.9	21.2	8.2	9.2	-	-	-	-	6.2	6.9	2.7	3.0	-	-	-	-	9.5	
	ST-UCA	18.8	21.8	9.4	10.9	-	-	-	-	12.5	14.5	6.3	7.3	-	-	-	-	12.7	
	UCA-RE	9.6	6.0	4.3	2.7	-	-	-	-	2.7	1.7	1.2	0.8	8.8	5.5	4.0	2.5	4.1	
	UCA-ST	5.9	6.7	2.9	3.3	-	-	-	-	8.0	9.1	4.0	4.5	-	-	-	-	5.6	
	RE-ST-UCA	17.2	19.8	9.3	10.7	-	-	-	-	7.1	8.2	3.9	4.4	-	-	-	-	10.1	
	RE-UCA-ST	11.2	12.7	4.9	5.5	-	-	-	-	11.3	12.7	4.9	5.6	-	-	-	-	8.6	
	ST-RE-UCA	16.2	18.1	6.0	6.6	-	-	-	-	0.9	1.0	0.3	0.4	-	-	-	-	6.2	
	ST-UCA-RE	16.2	18.1	6.0	6.6	-	-	-	-	0.9	1.0	0.3	0.4	-	-	-	-	6.2	
	UCA-RE-ST	4.3	4.9	4.9	5.5	-	-	-	-	4.3	4.9	4.9	5.6	-	-	-	-	4.9	
	UCA-ST-RE	5.9	6.8	3.0	3.4	-	-	-	-	6.1	7.0	3.1	3.5	-	-	-	-	4.8	
Modelo MDA9	RE	15.9	18.1	9.0	10.2	-	-	-	-	16.7	19.0	9.4	10.7	-	-	-	-	13.6	
	ST	7.4	8.3	2.7	3.0	8.9	10.0	3.2	3.6	7.8	8.8	2.8	3.2	-	-	-	-	5.8	
	UCA	14.3	25.2	4.7	8.2	-	-	-	-	9.3	16.4	3.0	5.3	-	-	-	-	10.8	
	RE-ST	3.9	4.4	3.5	3.9	3.3	3.7	2.9	3.2	3.5	4.0	3.1	3.5	-	-	-	-	3.6	
	RE-UCA	3.4	3.7	3.6	3.9	8.7	9.4	9.3	10.0	3.0	3.2	3.1	3.4	-	-	-	-	5.4	
	ST-RE	15.0	14.4	15.3	14.7	-	-	-	-	11.2	10.7	11.4	10.9	-	-	-	-	12.9	
	ST-UCA	13.4	16.7	13.4	16.7	-	-	-	-	14.2	17.7	14.2	17.7	-	-	-	-	15.5	
	UCA-RE	-	-	-	-	11.5	12.4	8.3	8.9	6.2	6.7	4.5	4.8	-	-	-	-	7.9	
	UCA-ST	5.2	5.8	4.2	4.7	4.1	4.6	3.3	3.7	5.0	5.7	4.1	4.6	-	-	-	-	4.6	
	RE-ST-UCA	12.9	14.6	5.7	6.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9.9	
	RE-UCA-ST	5.7	6.4	4.8	5.5	4.7	5.4	4.0	4.6	4.7	5.3	4.0	4.5	-	-	-	-	5.0	
	ST-RE-UCA	9.3	10.5	8.6	9.7	-	-	-	-	7.8	8.8	7.2	8.1	-	-	-	-	8.7	
	ST-UCA-RE	9.3	10.5	8.6	9.7	4.2	4.7	3.8	4.3	9.5	10.7	8.8	9.9	-	-	-	-	7.8	
	UCA-RE-ST	11.5	12.9	8.1	9.1	4.7	5.3	3.3	3.7	7.1	8.1	5.0	5.7	-	-	-	-	7.1	
	UCA-ST-RE	7.1	8.1	3.7	4.2	6.1	6.9	3.2	3.6	11.6	13.2	6.1	6.9	-	-	-	-	6.7	
Modelo MDA12	RE	-	-	-	-	19.7	16.3	1.7	1.4	38.8	32.1	3.2	2.7	-	-	-	-	14.5	
	ST	12.5	10.3	2.3	1.9	17.8	14.7	3.2	2.7	11.2	9.3	2.0	1.7	-	-	-	-	7.5	
	UCA	9.4	11.3	8.0	9.6	-	-	-	-	4.1	4.9	3.5	4.1	-	-	-	-	6.9	
	RE-ST	16.0	11.4	4.7	3.4	15.3	10.9	4.5	3.2	9.5	6.8	2.8	2.0	-	-	-	-	7.5	
	RE-UCA	-	-	-	-	8.7	7.6	1.9	1.7	14.3	12.4	3.1	2.7	-	-	-	-	6.5	
	ST-RE	12.4	9.7	2.7	2.1	17.5	13.7	3.7	2.9	10.0	7.8	2.1	1.7	-	-	-	-	7.2	
	ST-UCA	8.2	6.8	3.7	3.1	12.5	10.5	5.6	4.7	7.6	6.3	3.4	2.8	-	-	-	-	6.3	
	UCA-RE	4.7	3.9	4.2	3.5	9.7	8.1	8.8	7.3	4.7	3.9	4.2	3.5	-	-	-	-	5.6	
	UCA-ST	24.3	17.9	5.4	4.0	19.4	14.3	4.3	3.2	13.5	10.0	3.0	2.2	-	-	-	-	10.1	
	RE-ST-UCA	17.2	13.0	4.3	3.2	9.3	7.1	2.3	1.7	7.2	5.5	1.8	1.4	-	-	-	-	6.2	
	RE-UCA-ST	11.2	7.8	4.5	3.1	13.3	9.2	5.3	3.7	6.0	4.2	2.4	1.7	-	-	-	-	6.0	
	ST-RE-UCA	13.5	11.5	2.4	2.0	19.0	16.2	3.4	2.9	14.4	12.2	2.5	2.2	-	-	-	-	8.5	
	ST-UCA-RE	7.7	6.5	2.4	2.0	10.8	9.2	3.4	2.9	8.6	7.3	2.7	2.3	-	-	-	-	5.5	
	UCA-RE-ST	13.7	9.5	5.4	3.8	13.3	9.3	5.3	3.7	7.0	4.8	2.8	1.9	-	-	-	-	6.7	
	UCA-ST-RE	19.1	14.8	4.9	3.8	15.3	11.9	3.9	3.0	9.9	7.6	2.5	2.0	-	-	-	-	8.2	

Tabla 5.4 Resumen de valores del Factor de Modificación de Respuesta

Modelo	Código	Estático	Dinámico				
	R	R	1 registro	2 registros		3 registros	
			R' _{c,ay}	R' _{c,ay}	Variación	R' _{c,ay}	Variación
MDB1	5	6.4	18.1	15.7	-13.2%	12.9	-28.5%
MDB2	5	6.1	17.8	15.9	-10.2%	12.6	-29.3%
MDB3	5	5.0	9.9	8.6	-13.6%	8.4	-15.5%
MDB4	5	4.3	8.9	7.6	-14.9%	7.2	-19.6%
MDA3	12	10.7	9.3	8.1	-13.4%	7.5	-19.8%
MDA6	12	10.0	8.6	7.2	-16.3%	6.8	-21.1%
MDA9	12	9.9	10.1	8.3	-17.5%	7.5	-25.2%
MDA12	12	9.8	9.6	7.2	-24.9%	6.9	-28.6%

La diferencia entre los valores obtenidos para R estáticos y $R'_{c,ay}$ dinámicos pone en evidencia la influencia de las propiedades dinámicas de la estructura sobre su respuesta sísmica, por ejemplo: el incremento de período que experimenta la estructura durante el movimiento sísmico, el componente histerético del amortiguamiento y la influencia de los modos superiores en la respuesta sísmica. De ahí la importancia de considerar análisis dinámicos para la determinación del *Factor de Modificación de Respuesta*.

La Figura 5.9 presenta para modelos de Ductilidad Baja (DB) una comparación entre los valores de R especificado en la norma y los valores de R estáticos y $R'_{c,ay}$ dinámicos obtenidos de los análisis realizados. Como se expuso anteriormente, la figura muestra que los valores de R obtenidos de los análisis estáticos son muy cercanos a los valores de R especificados por la norma. Por otro lado los valores de $R'_{c,ay}$ dinámicos presentan valores muy superiores al especificado en la norma para los modelos de uno y dos niveles de Ductilidad Baja y que éstos tienen una marcada diferencia con los valores obtenidos para los modelos de tres y cuatro niveles cuyos valores son menores que los de uno y dos niveles pero siguen siendo mayores que el especificado en la norma.

La Figura 5.10 presenta el comportamiento de los valores obtenidos de R estáticos y $R'_{c,ay}$ dinámicos, los cuales se comparan con el valor de R especificado en la norma para modelos de Ductilidad Alta (DA). La figura presenta un comportamiento más uniforme de los valores tanto estáticos como dinámicos para todos los modelos. Esta uniformidad se traslada al comportamiento de los valores reducidos de $R'_{c,ay}$ obtenidos al aumentar el número de registros en las secuencias sísmicas.

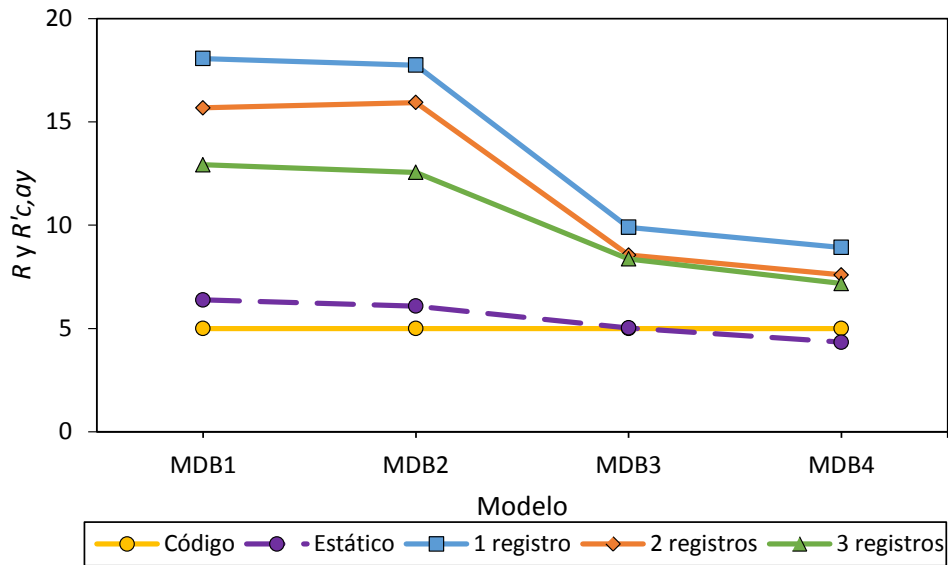


Figura 5.9 Comparativo de valores de R y $R'_{c,ay}$ para Ductilidad Baja (DB)

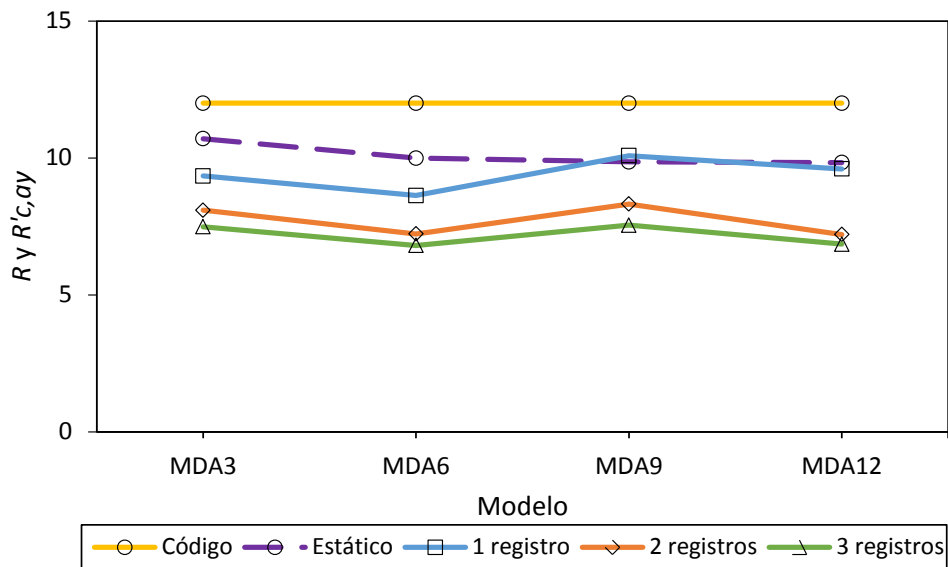


Figura 5.10 Comparativo de valores R y $R'_{c,ay}$ para Ductilidad Alta (DA)

De las Figuras 5.9 y 5.10 se puede notar como los valores obtenidos de R estáticos se ajustan mejor a los R especificados por la norma vigente. Esto es congruente con la época en que fue realizado dicha norma, en la cual los procedimientos utilizados para encontrar el *Factor de Modificación de Respuesta R* , muy probablemente correspondieron a los de un AENL sin considerar la respuesta dinámica de registros de eventos sísmicos.

La Figura 5.11 ilustra las comparaciones anteriores entre los R de la norma, R estático y $R'_{c,ay}$ dinámico en función del primer período elástico de cada modelo, tanto de Ductilidad Baja (DB)

como Alta (DA). En la gráfica se observa que para el rango de periodos cortos (< 0.30 seg.) los valores de $R'_{c,ay}$ tienden a ser mucho mayores que aquellos correspondientes a períodos más largos (> 0.50 seg.); en esta parte se observa que el valor de $R'_{c,ay}$ tiene una dependencia con el periodo elástico de la estructura. Ésta última aseveración ya la han mencionado otros autores (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007), quienes argumentan que puede ser demostrado como una suposición errónea que para el cálculo de las fuerzas de diseño se base en la suposición de un único valor del factor de reducción de fuerza para un sistema estructural y material dados, es decir, que el factor de modificación de respuesta puede variar en un mismo sistema estructural y no ser necesariamente constante.

Sin embargo, se observa que para el rango de períodos superiores (> 0.30 seg.) los valores de $R'_{c,ay}$ mantienen una relativa uniformidad y que dicha uniformidad es independiente de si se trata de modelos de Ductilidad Baja o Ductilidad Alta, es decir, que el valor de R se encuentra más relacionado con el período de la estructura que con el tipo de detallado que se haga a la misma.

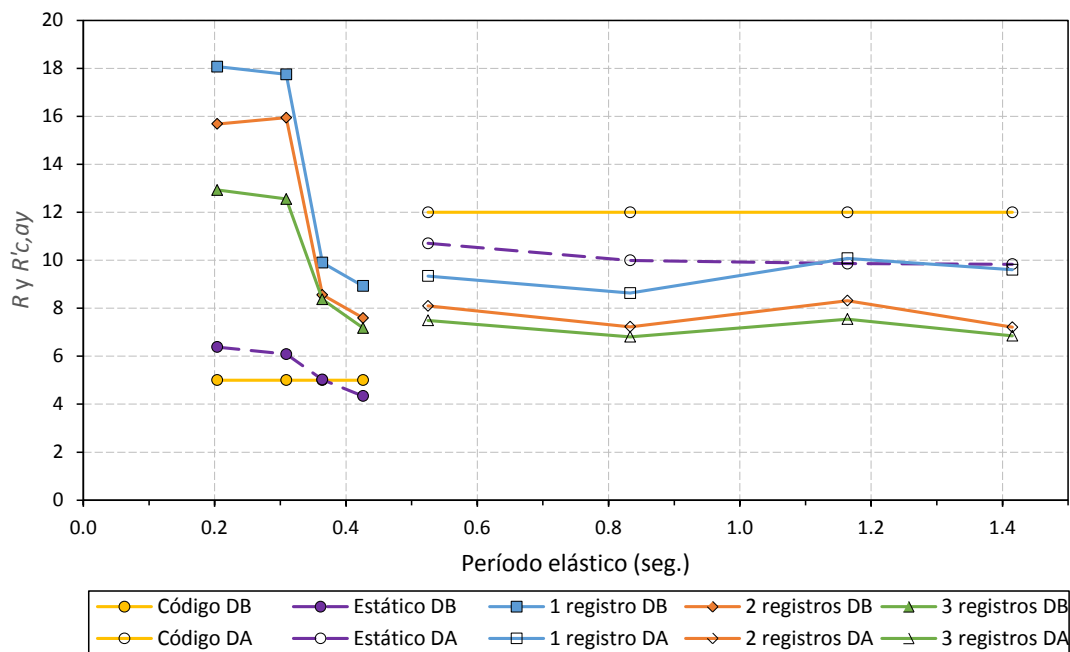


Figura 5.11 Comparativo de valores R y $R'_{c,ay}$ para DB y DA en función del período elástico

Estas tendencias se mantienen en los valores reducidos de $R'_{c,ay}$ obtenidos al aumentar el número de registros en las secuencias sísmicas. La Figura 5.11 también permite observar una reducción importante del valor obtenido de $R'_{c,ay}$ para dos registros cuando se compara con el obtenido para un registro, sin embargo, al comparar tres registros no se obtiene una reducción

importante respecto al de dos registros. Este hecho resalta la importancia de considerar más de un registro en la definición del *Factor de Modificación de Respuesta*, y que al considerar más de dos registros no se obtiene una diferencia importante en los resultados.

La reducción que sufre el *Factor de Modificación de Respuesta* $R'_{c,ay}$ al aumentar el número de registros en la secuencia sísmica posiblemente se debe a la degradación de las propiedades de los edificios, como resistencia y rigidez.

Como puede observarse en las ecuaciones 4.4 a 4.7 la fuerza sísmica de diseño es inversamente proporcional al *Factor de Modificación de Respuesta*, es decir, que para valores altos y pequeños del *Factor de Modificación de Respuesta* se tendrá una fuerza sísmica menor y mayor, respectivamente. Para los modelos de Ductilidad Baja los valores máximos obtenidos del *Factor de Modificación de Respuesta* son del orden de 18.1, 15.9 y 12.9, para 1, 2 y 3 registros, respectivamente, esto representaría un importante reducción de la fuerza sísmica de diseño del 262%, 218% y 158%, para 1, 2 y 3 registros, respectivamente. En el caso de Ductilidad Alta, los valores mínimos obtenidos son del orden de 8.6, 7.2 y 6.8, para 1, 2 y 3 registros, respectivamente, esto representaría un incremento de la fuerza sísmica de diseño del orden del 28.3%, 40.0% y 43.3%, para 1, 2 y 3 registros, respectivamente. Estas importantes variaciones en el cálculo de la fuerza sísmica de diseño, conllevan muchas implicaciones, principalmente, económicas y constructivas, razón por la cual investigaciones de este tipo deben ser ampliadas para obtener datos representativos de futuros valores recomendados del *Factor de Modificación de Respuesta*, no solo para sismos sucesivos, sino también para un solo evento que sirva como parámetro de comparación.

Los resultados discutidos en la presente sección deben ser tomados con precaución por el lector, ya que los alcances definidos para la presente investigación incluyen únicamente edificios de marcos de concreto reforzado y aunque se han definido quince secuencias sísmicas de tres acelerogramas registrados en tres diferentes estaciones, lo que conllevó realizar 1353 análisis, no se han cubierto todos los casos, por lo que, no representan necesariamente una tendencia de los valores de R para otros registros y secuencias de eventos.

5.4 Valores obtenidos del *Factor de Amplificación de Desplazamientos* $Cd_{análisis}$

Los valores obtenidos del *Factor de Amplificación de Desplazamientos* $Cd_{análisis}$ se presentan en las Tablas 5.5 y 5.6 para modelos de Ductilidad Baja (DB) y Ductilidad Alta (DA), respectivamente. Los valores presentados corresponden a la primera falla global alcanzada durante los análisis. La Tabla 5.5 muestra que para modelos de Ductilidad Baja los valores de $Cd_{análisis}$ son inversamente proporcionales al número de niveles, es decir, que disminuyen al aumentar el número de niveles de la estructura analizada. Además, se puede notar que para cada uno de los modelos el incremento en el número de registros en la secuencia sísmica analizada no produce diferencias importantes en el valor obtenido para $Cd_{análisis}$. En la Tabla 5.6 que presenta los valores de $Cd_{análisis}$ para Ductilidad Alta se observan iguales tendencias que las mostradas por los modelos de Ductilidad Baja en cuanto a disminución del valor obtenido con el aumento del número de niveles y la independencia del número de registros en la secuencia sísmica.

En la Tabla 5.7 se presenta el resumen de los valores de $Cd_{análisis}$ obtenidos tanto para los análisis estáticos como dinámicos, además, se comparan con el valor especificado por la norma para el *Factor de Amplificación de Desplazamientos* Cd . Se puede notar que para los valores de $Cd_{análisis}$ obtenidos a través de los análisis estáticos varían de 15.6 a 5.1 para modelos de Ductilidad Baja y de 8.2 a 4.9 para modelos de Ductilidad Alta. Los valores obtenidos a través de análisis dinámicos para un solo registro en la secuencia sísmica varían de 24.2 a 5.6 para modelos de Ductilidad Baja y de 11.8 a 6.9 para modelos de Ductilidad Alta. En el caso de los análisis dinámicos para sismos sucesivos, los valores obtenidos para $Cd_{análisis}$ son indiferentes al número de registros incluidos en la secuencia sísmica de análisis, ya que al incrementar el número de registros no se presenta una variación importante de dicho valor, y tal como se apuntó anteriormente, los valores tienden a variar fuertemente con el incremento en el número de niveles de la estructura analizada, lo que pone de manifiesto una fuerte dependencia del valor de $Cd_{análisis}$ respecto al período de la estructura, contrario a lo establecido por la norma el cual especifica el uso de un único valor para cada sistema estructural independiente del período de la estructura. Estas tendencias se observan tanto para los modelos de Ductilidad Baja como los de Ductilidad Alta.

Tabla 5.5 Valores del *Factor de Amplificación de Desplazamientos* $C_{d_{análisis}}$ para Ductilidad Baja (DB)

Secuencia	ID > 3%				Push dinámico -10%				IE > 0.3				Piso débil					
	FL		FG		FL		FG		FL		FG		FL		FG			
	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d		
Modelo MDB1	RE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	29.1	27.7	14.7	14.0
	ST	52.2	45.2	25.7	22.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20.9	19.2	10.1	9.3
	RE-ST	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14.8	12.9	14.8	12.9
	RE-UCA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19.4	16.4	9.6	8.1
	ST-RE	36.2	31.4	25.4	22.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-UCA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	15.4	13.5	12.1	10.6
	UCA-RE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19.1	16.1	9.5	8.0
	UCA-ST	-	-	-	-	39.6	33.0	19.3	16.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-ST-UCA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	15.2	13.2	11.1	9.7
	RE-UCA-ST	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11.5	9.7	5.7	4.8
	ST-RE-UCA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	17.0	14.9	12.3	10.7
	ST-UCA-RE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16.2	14.2	11.7	10.3
	UCA-RE-ST	-	-	-	-	28.3	23.6	19.3	16.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-ST-RE	-	-	-	-	29.4	24.5	19.3	16.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Modelo MDB2	RE	17.5	19.2	10.3	11.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST	20.0	19.7	11.9	11.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA	19.9	20.8	12.9	13.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-ST	20.6	22.7	12.0	13.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-UCA	19.3	21.8	12.9	14.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-RE	20.0	20.0	11.9	11.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-UCA	-	-	-	-	8.3	9.5	4.8	5.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-RE	19.6	22.2	12.7	14.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-ST	-	-	-	-	9.6	10.8	5.8	6.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-ST-UCA	20.8	23.4	12.0	13.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-UCA-ST	21.2	24.0	12.3	13.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-RE-UCA	20.3	22.7	11.9	13.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-UCA-RE	20.3	22.8	11.9	13.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-RE-ST	19.7	22.3	12.0	13.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-ST-RE	-	-	-	-	9.9	11.2	6.0	6.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Modelo MDB3	RE	11.1	6.3	6.2	3.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST	18.3	24.1	9.5	12.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA	15.5	13.5	9.6	8.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-ST	16.8	12.4	9.7	7.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-UCA	16.6	23.1	11.1	15.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-RE	16.7	21.9	9.6	12.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-UCA	14.2	14.2	9.6	9.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-RE	14.4	14.7	9.6	9.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-ST	14.4	14.8	9.7	9.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-ST-UCA	14.3	14.1	9.6	9.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-UCA-ST	15.6	15.7	9.7	9.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-RE-UCA	15.6	15.4	9.6	9.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-UCA-RE	14.5	12.2	9.6	8.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-RE-ST	14.6	15.0	9.7	10.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-ST-RE	14.3	14.7	9.5	9.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Modelo MDB4	RE	7.8	4.7	4.0	2.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST	12.3	9.3	7.1	5.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA	4.9	3.9	2.8	2.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-ST	11.6	8.9	6.7	5.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-UCA	4.4	4.0	2.4	2.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-RE	12.0	9.1	7.1	5.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-UCA	13.1	10.1	7.1	5.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-RE	4.8	4.8	2.6	2.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-ST	6.1	3.9	3.5	2.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-ST-UCA	12.2	9.4	6.6	5.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-UCA-ST	4.5	2.9	2.5	1.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-RE-UCA	13.1	10.0	7.1	5.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-UCA-RE	12.3	9.4	7.1	5.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-RE-ST	6.4	4.1	3.5	2.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-ST-RE	6.4	4.1	3.5	2.3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 5.6 Valores del *Factor de Amplificación de Desplazamientos* $Cd_{análisis}$ para Ductilidad Alta (DA)

Secuencia	ID > 3%				Push dinámico -10%				IE > 0.3				Piso débil				
	FL		FG		FL		FG		FL		FG		FL		FG		
	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d	e	d	
Modelo MDA3	RE	-	-	-	-	9.7	11.2	5.1	6.0	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST	15.8	18.4	9.2	10.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA	14.4	17.7	10.3	12.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-ST	15.9	18.5	9.2	10.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-UCA	16.6	19.1	10.0	11.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-RE	15.9	18.5	9.2	10.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-UCA	15.4	18.1	9.0	10.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-RE	16.3	19.5	9.9	11.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-ST	16.3	19.1	9.5	11.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-ST-UCA	16.1	18.7	9.2	10.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-UCA-ST	16.4	19.1	9.3	10.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-RE-UCA	15.5	18.2	9.1	10.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-UCA-RE	15.5	18.2	9.1	10.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-RE-ST	16.7	19.5	9.5	11.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-ST-RE	16.7	19.4	9.5	11.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Modelo MDA6	RE	13.7	14.8	6.9	7.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST	12.9	14.9	8.6	9.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA	8.1	5.3	5.6	3.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-ST	13.1	15.1	8.6	9.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-UCA	8.7	5.2	5.4	3.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-RE	13.3	14.9	8.6	9.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-UCA	12.9	14.9	8.6	10.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-RE	9.5	5.9	5.4	3.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-ST	13.6	15.6	8.8	10.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-ST-UCA	13.3	15.3	8.6	9.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-UCA-ST	13.6	15.4	9.0	10.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-RE-UCA	12.8	14.3	8.6	9.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-UCA-RE	12.8	14.3	8.6	9.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-RE-ST	13.4	15.2	9.0	10.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-ST-RE	13.5	15.5	8.8	10.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Modelo MDA9	RE	12.6	14.3	6.9	7.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST	13.1	14.7	7.8	8.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA	-	-	-	-	-	-	-	-	8.6	15.1	4.1	7.3	-	-	-	-
	RE-ST	12.2	13.8	7.8	8.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-UCA	18.1	19.6	7.0	7.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-RE	-	-	-	-	-	-	-	-	9.9	9.5	5.4	5.1	-	-	-	-
	ST-UCA	-	-	-	-	-	-	-	-	11.0	13.8	5.8	7.2	-	-	-	-
	UCA-RE	-	-	-	-	-	-	-	-	7.3	7.8	2.9	3.1	-	-	-	-
	UCA-ST	13.0	14.7	8.0	9.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-ST-UCA	12.9	14.6	7.8	8.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-UCA-ST	12.9	14.6	7.9	8.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-RE-UCA	12.7	14.4	7.8	8.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-UCA-RE	-	-	-	-	-	-	-	-	4.6	5.1	2.8	3.2	-	-	-	-
	UCA-RE-ST	13.1	14.8	8.0	9.1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-ST-RE	-	-	-	-	-	-	-	-	4.1	4.6	2.5	2.8	-	-	-	-
Modelo MDA12	RE	-	-	-	-	9.6	7.9	4.9	4.0	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST	-	-	-	-	-	-	-	-	5.2	4.3	3.4	2.8	-	-	-	-
	UCA	-	-	-	-	-	-	-	-	13.8	16.5	4.9	5.8	-	-	-	-
	RE-ST	-	-	-	-	9.2	6.6	6.0	4.3	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-UCA	-	-	-	-	5.4	4.7	2.8	2.4	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-RE	-	-	-	-	-	-	-	-	5.2	4.1	3.4	2.7	-	-	-	-
	ST-UCA	-	-	-	-	-	-	-	-	5.2	4.3	3.4	2.8	-	-	-	-
	UCA-RE	-	-	-	-	6.9	5.8	2.3	1.9	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-ST	-	-	-	-	10.4	7.6	6.6	4.8	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-ST-UCA	-	-	-	-	5.2	4.0	3.4	2.6	-	-	-	-	-	-	-	-
	RE-UCA-ST	-	-	-	-	9.6	6.7	6.3	4.4	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-RE-UCA	-	-	-	-	10.6	9.0	6.9	5.8	-	-	-	-	-	-	-	-
	ST-UCA-RE	-	-	-	-	10.4	8.9	6.9	5.8	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-RE-ST	-	-	-	-	10.5	7.3	6.6	4.6	-	-	-	-	-	-	-	-
	UCA-ST-RE	-	-	-	-	-	-	-	-	4.4	3.4	2.9	2.2	-	-	-	-

En la Tabla 5.7 se observa que para todos los modelos de Ductilidad Baja los valores de $Cd_{análisis}$ obtenidos de los análisis, tanto estáticos como dinámicos, son mayores a los valores de Cd establecidos en la norma, esto indica que el primer criterio de colapso alcanzado en las estructuras analizadas ocurre para valores de desplazamiento mucho mayores a los esperados por la norma, lo cual es adecuadamente conservador desde el punto de vista de la seguridad estructural. Sin embargo, como la tendencia es a disminuir los valores obtenidos con el incremento en el número de niveles se observa que para el modelo de Ductilidad Baja de cuatro niveles los valores obtenidos son muy cercanos al de la norma pero aún se mantienen mayores. De mantenerse la tendencia descendente de los valores de $Cd_{análisis}$ haría que modelos con un número de niveles mayores a cuatro estén por debajo del valor establecido en la norma, lo que significaría que se alcanza el primer criterio de colapso a valores de desplazamiento menores al esperado por la norma, dejando a la estructura sin ningún margen de seguridad estructural. Este comportamiento se observa en el caso de Ductilidad Alta, en el cual para los modelos de tres, seis y nueve niveles se obtienen valores de $Cd_{análisis}$ mayores que el especificado por la norma y por el contrario el modelo de doce niveles proporciona valores menores. Esto implica que el modelo de doce niveles alcanza su punto primer criterio de colapso para valores de desplazamiento inferiores a los esperados por el reglamento quedándose sin margen de seguridad estructural. Los resultados obtenidos para Ductilidad Alta también confirman la dependencia del valor de $Cd_{análisis}$ respecto del período de la estructura, contrario a la norma en el que se especifica un único valor de Cd para cada sistema estructural independiente del período. Los valores de la Tabla 5.7 son representados en las Figuras 5.12 y 5.13.

Tabla 5.7 Resumen de valores del *Factor de Amplificación de Desplazamientos* $Cd_{análisis}$

Modelo	Código	Estático	Dinámico (Primera falla)		
	Cd	Cd	1 reg. Cd	2 reg. Cd	3 reg. Cd
MDB1	5	15.6	24.2	18.2	15.2
MDB2	5	8.6	15.7	13.8	15.8
MDB3	5	6.4	11.5	13.3	12.1
MDB4	5	5.1	5.6	6.0	6.1
MDA3	8	8.2	11.8	13.9	13.8
MDA6	8	6.0	9.3	9.8	11.7
MDA9	8	4.9	10.1	9.5	8.6
MDA12	8	5.4	6.9	5.0	6.2

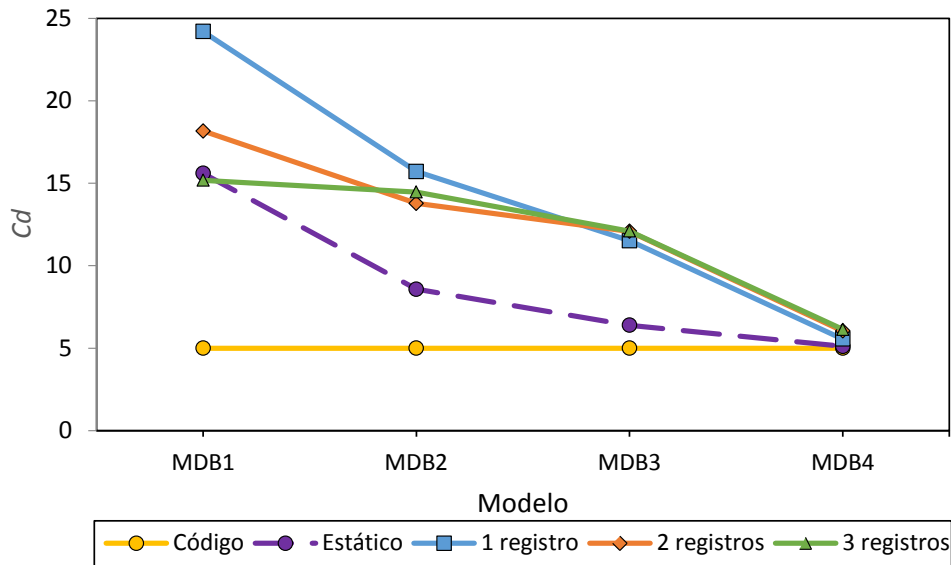


Figura 5.12 Comparativo de valores Cd y $Cd_{análisis}$ para Ductilidad Baja (DB)

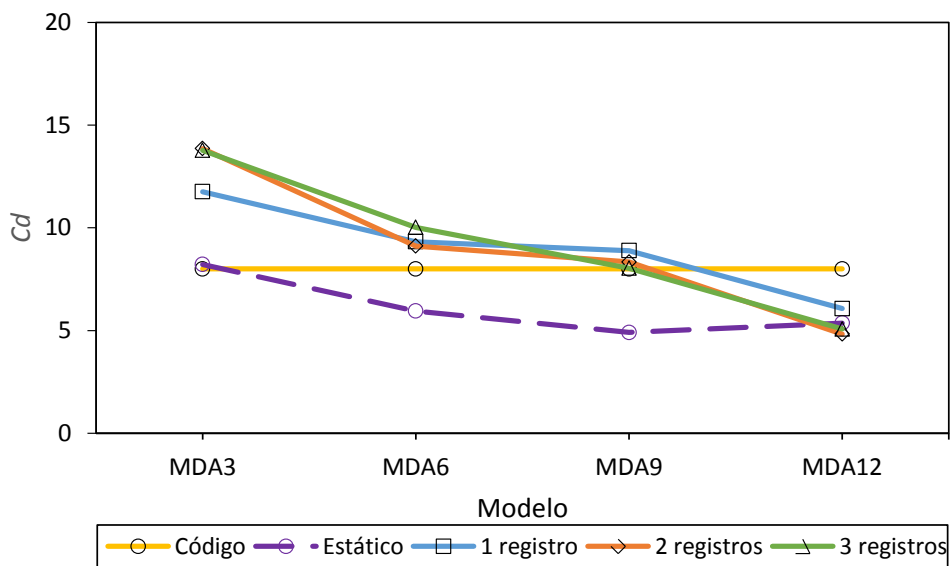


Figura 5.13 Comparativo de valores Cd y $Cd_{análisis}$ para Ductilidad Alta (DA)

La Figura 5.14 presenta los resultados obtenidos para Cd y $Cd_{análisis}$ en función del primer período elástico de las estructuras. Se observa que tanto para Ductilidad Baja como Ductilidad Alta los valores de Cd y $Cd_{análisis}$ decrecen constantemente con el incremento del período elástico de cada modelo, por lo que, el factor Cd y $Cd_{análisis}$ tiene completa dependencia de éste. Esto contrasta con la metodología propuesta por la norma de El Salvador y normativas de otros países donde se especifica el uso de un único valor de Cd para cada sistema estructural el cual permanece constante e independiente del número de niveles o período elástico del sistema estructural. La

Figura 5.14 revela que en base a los resultados obtenidos en la presente investigación, los valores de C_d especificados en la actual Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a) son conservadores para estructuras en el rango de períodos menores a 1.0 seg. y que para estructuras en el rango de períodos mayores a 1.0 seg. los valores especificados en la norma son no conservadores, quedando las estructuras sin margen de seguridad estructural.

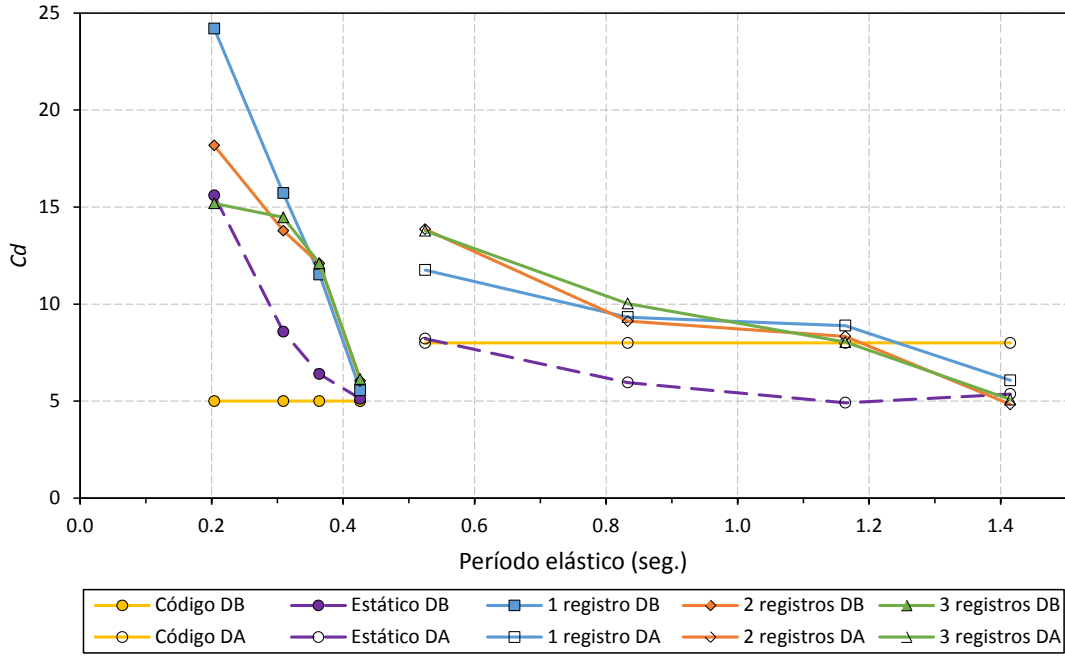


Figura 5.14 Comparativo de valores C_d y $C_{d_{análisis}}$ para Ductilidad Baja y Alta en función del período elástico

5.5 Valores obtenidos de la Deriva Máxima de Entrepiso Δ_{max}

En los capítulos precedentes de esta investigación, se discutió la necesidad de evaluar los valores de la Deriva Admisible de Entrepiso Δ_a recomendados en el Reglamento de Diseño Sísmico vigente, por lo tanto, es necesario evaluar la Deriva Máxima de Entrepiso Δ_{max} resultante de los ADINL justo antes de alcanzar el primer criterio de colapso según lo definido en la Sección 4.7.2, para posteriormente discutir resultados.

En este punto es necesario enfatizar que de acuerdo a la normativa vigente y a lo expuesto en la Sección 2.9 de esta investigación, la Deriva Admisible de Entrepiso Δ_a obedece a un control de daños desde un punto de vista económico el cual implicaría su posterior reparación luego de un

sismo de diseño. Por otra parte, las *Derivas Máximas de Entrepiso Δ_{max}* obtenidas en esta investigación, están asociadas al primer criterio de colapso alcanzado en los modelos estructurales, por lo tanto, las comparaciones que se realizarán entre las derivas admisibles recomendados en la norma vigente y las derivas máximas obtenidos deben ser utilizadas con cautela por el lector, ya que no necesariamente las derivas obtenidas representan un índice de daños en elementos no estructurales o de reparaciones desde un punto de vista económico.

La Tabla 5.8 muestra las *Derivas Máximas de Entrepiso Δ_{max}* obtenidas para los ADINL por cada secuencias sísmica (1 registro, 2 registros y 3 registros) de cada modelo justo antes de alcanzar el primer criterio de colapso y sus respectivas *Derivas Admisibles de Entrepiso Δ_a* . Al final de ésta tabla se muestra la máxima deriva de entrepiso Δ_{max} de todas las secuencias sísmicas, las cuales exceden los valores límites de las *Derivas Admisibles de Entrepiso Δ_a* , hasta en un 99.3% y en un 133.2% para los modelos de Ductilidad Baja (DB) y Alta (DA), respectivamente.

Las *Derivas Máximas Δ_{max}* (adimensionales) y *Admisibles Δ_a de Entrepiso* (adimensionales) en función del número de entrepisos se muestran en la Tabla 5.9, en donde se indican las *Derivas Admisibles de Entrepiso Δ_a* de 0.020 y 0.015 para los modelos de Ductilidad Baja (DB) y Alta (DA), respectivamente, y el resumen de las *Derivas Máximas de Entrepiso Δ_{max}* para cada combinación de registros de cada modelo. Las derivas mostradas en esta tabla están en función del número de entrepisos, es decir, como un factor de la altura de entrepiso; esto con el objeto de comparar más directamente con los valores admisibles.

Tabla 5.8 Derivas Máximas de Entrepiso Δ_{max} para los ADINL antes de alcanzar el primer criterio de colapso

Modelo	Entrepiso	Altura (m)	Aa (m)	Δ_{max} por secuencia sísmica (m)													Amax. (m)	Var.			
				RE	ST	UCA	RE-ST	UCA-ST	RE-ST-UCA	RE-UCA-ST	ST-RE-UCA	ST-UCA-RE	UCA-ST-RE	UCA-ST-RE	UCA-ST-RE						
MDB1	0-1	4.00	0.0800	0.1094	0.1385	0.1097	0.1194	0.1033	0.1370	0.1214	0.1119	0.1039	0.1206	0.1022	0.1209	0.1209	0.1037	0.1037	0.1037	0.1385	73.1%
	1-2	3.50	0.0700	0.1211	0.0923	0.1013	0.0950	0.1071	0.0919	0.0490	0.0996	0.0687	0.0950	0.0972	0.0918	0.0918	0.0950	0.0689	0.0689	0.1211	72.9%
	0-1	4.00	0.0800	0.0923	0.1364	0.1461	0.1363	0.1404	0.1372	0.0460	0.1445	0.0744	0.1365	0.1389	0.1373	0.1373	0.1359	0.0744	0.0744	0.1461	82.6%
	2-3	3.50	0.0700	0.1091	0.0915	0.0983	0.0956	0.1265	0.0930	0.0926	0.1063	0.0990	0.0944	0.0985	0.0930	0.0930	0.0985	0.0970	0.0970	0.1265	80.7%
MDB3	1-2	3.50	0.0700	0.0936	0.1203	0.1247	0.1217	0.1395	0.1221	0.1216	0.1229	0.1230	0.1103	0.1229	0.1221	0.1221	0.1233	0.1206	0.1206	0.1395	99.3%
	0-1	4.00	0.0800	0.0520	0.1305	0.1270	0.1327	0.1350	0.1327	0.1321	0.1335	0.1295	0.1309	0.1298	0.1328	0.1328	0.1299	0.1269	0.1269	0.1350	68.7%
	3-4	3.50	0.0700	0.1212	0.1210	0.1308	0.1228	0.1220	0.1204	0.1214	0.1230	0.1208	0.1227	0.1210	0.1210	0.1210	0.1225	0.1201	0.1201	0.1308	86.9%
	2-3	3.50	0.0700	0.0777	0.1022	0.0743	0.0966	0.0539	0.1016	0.1016	0.0670	0.0983	0.0963	0.0573	0.1019	0.1019	0.0983	0.0986	0.0986	0.1022	46.0%
MDB4	1-2	3.50	0.0700	0.0460	0.0857	0.0640	0.0747	0.0303	0.0854	0.0853	0.0583	0.0706	0.0748	0.0376	0.0856	0.0856	0.0704	0.0708	0.0857	0.0857	22.4%
	0-1	4.00	0.0800	0.0207	0.0731	0.0520	0.0643	0.0193	0.0729	0.0732	0.0466	0.0427	0.0642	0.0245	0.0733	0.0733	0.0424	0.0428	0.0733	0.0733	-8.4%
	2-3	4.00	0.0600	0.0417	0.0367	0.0437	0.0400	0.0624	0.0365	0.0364	0.0455	0.0361	0.0400	0.0394	0.0365	0.0365	0.0382	0.0361	0.0624	4.0%	
	1-2	4.00	0.0600	0.0578	0.0804	0.0962	0.0812	0.1026	0.0806	0.0792	0.0900	0.0840	0.0808	0.0836	0.0795	0.0795	0.0845	0.0820	0.0820	0.1026	71.0%
MDA3	0-1	4.50	0.0675	0.0425	0.1377	0.1421	0.1379	0.1377	0.1380	0.1354	0.1416	0.1395	0.1372	0.1363	0.1359	0.1359	0.1355	0.1421	0.1421	110.6%	
	5-6	4.00	0.0600	0.0320	0.0290	0.0336	0.0288	0.0313	0.0290	0.0291	0.0323	0.0306	0.0288	0.0305	0.0291	0.0291	0.0305	0.0305	0.0336	-43.9%	
	4-5	4.00	0.0600	0.0478	0.0643	0.0644	0.0640	0.0586	0.0643	0.0644	0.0620	0.0678	0.0640	0.0675	0.0644	0.0644	0.0677	0.0679	0.0679	13.2%	
	3-4	4.00	0.0600	0.0640	0.0950	0.0825	0.0947	0.0738	0.0950	0.0952	0.0804	0.0997	0.0989	0.0991	0.0951	0.0951	0.0997	0.0997	0.0997	66.2%	
MDA6	2-3	4.00	0.0600	0.0800	0.0992	0.0695	0.0990	0.0650	0.1000	0.0997	0.0673	0.1011	0.0997	0.1021	0.0992	0.0992	0.1026	0.1012	0.1026	71.0%	
	1-2	4.00	0.0600	0.1111	0.1169	0.1033	0.1168	0.1017	0.1185	0.1179	0.0997	0.1170	0.1182	0.1214	0.1171	0.1171	0.1213	0.1170	0.1214	102.3%	
	0-1	4.50	0.0675	0.1357	0.1352	0.1386	0.1355	0.1387	0.1368	0.1360	0.1355	0.1353	0.1370	0.1419	0.1351	0.1351	0.1412	0.1354	0.1419	110.2%	
	8-9	4.00	0.0600	0.0741	0.0355	0.0499	0.0377	0.0937	0.0222	0.0222	0.0348	0.0403	0.0378	0.0394	0.0356	0.0356	0.0400	0.0402	0.0937	56.2%	
MDA9	7-8	4.00	0.0600	0.0847	0.0713	0.0842	0.0703	0.1039	0.0438	0.0438	0.0554	0.0716	0.0705	0.0744	0.0712	0.0621	0.0757	0.0591	0.1039	73.2%	
	6-7	4.00	0.0600	0.0988	0.0927	0.0818	0.0900	0.1087	0.0564	0.0564	0.0584	0.0919	0.0903	0.0911	0.0927	0.0637	0.0932	0.0701	0.1087	81.2%	
	5-6	4.00	0.0600	0.1111	0.1073	0.0859	0.1073	0.1132	0.0738	0.0740	0.0472	0.1050	0.1086	0.1080	0.1075	0.0722	0.1071	0.0778	0.1132	88.7%	
	4-5	4.00	0.0600	0.1210	0.1202	0.1026	0.1200	0.1204	0.0973	0.0974	0.0573	0.1203	0.1203	0.1203	0.1205	0.0790	0.1204	0.0867	0.1210	101.7%	
MDA12	3-4	4.00	0.0600	0.1133	0.1154	0.1045	0.1147	0.1193	0.1084	0.1085	0.0662	0.1181	0.1147	0.1140	0.1157	0.0808	0.1157	0.0871	0.1193	98.8%	
	2-3	4.00	0.0600	0.1048	0.1028	0.1043	0.1024	0.1167	0.1129	0.1128	0.0658	0.1060	0.1024	0.1017	0.1031	0.0760	0.1032	0.0806	0.1167	94.5%	
	1-2	4.00	0.0600	0.0999	0.0861	0.1068	0.0866	0.1397	0.1130	0.1128	0.0613	0.0915	0.0864	0.0869	0.0864	0.0643	0.0896	0.0681	0.1397	132.8%	
	0-1	4.50	0.0675	0.1022	0.0751	0.1011	0.0750	0.1574	0.1063	0.1062	0.0558	0.0819	0.0747	0.0761	0.0754	0.0508	0.0804	0.0559	0.1574	133.2%	
MDA11	11-12	4.00	0.0600	0.0545	0.0259	0.0388	0.0299	0.0303	0.0259	0.0261	0.0557	0.0332	0.0202	0.0370	0.0280	0.0421	0.0261	0.0557	0.0557	-7.2%	
	10-11	4.00	0.0600	0.0751	0.0416	0.0718	0.0631	0.0515	0.0416	0.0418	0.0873	0.0721	0.0330	0.0744	0.0552	0.0552	0.0806	0.0508	0.0873	45.4%	
	9-10	4.00	0.0600	0.0680	0.0550	0.0726	0.0778	0.0486	0.0550	0.0551	0.0912	0.0866	0.0407	0.0881	0.0740	0.0740	0.0933	0.0664	0.0933	55.5%	
	8-9	4.00	0.0600	0.0796	0.0671	0.0774	0.0955	0.0350	0.0670	0.0672	0.0929	0.1033	0.0475	0.1017	0.0968	0.0968	0.1057	0.0761	0.1057	76.2%	
MDA12	7-8	4.00	0.0600	0.0860	0.0794	0.0776	0.1008	0.0403	0.0794	0.0796	0.0961	0.1079	0.0491	0.1030	0.1095	0.1095	0.1054	0.0854	0.1095	82.5%	
	6-7	4.00	0.0600	0.0828	0.0851	0.0811	0.0971	0.0486	0.0851	0.0852	0.0961	0.1033	0.0483	0.0965	0.1117	0.1117	0.0977	0.0872	0.1117	86.2%	
	5-6	4.00	0.0600	0.0781	0.0843	0.0904	0.0877	0.0500	0.0844	0.0845	0.1087	0.0924	0.0466	0.0857	0.1059	0.1059	0.0860	0.0824	0.1087	81.2%	
	4-5	4.00	0.0600	0.0748	0.0764	0.0950	0.0764	0.0473	0.0766	0.0765	0.1151	0.0805	0.0445	0.0756	0.0934	0.0934	0.0767	0.0722	0.1151	91.9%	
MDA12	3-4	4.00	0.0600	0.0676	0.0630	0.0864	0.0635	0.0451	0.0631	0.0631	0.1069	0.0681	0.0396	0.0648	0.0778	0.0778	0.0670	0.0595	0.1069	78.1%	
	2-3	4.00	0.0600	0.0644	0.0541	0.0786	0.0565	0.0427	0.0543	0.0542	0.1021	0.0614	0.0339	0.0587	0.0684	0.0617	0.0515	0.0515	0.1021	70.2%	
	1-2	4.00	0.0600	0.0577	0.0469	0.0728	0.0523	0.0395	0.0470	0.0470	0.1207	0.0566	0.0285	0.0544	0.0619	0.0619	0.0579	0.0448	0.1207	101.2%	
	0-1	4.50	0.0675	0.0559	0.0373	0.0690	0.0450	0.0322	0.0374	0.0373	0.1340	0.0491	0.0212	0.0469	0.0542	0.0542	0.0507	0.0352	0.1340	98.6%	

Ductilidad baja

Ductilidad alta

Tabla 5.9 Derivas Máximas Δ_{max} y Admisibles Δ_a de Entrepiso en función del número de entrepisos

	Modelo	Entrepiso	Δ_a	$\Delta_{max.}$			
				1 Registro	2 Registros	3 Registros	
Ductilidad baja	MDB1	0 - 1	0.020	0.035	0.034	0.030	
	MDB2	1 - 2	0.020	0.035	0.031	0.028	
		0 - 1	0.020	0.037	0.036	0.035	
	MDB3	2 - 3	0.020	0.031	0.036	0.028	
		1 - 2	0.020	0.036	0.040	0.035	
		0 - 1	0.020	0.033	0.034	0.033	
	MDB4	3 - 4	0.020	0.037	0.035	0.035	
		2 - 3	0.020	0.029	0.029	0.029	
		1 - 2	0.020	0.024	0.024	0.024	
		0 - 1	0.020	0.018	0.018	0.018	
	$\Delta_{max.}$ promedio =				0.031	0.032	0.030
	Ductilidad alta	MDA3	2 - 3	0.015	0.011	0.016	0.010
			1 - 2	0.015	0.024	0.026	0.021
			0 - 1	0.015	0.032	0.031	0.031
MDA6		5 - 6	0.015	0.008	0.008	0.008	
		4 - 5	0.015	0.016	0.017	0.017	
		3 - 4	0.015	0.024	0.025	0.025	
		2 - 3	0.015	0.025	0.025	0.026	
		1 - 2	0.015	0.029	0.030	0.030	
		0 - 1	0.015	0.031	0.031	0.032	
MDA9		8 - 9	0.015	0.019	0.023	0.010	
		7 - 8	0.015	0.021	0.026	0.019	
		6 - 7	0.015	0.025	0.027	0.023	
		5 - 6	0.015	0.028	0.028	0.027	
		4 - 5	0.015	0.030	0.030	0.030	
		3 - 4	0.015	0.029	0.030	0.029	
		2 - 3	0.015	0.026	0.029	0.026	
		1 - 2	0.015	0.027	0.035	0.022	
		0 - 1	0.015	0.023	0.035	0.018	
MDA12		11 - 12	0.015	0.014	0.014	0.011	
		10 - 11	0.015	0.019	0.022	0.020	
		9 - 10	0.015	0.018	0.023	0.023	
		8 - 9	0.015	0.020	0.026	0.026	
		7 - 8	0.015	0.022	0.027	0.027	
		6 - 7	0.015	0.021	0.026	0.028	
		5 - 6	0.015	0.023	0.027	0.026	
		4 - 5	0.015	0.024	0.029	0.023	
		3 - 4	0.015	0.022	0.027	0.019	
		2 - 3	0.015	0.020	0.026	0.017	
		1 - 2	0.015	0.018	0.030	0.015	
		0 - 1	0.015	0.015	0.030	0.012	
$\Delta_{max.}$ promedio =				0.022	0.026	0.022	

De la Tabla 5.9 para los modelos de Ductilidad Baja (DB), las *Derivas Máximas de Entrepiso Δ_{max}* promedio son del orden de 0.031, 0.032 y 0.030, para las combinaciones de 1, 2 y 3 registros, respectivamente, en comparación con la *Deriva Admisible de Entrepiso Δ_a* de 0.020. En los modelos de Ductilidad Alta (DA), las *Derivas Máximas de Entrepiso Δ_{max}* promedio son del orden de 0.022, 0.026 y 0.022, para las combinaciones de 1, 2 y 3 registros, respectivamente, en comparación con la *Deriva Admisible de Entrepiso Δ_a* de 0.015; los resultados obtenidos están dentro del rango de valores obtenidos por otros autores (Mwafy & Elnashai, 2002-a).

En primer lugar, nótese que los resultados de las *Derivas Máximas* promedio, para las secuencias sísmicas de 1, 2 y 3 registros, son muy cercanos en cada grupo de Ductilidad Baja y Alta, por lo que, no existe una diferencia significativa al incrementar el número de registros en las secuencias. En segundo lugar, las *Derivas máximas* promedio marcan una clara tendencia del punto en que se alcanza el primer criterio de colapso en los modelos de Ductilidad Baja (DB) y Alta (DA), pudiéndose limitar a 0.030 y 0.022, respectivamente. Finalmente, si se acepta que los valores admisibles definidos en la norma vigente de 0.020 y 0.015 son para un control de daños en elementos no estructurales, y que los valores de 0.030 y 0.022 son valores límites antes de alcanzar un criterio de colapso, esto representaría un incremento del 50.0% y 46.7% respecto de los valores admisibles, para los modelos de Ductilidad Baja (DB) y Alta (DA), respectivamente; nuevamente, valores muy cercanos entre sí que marcan una tendencia entre los valores admisibles y máximos obtenidos.

En las Figuras 5.15 y 5.16 se muestran las *Derivas Admisibles de Entrepiso Δ_a* y las envolventes de las *Derivas Máximas de Entrepiso Δ_{max}* de las secuencias sísmicas obtenidas en los ADINL en función del número de entrepisos. Se puede observar que para los modelos de Ductilidad Baja (DB) las derivas máximas obtenidas son mayores a las derivas admisibles y relativamente constantes en altura de cada modelo. Para el caso de los modelos de Ductilidad Alta (DA) también se mantienen superiores a los límites admisibles, no obstante en estos modelos se observa que en los niveles superiores las derivas se reducen a los valores admisibles, así mismo en los niveles inferiores de los modelos de 9 y 12 niveles.

Dado que las *Derivas Máximas de Entrepiso Δ_{max}* obtenidas son a la primera falla de colapso, el lector se puede referir a la Tabla 5.1 y a la discusión final de la sección 5.2 para asociar el tipo de falla alcanzada. Con base en los resultados anteriores, los valores de las *Derivas Admisibles de*

Entrepiso Δa establecidos en la norma vigente se consideran conservadores para el caso de colapso, ya que son del orden de la mitad de los valores máximos obtenidos en los ADINL.

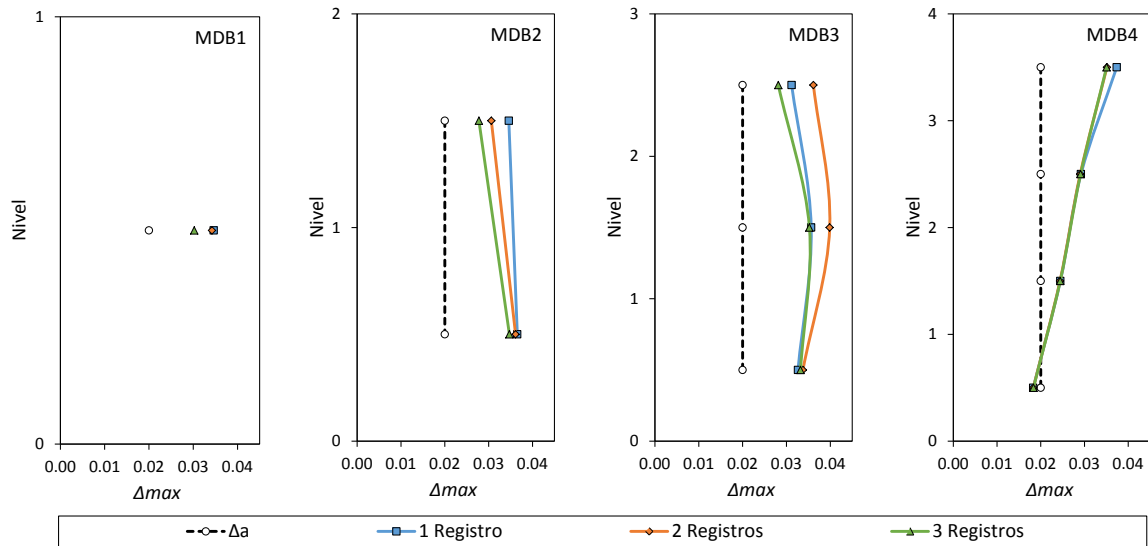


Figura 5.15 Derivas Máximas de Entrepiso Δ_{max} para Ductilidad Baja (DB)

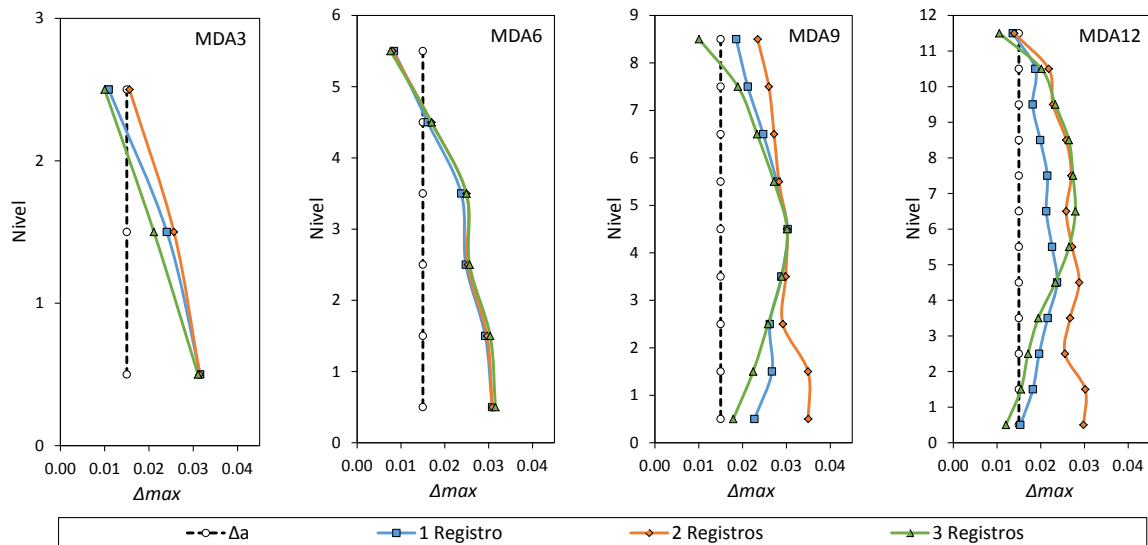


Figura 5.16 Derivas Máximas de Entrepiso Δ_{max} para Ductilidad Alta (DA)

Futuras investigaciones pueden profundizar en el estudio de la correlación que existe entre la deriva de entrepiso, los patrones y tipos de daño que ocurren en los elementos estructurales y así proponer posibles modificaciones a los límites admisibles establecidos en el reglamento de diseño, para lo cual se podría tomar en cuenta diferentes estados límite tales como el de daño leve, de seguridad de la vida y prevención del colapso.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Introducción

Esta es la primera investigación que se realiza de manera sistemática y detallada sobre el efecto de sismos sucesivos sobre la respuesta sísmica de edificios de marcos de concreto reforzado, y principalmente en la determinación analítica, y no por criterio ingenieril, de los valores del *Factor de Modificación de Respuesta R*, del *Factor de Amplificación de Desplazamientos Cd* y de la *Deriva Admisible de Entrepiso Δa* en El Salvador. Se ha evaluado el efecto de sismos sucesivos sobre la respuesta sísmica de edificios de concreto reforzado de apartamentos, utilizando secuencias sísmicas de uno, dos y tres registros acelerográficos de una zona geográfica específica. Los análisis incluyeron modelos de edificios de Ductilidad Baja de uno, dos, tres y cuatro niveles; y Ductilidad Alta de tres, seis, nueve y doce niveles.

Por lo anterior, esta investigación puede ser considerada como una primera metodología para la evaluación de los parámetros estudiados del *Factor de Modificación de Respuesta R*, del *Factor de Amplificación de Desplazamientos Cd* y $Cd_{análisis}$ y de la *Deriva Máxima de Entrepiso Δ_{max}* , considerando el efecto de sismos sucesivos en El Salvador, y debe ser ampliada a secuencias sísmicas con más estaciones acelerográficas del país y modelos de edificios de mayor altura; por ende, los resultados expuestos en esta investigación deben tomarse como preliminares y no concluyentes para edificios de marcos de concreto reforzado.

A continuación se presentan las conclusiones de la investigación basadas en los resultados obtenidos y discutidos en el capítulo anterior.

6.2 Conclusiones

- Los valores obtenidos del *Factor de Modificación de Respuesta* para los AENL (pushover estáticos) son del orden de 6.4 y 4.3 para modelos de Ductilidad Baja ($R_{norma} = 5$) en el rango de modelos de 1 a 4 niveles, respectivamente; y del orden de 10.7 y 9.8 para modelos de Ductilidad Alta ($R_{norma} = 12$) en el rango de modelos de 3 a 12 niveles, respectivamente. Para los modelos y registros estudiados, los resultados obtenidos confirmarían parcialmente los valores recomendados por la norma vigente, particularmente para los modelos de

Ductilidad Baja, lo que es congruente con la época en que fue publicada, en la cual los procedimientos utilizados para encontrar el *Factor de Modificación de Respuesta* muy probablemente correspondieron a los de un AENL sin considerar la respuesta dinámica de registros de eventos sísmicos.

- Los valores obtenidos del *Factor de Modificación de Respuesta* para los ADINL (pushover dinámicos) son del orden de 18.1 y 8.9 para 1 registro para modelos de Ductilidad Baja en el rango de modelos de 1 a 4 niveles, respectivamente. La gran diferencia de resultados para 1 registro en comparación con los obtenidos de los AENL, evidencian que existe una gran variabilidad cuando se consideran las propiedades dinámicas de los modelos sobre la respuesta sísmica, específicamente, para el rango de periodos cortos elásticos de 0.20 seg. a 0.43 seg de modelos de 1 a 4 niveles, respectivamente. Se observa entonces que a medida que el periodo elástico de los modelos aumenta, el *Factor de Modificación de Respuesta* decrece, lo anterior evidencia una clara dependencia entre ambos parámetros para periodos cortos menores a 0.43 seg. Este decremento en el *Factor de Modificación de Respuesta* obedece a que al aumentar el periodo disminuye la Sobre-Resistencia en los modelos (Ver Tabla A.1 para mayor detalle).
- Los valores obtenidos del *Factor de Modificación de Respuesta* para los ADINL (pushover dinámicos) son del orden de 8.6 y 10.1 para 1 registro para modelos de Ductilidad Alta. Aunque aún existen diferencias con los resultados para 1 registro de los AENL, ésta no es tan marcada como en el caso de los modelos de Ductilidad Baja. Lo anterior es debido a que en el caso de los modelos de Ductilidad Alta, el rango de periodos elásticos de 0.53 seg. a 1.42 seg. es mayor, lo que evidencia una tendencia a uniformizarse los resultados del *Factor de Modificación de Respuesta* al aumentar el periodo elástico de los modelos. Esta uniformidad en el *Factor de Modificación de Respuesta* obedece a que la Sobre-Resistencia en los modelos tiende a ser más constante (Ver Tabla A.2 para mayor detalle).
- Al evaluar la respuesta sísmica de sismos sucesivos en el *Factor de Modificación de Respuesta* para modelos de Ductilidad Baja, respecto a los valores obtenidos de 1 registro, se obtuvieron reducciones del orden de 10.2–14.9% y 15.5–29.3%, para secuencias de 2 y 3 registros, respectivamente. Para modelos de Ductilidad Alta, respecto a los valores obtenidos de 1 registro, se obtuvieron reducciones del orden de 13.4–24.9% y 19.8–28.6%, para secuencias de 2 y 3 registros, respectivamente. Esto permite observar una reducción importante del valor obtenido para un registro cuando consideramos dos registros en las secuencias sísmicas, sin

embargo, al considerar tres registros no se obtiene una reducción importante respecto del valor para dos registros. Este hecho resalta la importancia de considerar más de un registro en la definición del *Factor de Modificación de Respuesta*, y que al considerar más de dos registros no se obtiene una diferencia importante en los resultados.

- Los resultados del *Factor de Modificación de Respuesta* demuestran una fuerte dependencia con el período elástico de las estructuras, contrario a lo especificado por la normativa vigente en la cual se recomienda valores de R constantes, por lo que se vuelve necesario una revisión a profundidad de los valores propuestos en dicha norma.
- Para todos los análisis realizados y para todos los modelos y secuencias de eventos, el *Factor de Modificación de Respuesta* disminuye al aumentar el número de registros en la secuencia de eventos. Esto es debido a la degradación de las propiedades de resistencia y rigidez de los edificios.
- Los resultados obtenidos indican que edificios nuevos de Ductilidad Baja están siendo diseñados, de acuerdo a la normativa vigente, para cargas sísmicas conservadoras, y que los edificios ubicados en el rango de períodos muy cortos (menores a 0.30 seg.) podrían diseñarse incluso para una fuerza sísmica menor a la utilizada actualmente, aun considerando el efecto de sismos sucesivos. En contraparte, los resultados demuestran que edificios nuevos de Ductilidad Alta están siendo diseñados con niveles de fuerzas sísmicas menores a las ocurridas durante los eventos sísmicos registrados, situación que se empeora al considerar el efecto de sismos sucesivos por la importante reducción en el valor de R que se obtiene al considerar dos o más registros en las secuencias sísmicas. Es importante tomar en cuenta que esto podría empeorar si se utilizan registros más severos o con periodos dominantes cercanos a los de cada modelo.
- Los valores obtenidos del *Factor de Amplificación de Desplazamientos* para los AENL (pushover estáticos) son del orden de 15.6 y 5.1 para modelos de Ductilidad Baja ($Cd_{norma} = 5$) en el rango de modelos de 1 a 4 niveles, respectivamente; y del orden de 8.2 y 5.4 para modelos de Ductilidad Alta ($Cd_{norma} = 8$) en el rango de modelos de 3 a 12 niveles, respectivamente. Estos resultados discrepan con los valores recomendadas en la norma vigente, ya que para Ductilidad Baja y Alta los valores obtenidos están por encima y por debajo de los valores recomendados, respectivamente. Sin embargo, los valores obtenidos muestran una tendencia a disminuir a medida que incrementa el periodo elástico de los modelos, marcando una evidente dependencia entre parámetros.

- Los valores obtenidos del *Factor de Amplificación de Desplazamientos* para los ADINL (pushover dinámicos) son del orden de 24.2 y 5.6 para modelos de Ductilidad Baja en el rango de modelos de 1 a 4 niveles, respectivamente; y del orden de 11.8 a 6.9 para modelos de Ductilidad Alta en el rango de modelos de 3 a 12 niveles, respectivamente. Al evaluar la respuesta sísmica de sismos sucesivos para 2 y 3 registros los valores obtenidos muestran que dicho factor es indiferente al efecto acumulado de sismos sucesivos, ya que no presentan variaciones importantes al incrementar el número de registros en las secuencias sísmicas.
- Los valores de la *Deriva Admisible de Entrepiso* de la norma vigente se consideran conservadores, si se habla del estado límite de colapso, ya que son del orden de la mitad de los valores máximos obtenidos durante los ADINL. Sin embargo, debe tenerse especial atención al hecho de que los valores admisibles están relacionado a un control de daños desde un punto de vista económico, mientras que los valores obtenidos están asociados al primer criterio de colapso alcanzado.
- Los valores de la *Deriva Máxima de Entrepiso* promedio son del orden de 0.030 y 0.022 para modelos de Ductilidad Baja y Alta, respectivamente. Dichos valores pueden considerarse como preliminares para el primer criterio de colapso alcanzado. En contraste con los valores recomendados por la norma vigente de 0.020 y 0.015 para modelos de Ductilidad Baja y Alta, respectivamente; existe una variación del orden del 50.0% y 46.7%, respectivamente. Resulta entonces que desde el punto de vista ingenieril, existe un factor de seguridad del orden de 2.0 en los valores de las *Derivas Admisibles de Entrepiso* recomendadas en la norma vigente.
- En cuanto al primer modo de falla alcanzado en los ADINL, para edificios con períodos muy cortos (< 0.20 seg.) el colapso está asociado a la generación de un mecanismo de piso débil debido a la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las columnas en un mismo entrepiso. Para edificios en el rango de períodos intermedios (> 0.20 seg. y < 0.90 seg.) el colapso está asociado a desplazamientos laterales muy grandes que producen inestabilidad global de la estructura. Para el rango de períodos altos (> 0.90 seg.) los desplazamientos laterales excesivos producen aumentos significativos en los índices de estabilidad lo que redundará en caídas en la resistencia global en más del 10%.

6.3 Recomendaciones

- Los resultados presentados en las secciones y capítulos precedentes corresponden a una limitada cantidad de registros (3 en total, por ende 12 secuencias sísmicas en total) y número de modelos de edificios utilizados (8 en total); lo que produjo 1353 análisis estáticos y dinámicos efectuados. Por lo que, aun cuando los resultados expresan una tendencia del comportamiento de R , Cd y Δa , se recomienda ampliar la presente investigación incluyendo una mayor cantidad de registros representativos de las estaciones disponibles, y agruparse por fuente lejana y cercana. Debe tenerse especial cuidado en no incluir registros deliberadamente bajos o fuertes en una misma secuencia, ya que obviamente se predispone la máxima respuesta al registro de mayores intensidades de aceleración; y más bien lo que debe buscarse es una uniformidad de las máximas respuestas en las secuencias sísmicas.
- Se recomienda que para investigaciones que involucren secuencias sísmicas, éstas sean limitadas a 2 registros, ya que se pudo comprobar que secuencias de 3 registros no muestran mayores variaciones en las respuestas respecto de las de 2 registros.
- Se recomienda que para investigaciones donde se busque evaluar una zona geográfica específica en la que no hayan estaciones acelerográficas cercanas, los registros de aquellas estaciones más próximas sean llevados a nivel de roca (deconvolución), y posteriormente de acuerdo al perfil estratigráfico de la zona en estudio, se lleven a nivel de superficie. En este caso es necesario elaborar estudios geotécnicos para determinar los perfiles estratigráficos y los respectivos valores que sirvan de insumo para la deconvolución.
- Dada la influencia que tiene el efecto de sismos sucesivos sobre los parámetros de diseño sísmico, hecho que ha quedado evidenciado en la presente investigación, se recomienda realizar investigaciones que incluyan otros sistemas estructurales de edificios; en la medida que más sistemas estructurales sean evaluados, se podrían generar eventualmente bases de datos para uniformizar los valores obtenidos. En este punto, y dada la inmensa cantidad de tiempo que involucran estas investigaciones, se recomienda evaluar la experiencia y recomendaciones citadas en el ATC-34 (Applied Technology Council, 1995-b) de cómo pueden sistematizarse estas investigaciones.
- Con base en los resultados obtenidos en esta investigación en la respuesta sísmica considerando el efecto de sismo sucesivos, se recomienda que este hecho sea considerado en la evaluación del riesgo sísmico en El Salvador y por ende que futuras normativas de diseño sísmico incorporen las consideraciones respectivas, tanto en los factores en evaluación como

en procesos de análisis y diseño, con el objetivo que las futuras estructuras se desempeñen adecuadamente ante el efecto acumulado de dos o más eventos sísmicos. En este punto, debe evaluarse a nivel normativo, el involucramiento y conocimiento de los propietarios de las estructuras, y definir conjuntamente el nivel de daño esperado, esto puede brindar una salida técnica-económica, tanto si desea considerar o no en un nuevo diseño el efecto de sismos sucesivos.

- Los resultados obtenidos demuestran una importante diferencia en el comportamiento de las estructuras para el rango de períodos muy cortos (< 0.40 seg.), principalmente en el *Factor de Modificación de Respuesta* y en el *Factor de Amplificación de Desplazamientos*, por lo que, se recomienda realizar estudios complementarios enfocados especialmente en este rango de estructuras, dado que constituyen la media de edificaciones que actualmente existen en El Salvador. Sin embargo, en el rango de períodos superiores, se ha identificado que la respuesta sísmica de estos dos parámetros tienden a ser marcadamente uniforme. Por ende, debe también incluirse en futuras investigaciones el evaluar el porqué del comportamiento diferenciado entre estos dos grupos, y brindar una solución técnica-investigativa que concatene ambos rangos de valores en estos dos parámetros.
- Tomando en cuenta los resultados obtenidos en la presente investigación en cuanto a la evidente dependencia de los factores R y C_d con el período elástico de las estructuras de edificios de marcos de concreto reforzado, se recomienda que futuras actualizaciones de las normativas de diseño por sismo de El Salvador consideren dicha dependencia para el establecimiento de los valores propuestos para estos factores, y con base en un sólido espacio muestral de resultados, se logren identificar tendencias del comportamiento de estos parámetros.
- Futuras investigaciones pueden profundizar en el estudio de la correlación que existe entre la deriva de entrepiso, los patrones y tipos de daño que ocurren en los elementos estructurales y así proponer posibles modificaciones a los límites admisibles establecidos en el reglamento de diseño, para lo cual se podría tomar en cuenta diferentes estados límite tales como el de seguridad de la vida, prevención del colapso y límite de daños.

REFERENCIAS

- Ambraseys, N., Bommer, J., Buforn, E., & Udías, A. (2001). The earthquake sequence of May 1951 at Jucuapa, El Salvador. *Journal of Seismology*, 5, 23-39.
- American Concrete Institute. (1999). *ACI 318-99 Building code requirements for structural concrete and commentary*.
- American Society of Civil Engineers. (2010). *ASCE/SEI 7-10 Minimum design loads for buildings and other structures*.
- Applied Technology Council. (1978). *ATC 3-06 Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings*.
- Applied Technology Council. (1995-a). *ATC-19 Structural response modification factors*.
- Applied Technology Council. (1995-b). *ATC-34 A critical review of current approaches to earthquake-resistant design*.
- Applied Technology Council. (1996). *ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Volume 1 & 2*.
- Applied Technology Council. (2010). *ATC-72-1 Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings*.
- Benito, B., Cepeda, J., & Martínez Díaz, J. (2004). Analysis of the spatial and temporal distribution of the 2001 earthquakes in El Salvador. *Geological Society of America, Special Paper 375*, 339-356.
- Borzi, B., & Elnashai, A. (2000). Refined force reduction factors for seismic design. *Engineering Structures*, 22, 1244-1260.
- CASALCO. (2014). Reyes de la Altura. *Revista Construcción*(Julio-Agosto), 10-17.
- Chopra, A. (2012). *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering* (Fourth ed.). Prentice Hall.
- D'Ayala, D., & Vamvatsikos, D. (2015). *Guidelines for analytical vulnerability assessment of low/mid-rise buildings* (Vols. 2015-08 V1.0.0). GEM Technical report.
- Dengo, G., Fiedler, G., Knudsen, C., Lomnitz, C., & Rosenblueth, E. (1965). *El Salvador, Misión de reconocimiento sismológico, Informe preliminar (Mayo 1965)*. UNESCO, París.
- Dewey, J., White, R., & Hernández, D. (2004). Seismicity and tectonics of El Salvador. *Geological Society of America, Special Paper 375*, 363-378.

- European Standard EN 1998-1. (2002). *Eurocode 8: Design of structures for earthquakes resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.*
- Federal Emergency Management Agency. (2009). *FEMA-P695 Quantification of Building Seismic Performance Factors.*
- Hatzigeorgiou, G. (2010). Behavior factors for nonlinear structures subjected to multiple near-fault earthquakes. *Computers and Structures, 88*, 309-321.
- Hatzigeorgiou, G., & Liolios, A. (2010). Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30*, 1010-1025.
- Kattan Jokisch, C. (Marzo de 2014). Datos de espesores de suelo de San Salvador. (J. Hernández De Paz, & C. Ramírez Morales, Entrevistadores)
- López, M., Bommer, J., & Pinho, R. (2004). Seismic hazard assessments, seismic design codes, and earthquake engineering in El Salvador. *Geological Society of America, Special Paper 375*, 301-320.
- Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering, 114*(8), 1804-1826.
- Ministerio de Obras Públicas. (21 de Enero de 1966). Reglamento de diseño sísmico de El Salvador. *Diario Oficial No 15, Tomo 210*(Decreto No 6).
- Ministerio de Obras Públicas. (14 de Septiembre de 1989). Reglamento de emergencia de diseño sísmico de la República de El Salvador. *Diario Oficial No 170, Tomo 304*(Decreto No 14).
- Ministerio de Obras Públicas. (30 de Octubre de 1996-a). Norma técnica para diseño por sismo de la República de El Salvador. *Diario Oficial No 204, Tomo 333*(Decreto No 105).
- Ministerio de Obras Públicas. (30 de Octubre de 1996-b). Reglamento para la seguridad estructural de las construcciones de la República de El Salvador. *Diario Oficial No 204, Tomo 333*(Decreto No 105).
- Mwafy, A., & Elnashai, A. (2002-a). Calibration of force reduction factors of RC buildings. *Journal of Earthquake Engineering, 6*(2), 239-273.
- Mwafy, A., & Elnashai, A. (2002-b). Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings. *The Structural Design of Tall Buildings, 11*, 329-351.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.* John Wiley & Sons, Inc.
- Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-based seismic design of structures.* IUSS Press.

- Rosenblueth, E., & Prince, J. (1965). El temblor de San Salvador, 3 de Mayo 1965. (A. C. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Ed.) *Primer Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*.
- Seismosoft SRL. (2014). *SeismoStruct - Manual del usuario para la versión 7.0*.
- Uang, C. M. (1992). Seismic force reduction and displacement amplification factors. *Earthquake Engineering, Tenth World Conference: Madrid, Spain*, 5875-5880.
- Uang, C.-M., & Maarouf, A. (1996). *Evaluation of displacement amplification factor for seismic design provisions (California Strong Motion Instrumentation Program)*. Boston.
- Vamvatsikos, D. (2002). *Thesis: Seismic performance, capacity an reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis*. Stanford University.
- Veletsos, A., & Newmark, N. (11-18 de July de 1960). Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions. *Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering: Tokyo and Kyoto, Japan*, 895-912.
- Vielma, J., Barbat, A., & Oller, S. (2006). Factores de reducción de respuesta, estado del arte y estudio comparativo entre códigos. *Revista internacional de ingeniería de estructuras*, 11(1), 77-106.
- White, R. (1991). Tectonic implications of upper-crustal seismicity in Central America. *The Geology of North America, Decade Map Volume 1*, 323-338.
- Whittaker, A., Hart, G., & Rojahn, C. (1999). Seismic response modifications factors. *Journal of structural engineering*, April, 438-444.
- Zafar, A. (2009). *Thesis: Response modification factor of reinforced concrete moment resisting frames in developing countries*. University of Illinois at Urbana-Champaign.

Apéndice A

Como ha sido expuesto en la Sección 2.7, los resultados obtenidos del *Factor de Modificación de Respuesta* considerando el movimiento del terreno son mostrados en las Tablas 5.2 y 5.3, para los modelos de Ductilidad Baja y Alta, respectivamente, y están dados por la ecuación (2.31):

$$R'_{c,ay} = R_{c,ay} \Omega_d = (a_{g(\text{colapso})}/a_{g(\text{fluencia-efectiva})}) \Omega_d \quad (2.31)$$

Donde el *Factor de Sobre-Resistencia* ($\Omega_d = \text{resistencia diseño} - \text{efectiva} = V_y/V_d$) es obtenido considerando la parte estática (Ω_{d-e}) y dinámica (Ω_{d-d}) de cada marco central representativo para la falla local (FL) y global (FG)

La primera parte (e: estática) es obtenida de los AENL en la bilinealización de la curva de respuesta fuerza-desplazamiento de cada modelo, donde V_y es la fuerza que produce la fluencia. La segunda parte (d: dinámica) es obtenida de los ADINL, donde V_y es la fuerza que produce la primera fluencia en cada secuencia de eventos. En ambos casos, V_d es la fuerza utilizada en el diseño de cada marco central representativo.

Las Tablas A.1 y A.2 muestran los componentes del Factor de Modificación de Respuesta de las Tablas 5.2 y 5.3: $R_{c,ay}$, Ω_{d-e} y Ω_{d-d} , para los modelos de Ductilidad Baja y Alta, respectivamente.

A manera de ejemplo, a continuación se muestra la obtención de $R'_{c,ay}$ para el modelo MDA9, secuencia ST-RE, para el Índice de Estabilidad (IE) (Por exactitud, se muestran dos decimales en los datos de entrada):

$$\text{Datos: } R_{c,ay}(FL) = 5.50, \quad R_{c,ay}(FG) = 5.61, \quad \Omega_{d-e} = 2.03, \quad \Omega_{d-d} = 1.94$$

$$R'_{c,ay}(FL, e) = 5.50 * 2.03 = 11.165 \approx 11.2$$

$$R'_{c,ay}(FL, d) = 5.50 * 1.94 = 10.670 \approx 10.7$$

$$R'_{c,ay}(FG, e) = 5.61 * 2.03 = 11.388 \approx 11.4$$

$$R'_{c,ay}(FG, d) = 5.61 * 1.94 = 10.883 \approx 10.9$$

Tabla A.1 Componentes del Factor de Modificación de Respuesta ($R'_{c,ay}$): $R_{c,ay}$, Ω_{d-e} y Ω_{d-d} para Ductilidad Baja (DB)

Secuencia	ID > 3%		Push dinámico - 10%		IE > 0.3		Piso débil		Ω_{d-e}	Ω_{d-d}	
	FL	FG	FL	FG	FL	FG	FL	FG			
	Rc,ay	Rc,ay	Rc,ay	Rc,ay	Rc,ay	Rc,ay	Rc,ay	Rc,ay			
Modelo MDB1	RE	5.6	3.9	0.0	0.0	0.0	0.0	2.1	1.4	3.7	3.5
	ST	15.3	6.9	0.0	0.0	0.0	0.0	10.5	4.8	3.7	3.2
	UCA	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.4	1.2	3.7	3.4
	RE-ST	6.0	5.6	0.0	0.0	0.0	0.0	3.8	3.5	3.7	3.2
	RE-UCA	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.6	2.5	3.7	3.1
	ST-RE	5.8	5.6	0.0	0.0	0.0	0.0	3.8	3.7	3.7	3.2
	ST-UCA	6.4	6.8	0.0	0.0	0.0	0.0	2.7	2.9	3.7	3.3
	UCA-RE	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	2.8	3.7	3.1
	UCA-ST	9.4	16.7	6.2	11.1	0.0	0.0	1.2	2.1	3.7	3.1
	RE-ST-UCA	4.8	3.6	0.0	0.0	0.0	0.0	3.3	2.5	3.7	3.2
	RE-UCA-ST	7.8	4.8	0.0	0.0	0.0	0.0	2.3	1.4	3.7	3.1
	ST-RE-UCA	5.0	4.8	0.0	0.0	0.0	0.0	2.8	2.7	3.7	3.3
	ST-UCA-RE	5.0	5.4	0.0	0.0	0.0	0.0	1.9	2.1	3.7	3.3
	UCA-RE-ST	5.5	5.2	4.6	4.3	0.0	0.0	1.1	1.1	3.7	3.1
	UCA-ST-RE	5.9	5.5	4.8	4.5	0.0	0.0	1.2	1.1	3.7	3.1
Modelo MDB2	RE	16.0	12.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.4	2.6
	ST	3.3	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.4	2.3
	UCA	6.6	3.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.4	2.5
	RE-ST	10.1	2.8	0.0	0.0	3.9	1.1	15.5	4.3	2.4	2.6
	RE-UCA	6.5	7.7	0.0	0.0	0.0	0.0	19.8	23.3	2.4	2.7
	ST-RE	3.8	1.9	0.0	0.0	9.7	4.9	2.2	1.1	2.4	2.4
	ST-UCA	2.0	1.4	10.7	7.7	0.0	0.0	0.0	0.0	2.4	2.7
	UCA-RE	5.2	5.9	0.0	0.0	0.0	0.0	3.5	4.0	2.4	2.7
	UCA-ST	0.8	1.3	3.7	5.5	2.0	2.9	4.5	6.6	2.4	2.7
	RE-ST-UCA	9.5	3.6	0.0	0.0	9.8	3.7	12.9	4.9	2.4	2.7
	RE-UCA-ST	1.4	1.9	0.0	0.0	2.6	3.5	5.6	7.3	2.4	2.7
	ST-RE-UCA	3.0	1.3	0.0	0.0	4.2	1.9	8.9	4.0	2.4	2.7
	ST-UCA-RE	3.0	1.2	0.0	0.0	7.0	2.8	3.6	1.4	2.4	2.7
	UCA-RE-ST	3.5	2.3	0.0	0.0	0.0	0.0	9.8	6.5	2.4	2.7
	UCA-ST-RE	2.8	1.9	10.1	6.7	5.2	3.5	11.0	7.3	2.4	2.7
Modelo MDB3	RE	7.9	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	1.1
	ST	2.1	9.4	0.0	0.0	0.8	3.5	0.4	1.8	2.0	2.6
	UCA	11.0	5.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	1.8
	RE-ST	2.4	1.4	0.0	0.0	3.5	1.9	2.1	1.2	2.0	1.5
	RE-UCA	1.7	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	7.2	6.4	2.4	3.3
	ST-RE	2.1	3.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	2.6
	ST-UCA	4.5	3.4	6.6	5.0	2.6	1.9	3.1	2.3	2.0	2.0
	UCA-RE	5.5	8.8	0.0	0.0	0.0	0.0	4.7	7.6	2.0	2.1
	UCA-ST	4.3	5.5	0.0	0.0	2.0	2.6	4.5	5.7	2.0	2.1
	RE-ST-UCA	7.2	3.6	0.0	0.0	5.3	2.6	4.0	2.0	2.0	2.0
	RE-UCA-ST	5.8	4.7	0.0	0.0	3.0	2.4	8.8	7.0	2.0	2.0
	ST-RE-UCA	6.3	3.1	0.0	0.0	3.6	1.8	3.1	1.6	2.0	2.0
	ST-UCA-RE	7.0	2.0	0.0	0.0	6.0	1.7	3.5	1.0	2.0	1.7
	UCA-RE-ST	2.9	5.5	0.0	0.0	3.0	5.7	3.5	6.8	2.0	2.1
	UCA-ST-RE	4.1	4.6	5.0	5.7	2.9	3.2	4.3	4.9	2.0	2.1
Modelo MDB4	RE	4.1	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	1.1
	ST	2.8	5.6	0.0	0.0	0.0	0.0	10.6	21.2	1.8	1.4
	UCA	5.5	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	1.4
	RE-ST	2.6	5.5	0.0	0.0	0.7	1.5	3.7	7.9	1.8	1.4
	RE-UCA	5.1	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	2.2	1.8	1.6
	ST-RE	2.2	5.7	0.0	0.0	1.2	3.1	4.9	12.9	1.8	1.4
	ST-UCA	3.4	5.3	0.0	0.0	1.8	2.7	4.3	6.7	1.8	1.4
	UCA-RE	5.5	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	15.9	5.1	1.8	1.8
	UCA-ST	4.1	5.9	5.0	7.1	1.0	1.4	2.6	3.8	1.8	1.2
	RE-ST-UCA	3.0	5.5	0.0	0.0	3.7	6.9	2.2	4.0	1.8	1.4
	RE-UCA-ST	5.2	8.1	0.0	0.0	1.5	2.4	4.3	6.8	1.8	1.2
	ST-RE-UCA	3.3	5.7	0.0	0.0	3.5	6.0	0.0	0.0	1.8	1.4
	ST-UCA-RE	2.4	5.7	0.0	0.0	2.5	6.0	0.0	0.0	1.8	1.4
	UCA-RE-ST	4.9	6.7	0.0	0.0	1.2	1.7	4.4	6.1	1.8	1.2
	UCA-ST-RE	4.5	6.9	7.6	11.7	2.0	3.1	4.6	7.1	1.8	1.2

Tabla A.2 Componentes del *Factor de Modificación de Respuesta* ($R'_{c,ay}$): $R_{c,ay}$, Ω_{d-e} y Ω_{d-d} para Ductilidad Alta (DA)

Secuencia	ID > 3%		Push dinámico - 10%		IE > 0.3		Piso débil		Ω_{d-e}	Ω_{d-d}	
	FL	FG	FL	FG	FL	FG	FL	FG			
	Rc,ay	Rc,ay	Rc,ay	Rc,ay	Rc,ay	Rc,ay	Rc,ay	Rc,ay			
Modelo MDA3	RE	0.0	0.0	2.5	3.4	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	3.0
	ST	2.9	1.6	0.0	0.0	3.6	2.1	0.0	0.0	2.6	3.0
	UCA	3.2	5.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	3.2
	RE-ST	2.7	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	3.0
	RE-UCA	3.2	2.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	3.0
	ST-RE	3.0	1.5	0.0	0.0	3.8	1.9	0.0	0.0	2.6	3.0
	ST-UCA	2.8	1.6	0.0	0.0	0.8	0.5	0.0	0.0	2.6	3.0
	UCA-RE	6.6	5.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	3.1
	UCA-ST	2.5	1.6	0.0	0.0	3.0	1.9	0.0	0.0	2.6	3.0
	RE-ST-UCA	3.7	2.0	0.0	0.0	4.7	2.5	0.0	0.0	2.6	3.0
	RE-UCA-ST	3.1	1.6	0.0	0.0	4.2	2.2	0.0	0.0	2.6	3.0
	ST-RE-UCA	2.9	1.9	0.0	0.0	2.7	1.8	0.0	0.0	2.6	3.0
	ST-UCA-RE	2.9	1.9	0.0	0.0	2.7	1.8	0.0	0.0	2.6	3.0
	UCA-RE-ST	3.1	1.6	0.0	0.0	4.2	2.2	0.0	0.0	2.6	3.0
	UCA-ST-RE	2.6	2.2	0.0	0.0	3.2	2.7	0.0	0.0	2.6	3.0
	Modelo MDA6	RE	5.6	6.1	0.0	0.0	1.8	2.0	0.0	0.0	2.2
ST		7.8	3.9	0.0	0.0	3.0	1.5	0.0	0.0	2.2	2.5
UCA		4.5	3.0	0.0	0.0	5.9	3.9	0.0	0.0	2.2	1.4
RE-ST		6.4	3.4	0.0	0.0	3.0	1.6	0.0	0.0	2.2	2.5
RE-UCA		1.7	1.3	0.0	0.0	3.5	2.7	1.0	0.8	2.2	1.3
ST-RE		8.8	3.8	0.0	0.0	2.9	1.2	0.0	0.0	2.2	2.4
ST-UCA		8.7	4.4	0.0	0.0	5.8	2.9	0.0	0.0	2.2	2.5
UCA-RE		4.4	2.0	0.0	0.0	1.2	0.6	4.1	1.8	2.2	1.3
UCA-ST		2.7	1.4	0.0	0.0	3.7	1.8	0.0	0.0	2.2	2.5
RE-ST-UCA		8.0	4.3	0.0	0.0	3.3	1.8	0.0	0.0	2.2	2.5
RE-UCA-ST		5.2	2.3	0.0	0.0	5.2	2.3	0.0	0.0	2.2	2.4
ST-RE-UCA		7.5	2.8	0.0	0.0	0.4	0.2	0.0	0.0	2.2	2.4
ST-UCA-RE		7.5	2.8	0.0	0.0	0.4	0.2	0.0	0.0	2.2	2.4
UCA-RE-ST		2.0	2.3	0.0	0.0	2.0	2.3	0.0	0.0	2.2	2.4
UCA-ST-RE		2.7	1.4	0.0	0.0	2.8	1.4	0.0	0.0	2.2	2.5
Modelo MDA9		RE	7.8	4.4	0.0	0.0	8.3	4.7	0.0	0.0	2.0
	ST	3.6	1.3	4.4	1.6	3.8	1.4	0.0	0.0	2.0	2.3
	UCA	7.1	2.3	0.0	0.0	4.6	1.5	0.0	0.0	2.0	3.6
	RE-ST	1.9	1.7	1.6	1.4	1.7	1.5	0.0	0.0	2.0	2.3
	RE-UCA	1.7	1.8	4.3	4.6	1.5	1.6	0.0	0.0	2.0	2.2
	ST-RE	7.4	7.6	0.0	0.0	5.5	5.6	0.0	0.0	2.0	1.9
	ST-UCA	6.6	6.6	0.0	0.0	7.0	7.0	0.0	0.0	2.0	2.5
	UCA-RE	0.0	0.0	5.7	4.1	3.1	2.2	0.0	0.0	2.0	2.2
	UCA-ST	2.5	2.1	2.0	1.6	2.5	2.0	0.0	0.0	2.0	2.3
	RE-ST-UCA	6.4	2.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	2.3
	RE-UCA-ST	2.8	2.4	2.3	2.0	2.3	2.0	0.0	0.0	2.0	2.3
	ST-RE-UCA	4.6	4.2	0.0	0.0	3.9	3.6	0.0	0.0	2.0	2.3
	ST-UCA-RE	4.6	4.2	2.1	1.9	4.7	4.3	0.0	0.0	2.0	2.3
	UCA-RE-ST	5.7	4.0	2.3	1.6	3.5	2.5	0.0	0.0	2.0	2.3
	UCA-ST-RE	3.5	1.8	3.0	1.6	5.7	3.0	0.0	0.0	2.0	2.3
	Modelo MDA12	RE	0.0	0.0	9.8	0.8	19.3	1.6	0.0	0.0	2.0
ST		6.2	1.1	8.8	1.6	5.6	1.0	0.0	0.0	2.0	1.7
UCA		4.7	4.0	0.0	0.0	2.0	1.7	0.0	0.0	2.0	2.4
RE-ST		7.9	2.3	7.6	2.2	4.7	1.4	0.0	0.0	2.0	1.4
RE-UCA		0.0	0.0	4.3	0.9	7.1	1.6	0.0	0.0	2.0	1.7
ST-RE		6.2	1.3	8.7	1.9	5.0	1.1	0.0	0.0	2.0	1.6
ST-UCA		4.1	1.8	6.2	2.8	3.8	1.7	0.0	0.0	2.0	1.7
UCA-RE		2.3	2.1	4.8	4.4	2.3	2.1	0.0	0.0	2.0	1.7
UCA-ST		12.1	2.7	9.7	2.2	6.7	1.5	0.0	0.0	2.0	1.5
RE-ST-UCA		8.5	2.1	4.6	1.1	3.6	0.9	0.0	0.0	2.0	1.5
RE-UCA-ST		5.6	2.2	6.6	2.6	3.0	1.2	0.0	0.0	2.0	1.4
ST-RE-UCA		6.7	1.2	9.5	1.7	7.1	1.3	0.0	0.0	2.0	1.7
ST-UCA-RE		3.8	1.2	5.4	1.7	4.3	1.3	0.0	0.0	2.0	1.7
UCA-RE-ST		6.8	2.7	6.6	2.6	3.5	1.4	0.0	0.0	2.0	1.4
UCA-ST-RE		9.5	2.4	7.6	2.0	4.9	1.3	0.0	0.0	2.0	1.6