

**EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA Y VULNERABILIDAD SÍSMICA DE  
EDIFICIOS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO Y SU  
CUANTIFICACIÓN**

**MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR  
JAIME HERNÁNDEZ DE PAZ**

**OCTUBRE 2020**

TABLA DE CONTENIDO

1.	EVALUACION DE PARÁMETROS DEL DISEÑO SÍSMICO .....	4
1.1.	Introducción .....	4
1.2.	Antecedentes .....	5
1.3.	Reseña histórica de los códigos de diseño por sismo en El Salvador y el uso del factor de estructuración .....	9
1.4.	Métodos de análisis para la identificación del factor de estructuración .....	10
1.4.1	Análisis Estático No Lineal (AENL).....	10
1.4.2	Análisis Dinámico Incremental No Lineal (ADINL) .....	12
2.	EDIFICIOS ÍNDICES.....	16
2.1.	Introducción .....	16
2.2.	Selección de edificios a utilizar .....	16
2.3.	Diseño sismo-resistente de acuerdo a la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador .....	17
2.3.1	Criterios de diseño.....	17
2.3.2	Parámetros de diseño.....	18
3.	DEMANDA SÍSMICA Y SELECCIÓN DE LOS REGISTROS ACELEROGRÁFICOS.....	25
3.1.	Introducción.....	25
3.2.	Registros acelerográficos de El Salvador .....	25
3.3.	Procesamiento de registros acelerográficos.....	27
3.4.	Selección de registros acelerográficos y definición de las secuencias de eventos .....	33
4.	MODELOS MATEMATICOS DE ANALISIS.....	35
4.1.	Introducción.....	35
4.2.	Descripción de la herramienta de análisis .....	35
4.2.1	No linealidad geométrica.....	35
4.2.2	Inelasticidad de los materiales .....	35
4.2.2	Elemento inelástico basado en fuerzas .....	36
4.2.3	Elemento inelástico basado en desplazamientos.....	37
4.3.4	Modelos constitutivos de los materiales.....	37
4.3.5	Parámetros y criterios de modelación.....	39
4.3.6	Modelo matemático .....	42
5.	CALCULO DEL FACTOR R, FRAGILIDAD Y VULNERABILIDAD .....	43
5.1.	Introducción.....	43
5.2.	Definición del parámetro indicador de daño .....	43
5.3.	Definición de los límites de los estados de daño .....	44
5.4.	Curvas del análisis dinámico incremental no lineal (IDA) .....	45
5.5.	Curvas de fragilidad.....	52

5.6.	Curvas de vulnerabilidad.....	60
5.7.	Cálculo del factor $R$ .....	65
5.7.1	Factor de Sobre-Resistencia $R_s$ .....	65
5.7.2	Factor de Ductilidad $R_\mu$ .....	66
5.7.3	Factor de Redundancia $R_R$ .....	67
5.7.4	Factor de Amortiguamiento Viscoso $R_\zeta$ .....	67
5.7.5	Evaluación sistemática de los Factores de Modificación de Respuesta $R$ .....	68
5.7.6	Evaluación del Factor de Modificación de Respuesta considerando el movimiento del terreno .....	69
5.7.7	Factor de Modificación de Respuesta para 1 y 2 registros.....	74
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	80
6.1.	Introducción .....	80
6.2.	Conclusiones .....	80
6.2.1	Curvas de fragilidad. ....	80
6.2.2	Curvas de vulnerabilidad. ....	81
6.2.3	Factor de modificación de respuesta $R$ . ....	82
6.3.	Recomendaciones .....	83
7.	Referencias.....	84

## 1. EVALUACION DE PARÁMETROS DEL DISEÑO SÍSMICO

### 1.1. 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* que tiene 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.

## 1.2. 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 1.1), de la manera siguiente (Chopra, 2012) (ver Figura 1.2):

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

Donde  $R_y$  es el factor de reducción y  $\mu$  es la ductilidad global. La Figura 1.2 muestra la gráfica de la ecuación anterior para diferentes valores de ductilidad  $\mu$  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 redundante en un diseño poco seguro para el rango de los períodos bajos y excesivamente conservador para períodos intermedios (Vielma, Barbat, & Oller, 2006).

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:

$$V=KCW$$

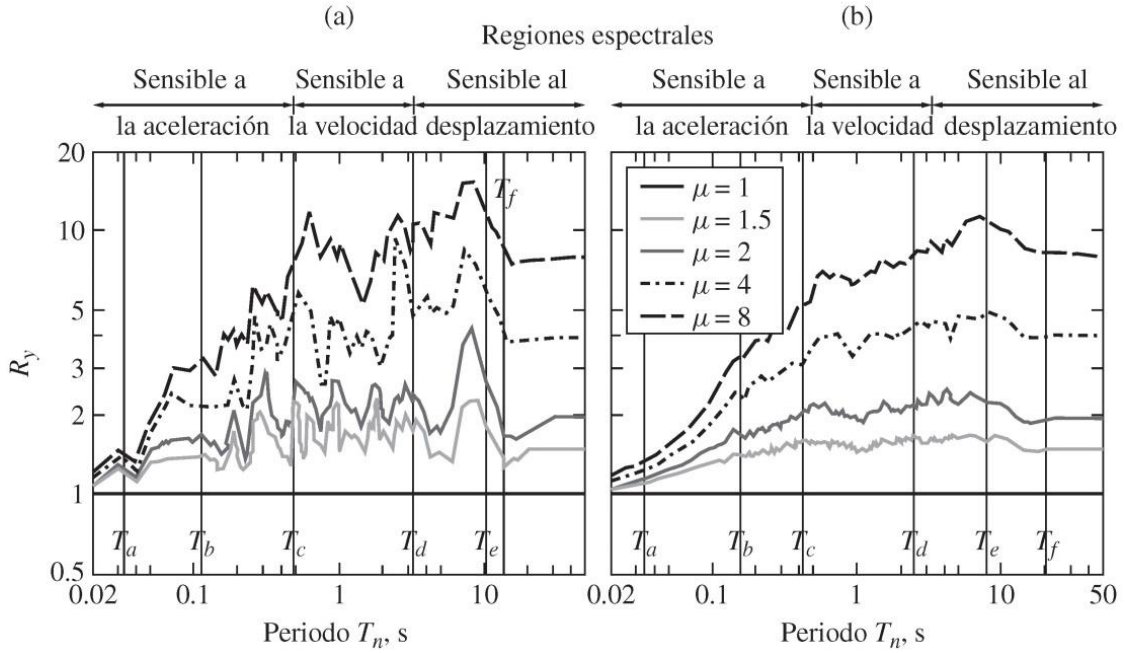


Figura 1.1 Factor de reducción para sistemas elasto-plásticos como una función de  $T_n$  para  $\mu=1, 1.5, 2, 4$  y  $8$ ;  $\zeta=5\%$ : (a) movimiento del terreno de El Centro; (b) conjunto de Large-Magnitude Small-Distance (LMSR) de movimientos del terreno (se presentan los valores medianos) (Chopra, 2012)

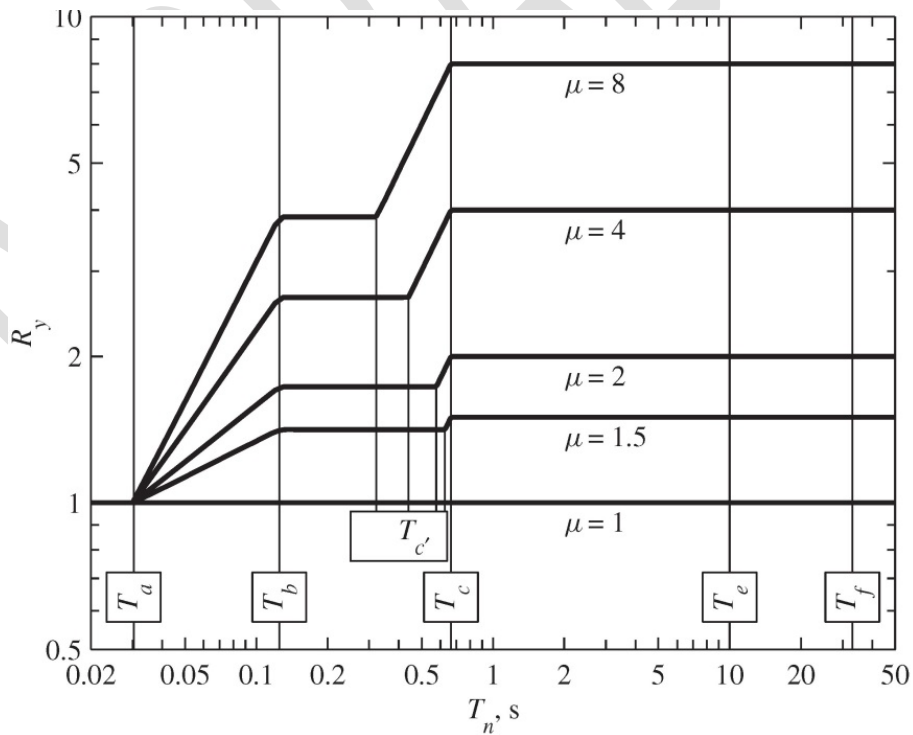


Figura 1.2 Valores de  $R_y$  (Chopra, 2012)

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):

$$V=ZKCW$$

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):

$$V=ZISKCW$$

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):

$$V = C_s W = \frac{1.2 A_v S}{R T^{2/3}} W$$

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 7-16 (American Society of Civil Engineers, 2016), establece el cálculo del cortante de diseño  $V$ . Donde  $S_D$  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 s,  $R$  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  $R$ .

$$V = C_s W$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

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

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

$$C_s > 0.044 S_{DS} I_e \quad \geq 0.01$$

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

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/SEI 7 de Estados Unidos, factor de modificación de fuerza ( $R$ ) en el NBCC de Canadá, factor de ductilidad de desplazamiento ( $\mu$ ) 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*  $\Delta_a$  de acuerdo al nivel de importancia de la estructura diseñada.

### 1.3. 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 Fuerzas*.

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.

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*. En dicha norma se especifican valores de  $R$  iguales a 5 y 12, para edificios de marcos de concreto reforzado con detallado intermedio y dúctil (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a), respectivamente.

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.

La Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a), al igual que la mayoría de los 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*. 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.

#### **1.4. 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.

##### **1.4.1 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 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 1.3, la cual describe la respuesta del edificio sujeto a una carga lateral monotónica.

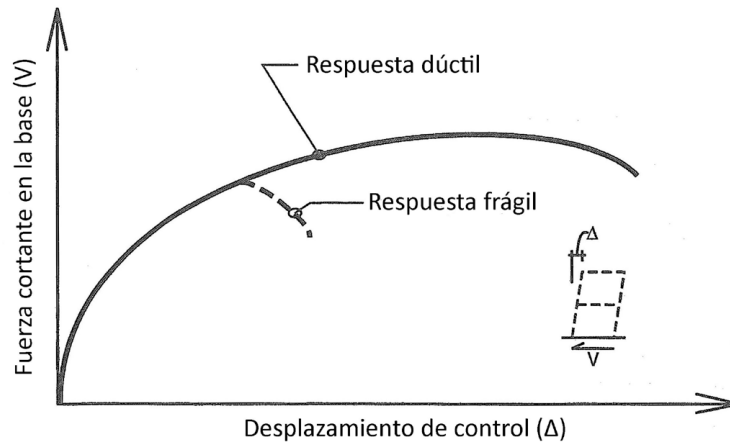


Figura 1.3 Relación fuerza-desplazamiento (Applied Technology Council, 1995-a)

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 1.4a). 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 1.4b). Las relaciones no lineales (ver Figura 1.4) son descritas por la fuerza de fluencia ( $V_y$ ), desplazamiento de fluencia ( $\Delta_y$ ), fuerza máxima ( $V_o$ ), desplazamiento correspondiente al estado límite ( $\Delta_m$ ) y el desplazamiento próximo a la falla ( $\Delta_u$ ). Los desplazamientos  $\Delta_m$  y  $\Delta_u$  que están más allá del desplazamiento de fluencia ( $\Delta_y$ ) 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 ( $\alpha$ ) de la rigidez elástica:

$$K_o = \frac{V_y}{\Delta_y}$$

$$K_1 = \alpha K_o = \frac{V_o - V_y}{\Delta_m - \Delta_y}$$

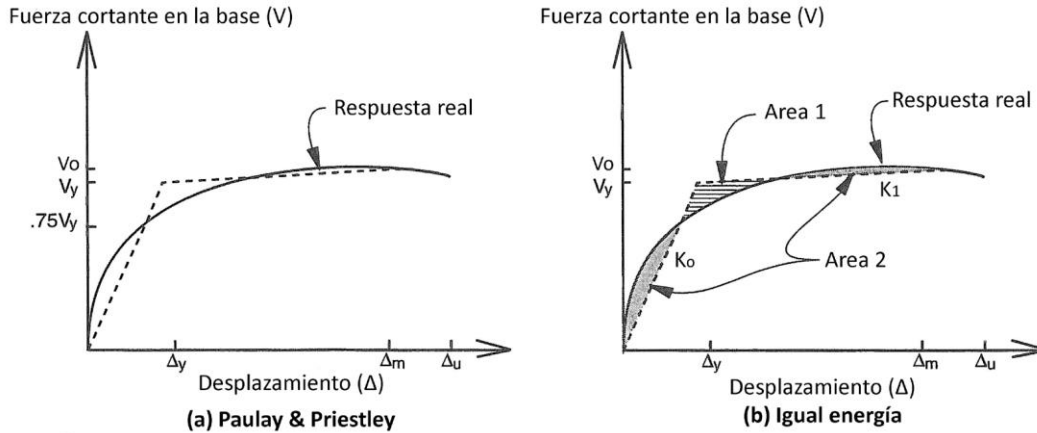


Figura 1.4 Aproximaciones bilineales para relaciones fuerza-desplazamiento (Applied Technology Council, 1995-a)

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  $\Delta_m$  y  $\Delta_y$ . La *Máxima Ductilidad de Desplazamiento* es la diferencia entre  $\Delta_u$  y  $\Delta_y$ . La *Relación de Ductilidad de Desplazamiento* es generalmente definida como la relación de  $\Delta_m$  y  $\Delta_y$  (Applied Technology Council, 1995-a):

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

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.

#### 1.4.2 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 1.5).

La Figura 1.5a 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 1.5b 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 1.5a). 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 1.5a). 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 1.5a), 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.

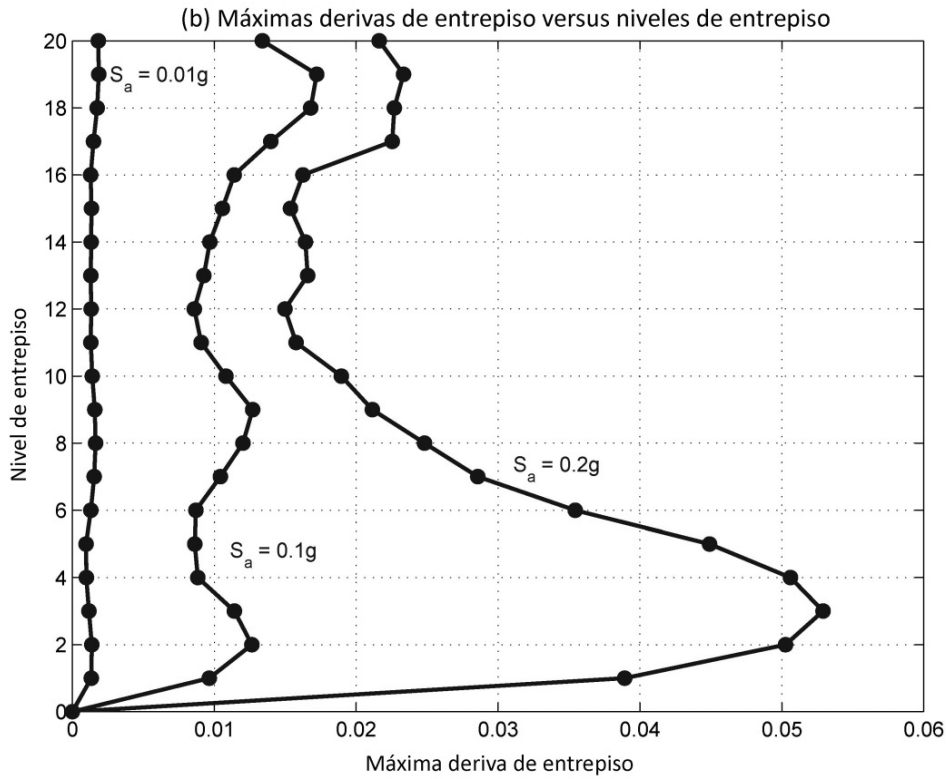
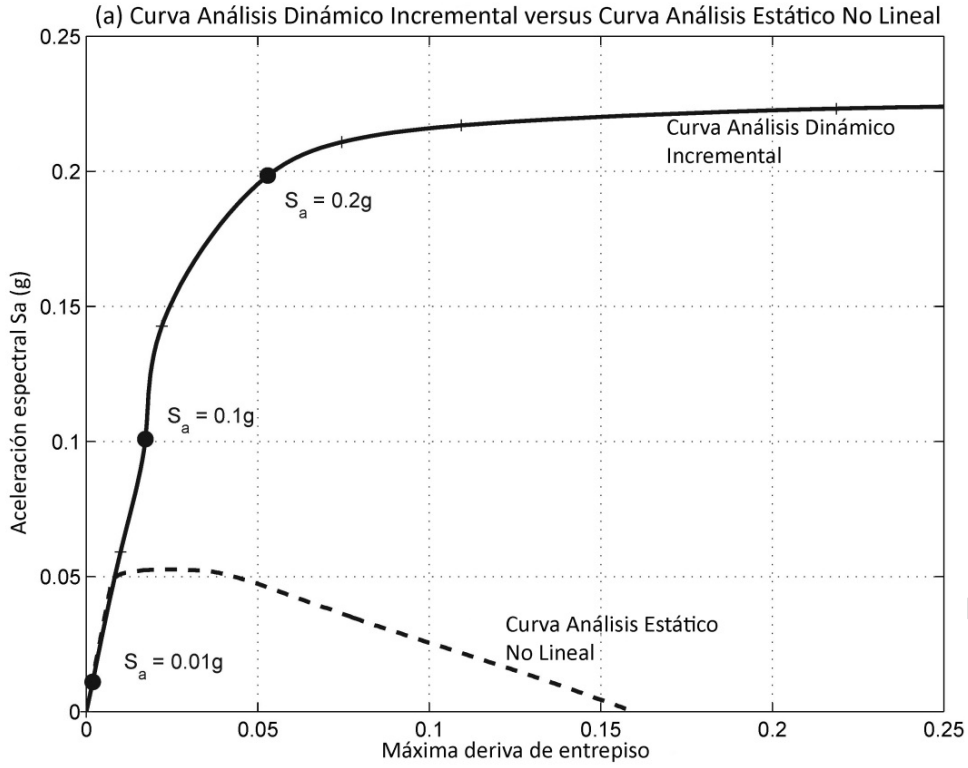


Figura 1.5 Ejemplo de información extraída de un Análisis Dinámico Incremental para un edificio de marcos dúctiles en acero estructural, sujeto al registro de *El Centro* (1940) (Vamvatsikos, 2002)

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. EDIFICIOS ÍNDICES

### 2.1. 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.

### 2.2. SELECCIÓN DE EDIFICIOS A UTILIZAR

En El Salvador, en especial en los últimos 20 años, se corre una maratón silenciosa pero muy competitiva por alcanzar el puesto del edificio más alto del país (CASALCO, 2014). La Tabla 2.1 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 2.1 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 cuyos períodos de vibración son mayores, sino también los de baja altura con menores períodos de vibración. Por lo anterior, los 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.
- Los edificios tendrán 3, 6, 9, 12 y 15 niveles, nombrados de aquí en adelante como M03, M06, M09, M12 y M15, 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.

### 2.3. DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE ACUERDO A LA NORMA TÉCNICA PARA DISEÑO POR SISMO DE EL SALVADOR

#### 2.3.1 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  $\delta_x$  determinadas mediante la expresión  $\delta_x = C_d \delta_{xe}$  (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a), donde  $\delta_{xe}$  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  $f_y=2800$  kg/cm<sup>2</sup> (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.

### 2.3.2 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 <sup>2</sup>
Cielo falso	=	20.0	Kg/m <sup>2</sup>
Divisiones + A/C	=	50.0	Kg/m <sup>2</sup>
CM (entrepiso)	=	150.0	Kg/m <sup>2</sup>
Pared perimetral	=	450.0	Kg/m

#### CARGA MUERTA: AZOTEA

Cielo falso	=	20.0	Kg/m <sup>2</sup>
A/C	=	20.0	Kg/m <sup>2</sup>
CM (azotea)	=	40.0	Kg/m <sup>2</sup>

#### CARGA VIVA

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

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (2.1)$$

$$U = 0.75(1.4CM + 1.7CV + 1.87S) \quad (2.2-a)$$

$$U = 1.05CM + 1.275CV + 1.4025S \quad (2.2-b)$$

$$U = 0.9CM + 1.43S \quad (2.3)$$

- c. Los factores considerados para evaluar el coeficiente sísmico son indicados en la Tabla 2.2:

Tabla 2.2 Factores considerados para evaluar el coeficiente sísmico

FACTORES	VALOR	NOTA
Factor de zonificación sísmica (A)	0.40	(zona 1)
Factor de importancia (I)	1.0 ó 1.2	Depende de la altura
Coeficiente de sitio (Co)	2.75	(suelo tipo S <sub>2</sub> )
Coeficiente de sitio (To)	0.5	(suelo tipo S <sub>2</sub> )
Factor de modificación de respuesta (R)	12	-
Factor de amplificación de desplazamientos (Cd)	8	-

- d. El espectro de diseño utilizado se presenta en la Figura 2.1 (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a):

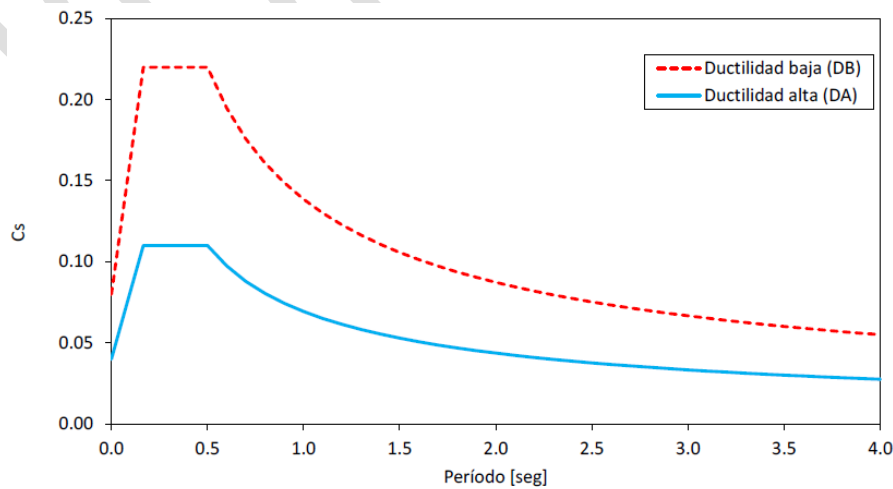


Figura 2.1. Espectro de diseño

e. Los coeficientes sísmicos obtenidos se muestran en la Tabla 2.3:

**Tabla 2.3 Coeficientes sísmicos  $C_s$  de diseño**

MODELO	ALTURA (m)	$C_s$	$F_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$F_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )
M03	12.5	0.087	210	2,800
M06	24.5	0.075	280	2,800
M09	36.5	0.059	280	2,800
M12	48.5	0.051	280	2,800
M15	60.5	0.046	280	2,800

### 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.

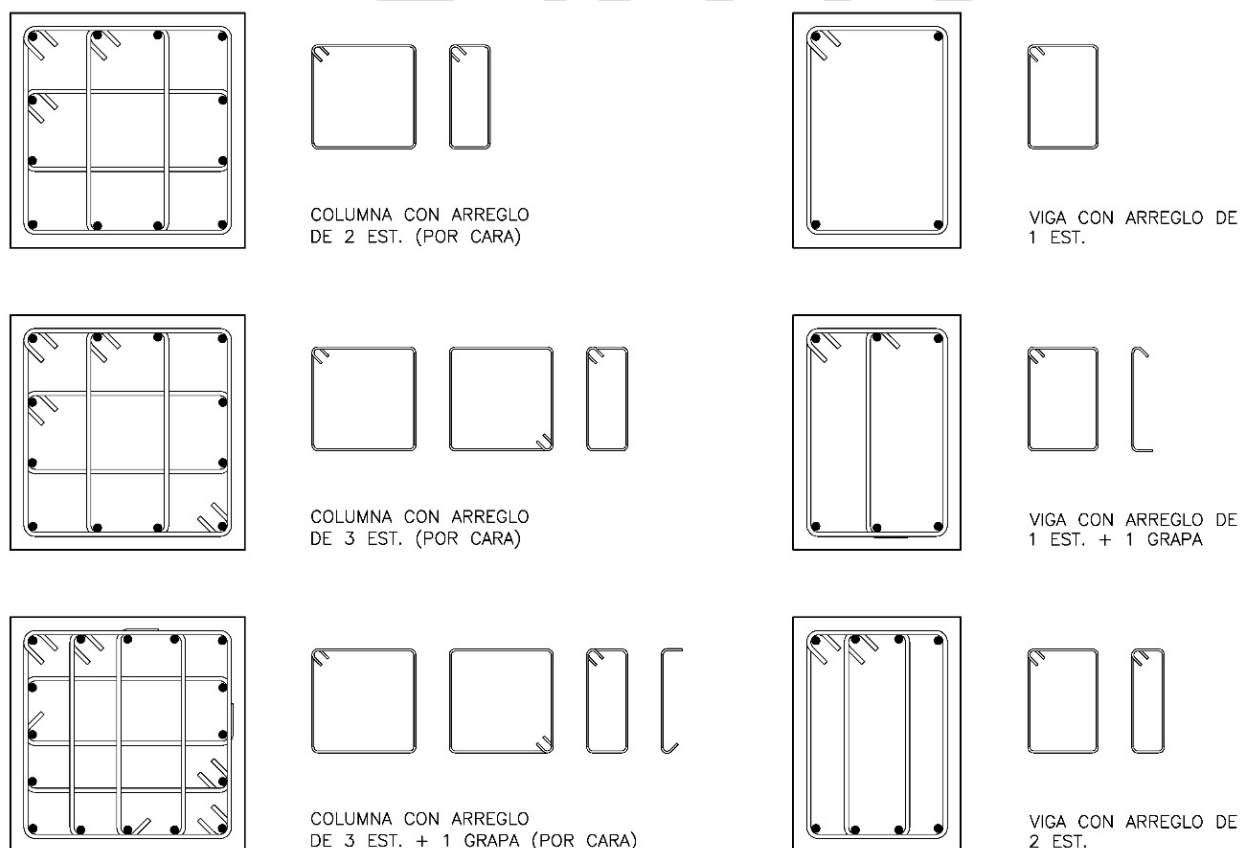


Figura 2.2 Convención de estribos en columnas y vigas

Como resultado del diseño sismo-resistente se procede al detallado de los marcos centrales de cada edificio, los cuales son mostrados en las Figuras 2.3, 2.4, 2.5, 2.6 y 2.7.

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.

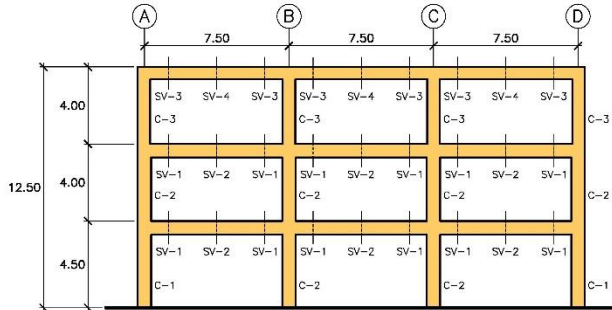


Figura 2.3 Detalle de marco M03

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

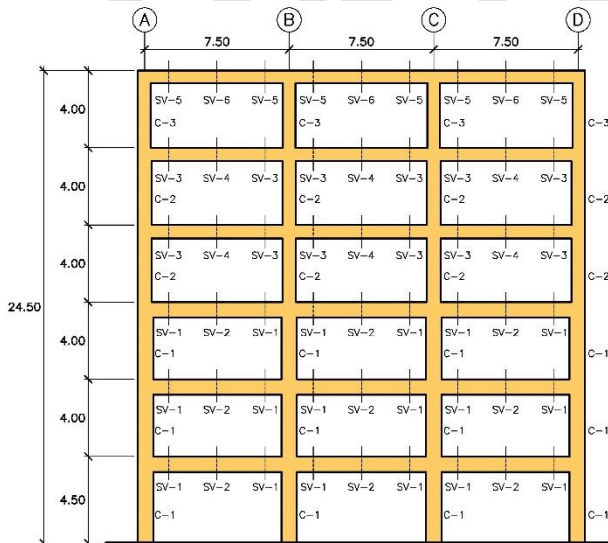


Figura 2.4 Detalle de marco M06

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

# EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA Y VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO Y SU CUANTIFICACIÓN

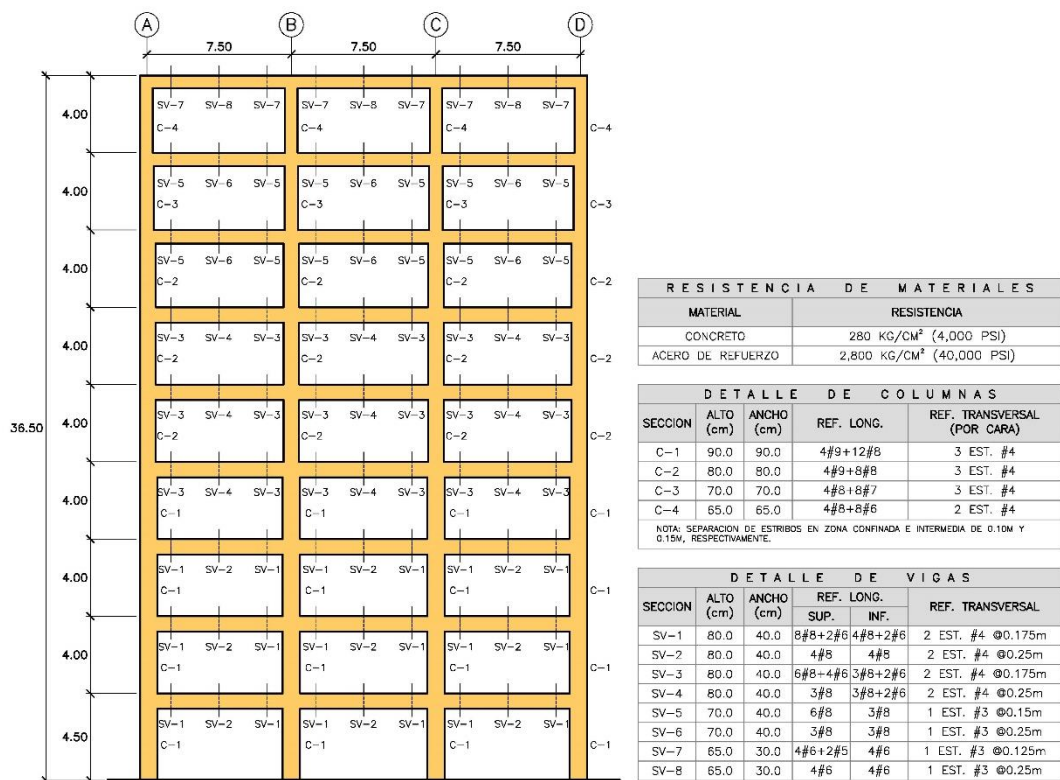


Figura 2.5 Detalle de marco M09

EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA Y VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO Y SU CUANTIFICACIÓN

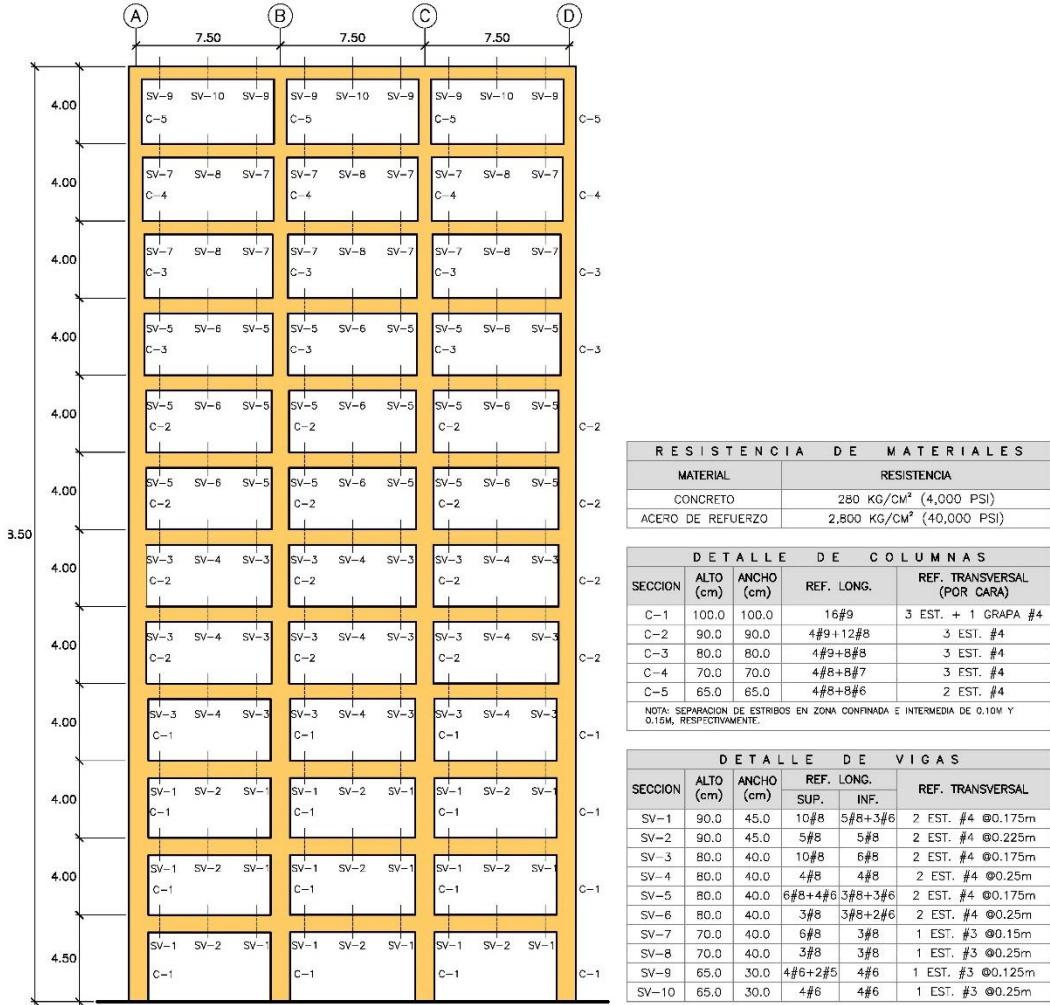


Figura 2.6 Detalle de marco M12

# EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA Y VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO Y SU CUANTIFICACIÓN

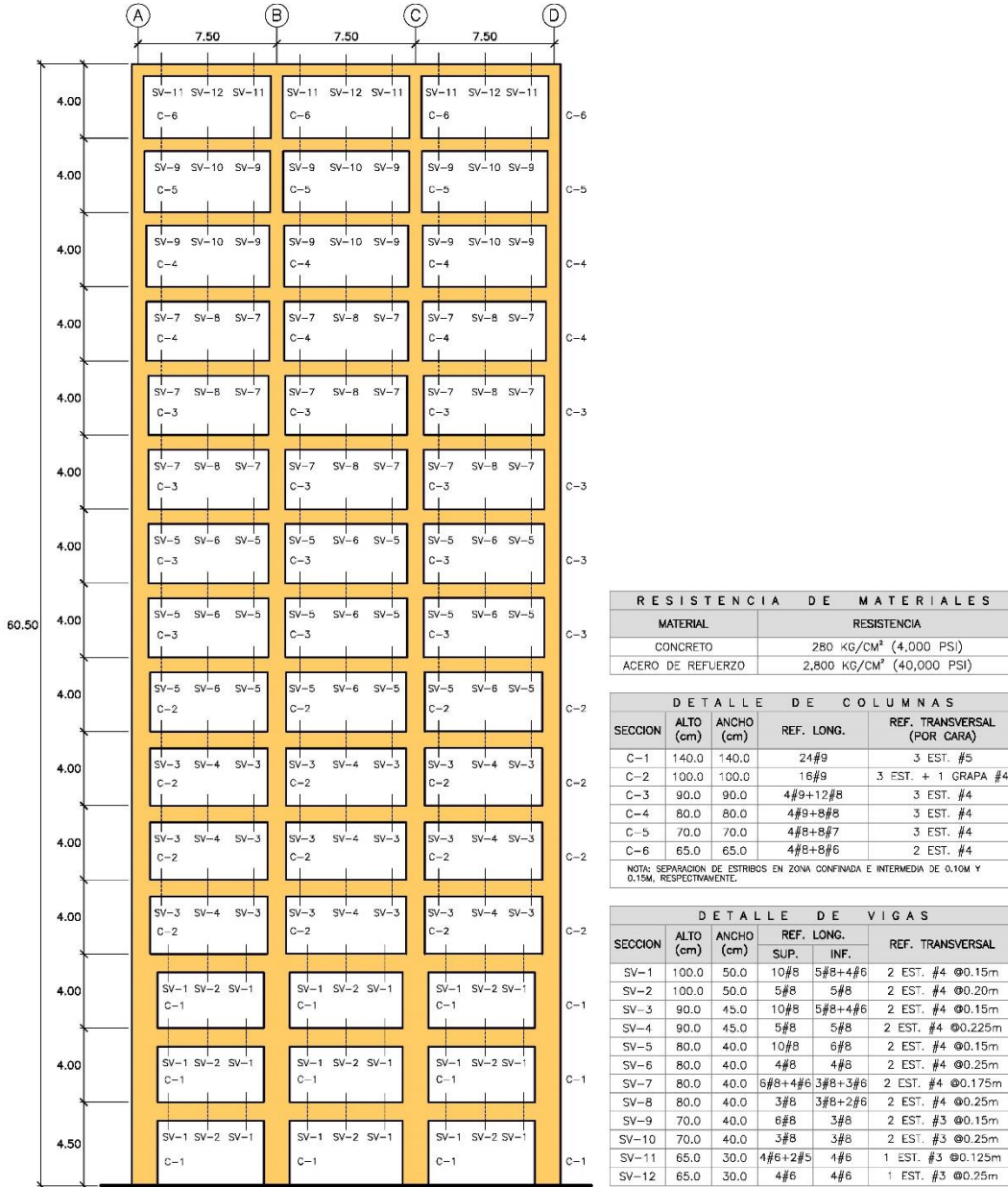


Figura 2.7 Detalle de marco M15

## Períodos elásticos de vibración de los marcos representativos

Los valores de los períodos de vibración son 0.457 s, 0.736 s, 1.035 s, 1.264 s y 1.409 s para los modelos M03, M06, M09, M12 y M15, respectivamente.



### 3. DEMANDA SÍSMICA Y SELECCIÓN DE LOS REGISTROS ACELEROGRÁFICOS.

#### 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 19 de junio de 1982 y 13 de enero de 2001 como ejemplos de sismos de fuente lejana; y 10 de octubre de 1986, 13 de febrero de 2001, 17 de febrero de 2001 y 10 de abril de 2017, representativos de fuente cercana. En este capítulo se estudiarán y procesarán los registros acelerográficos de los eventos anteriormente citados, de los cuales se seleccionarán los más representativos 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.

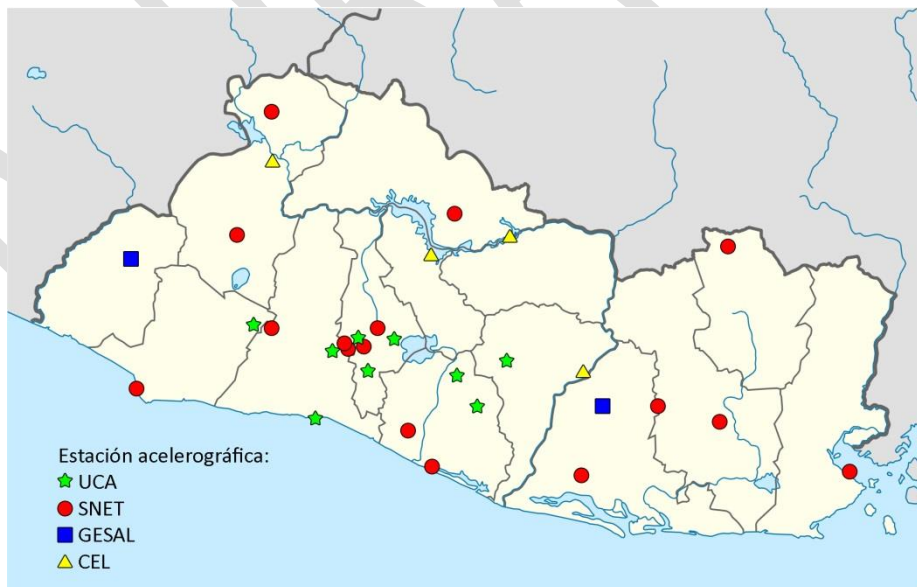


Figura 3.1 Redes acelerográficas de El Salvador.

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 acelerográficas: CIG - UCA.

Red	Evento	Estación
Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG)	19 / Junio / 1982	Observatorio
	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)
	10 / Abril / 2017	Hotel Crown Plaza
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 sísmicos de eventos en evaluación.

Evento	Magnitud	Datos de interés	Red	No de estaciones
19 de Junio de 1982	$M_w = 7.3^a$	Hora: 06:21 GMT Coordenadas: 13.32°N 89.39°O Profundidad: 73.0 km	CIG	1
10 de Octubre de 1986	$M_w = 5.7^b$	Hora: 17:49 GMT Coordenadas: 13.67°N 89.20°O Profundidad: 8.0 km	CIG	6
13 de Enero de 2001	$M_w = 7.6^c$	Hora: 17:33 GMT Coordenadas: 13.05°N 88.66°O Profundidad: 60.0 km	CIG UCA	15 10
13 de Febrero de 2001	$M_w = 6.6^d$	Hora: 14:22 GMT Coordenadas: 13.64°N 88.94°O Profundidad: 13.0 km	CIG UCA	9 9
17 de Febrero de 2001	$M_l = 5.1^e$	Hora: 20:25 GMT Coordenadas: 13.66°N 89.25°O Profundidad: 5.1 km	CIG	5
10 de Abril de 2017	$M_l = 4.8^f$	Hora: 17:54 GMT Coordenadas: 13.77°N 89.15°O Profundidad: 10 km	CIG	1

a: USGS

b: Resumen de corrección de acelerogramas (CIG, USGS) (1986-Octubre-27)

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

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

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

f: MARN (2017)

### 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 57 registros fueron procesados mediante el software SeismoSignal versión 2016 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 las 3 normativas que el país ha tenido (1966, 1989 y 1996) el cual corresponde al nivel de diseño sísmico MD (Medium design).

En las Figuras 3.2, 3.3, 3.4, 3.5, 3.6, 3.7, 3.8 y 3.9, se muestran los Espectros de Respuesta horizontales obtenidos para cada evento y para cada estación.

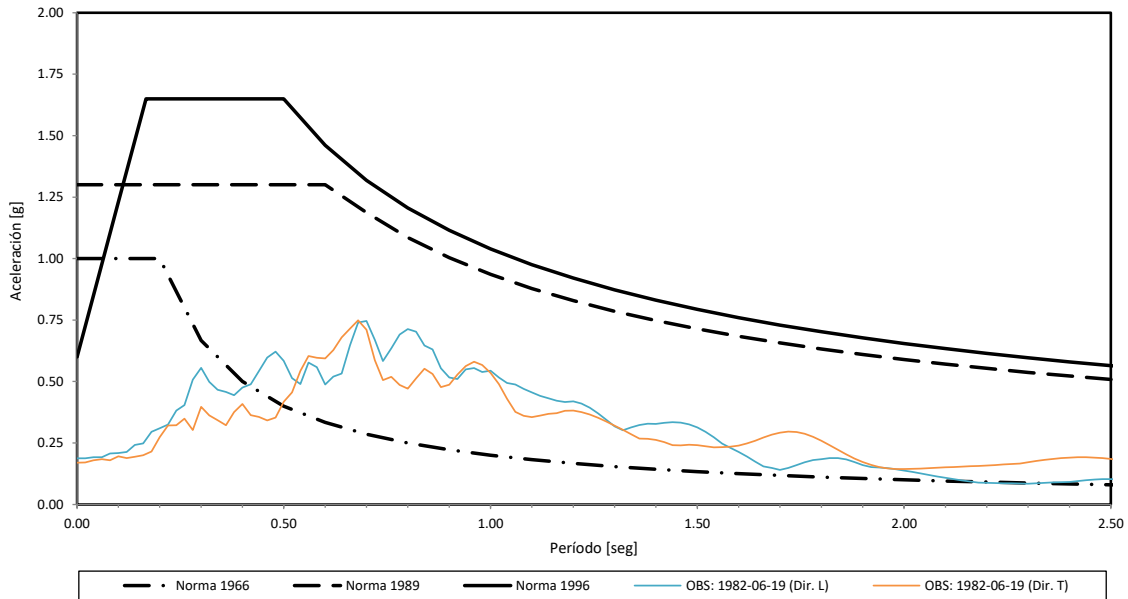


Figura 3.2 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (CIG) 1982-06-19.

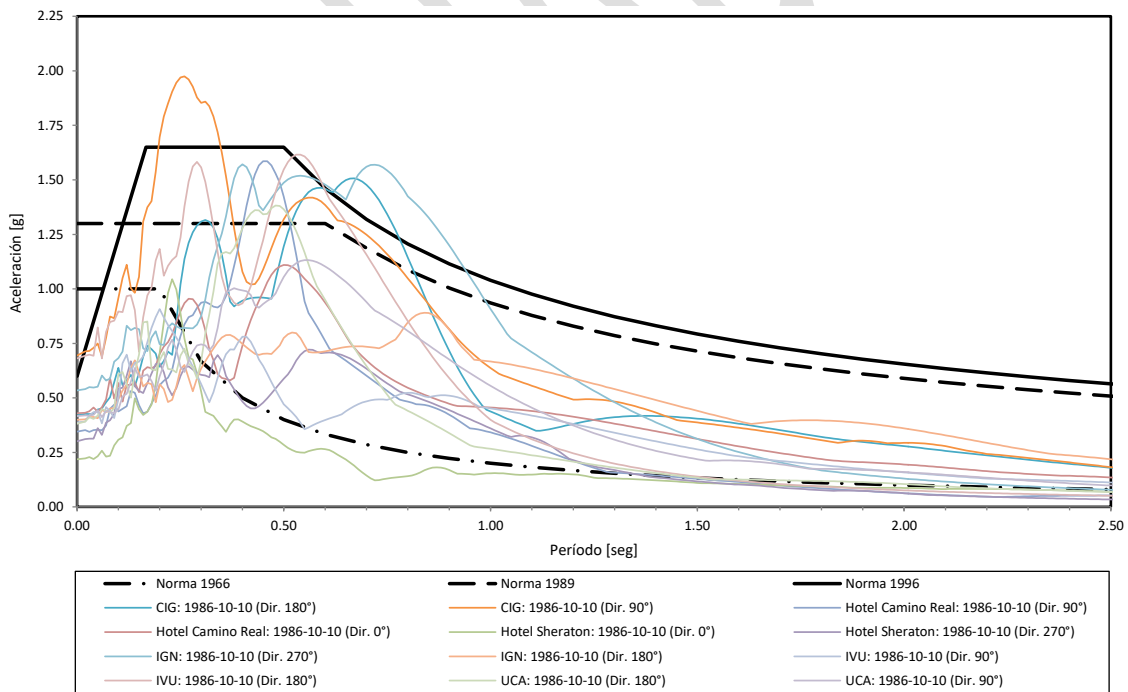
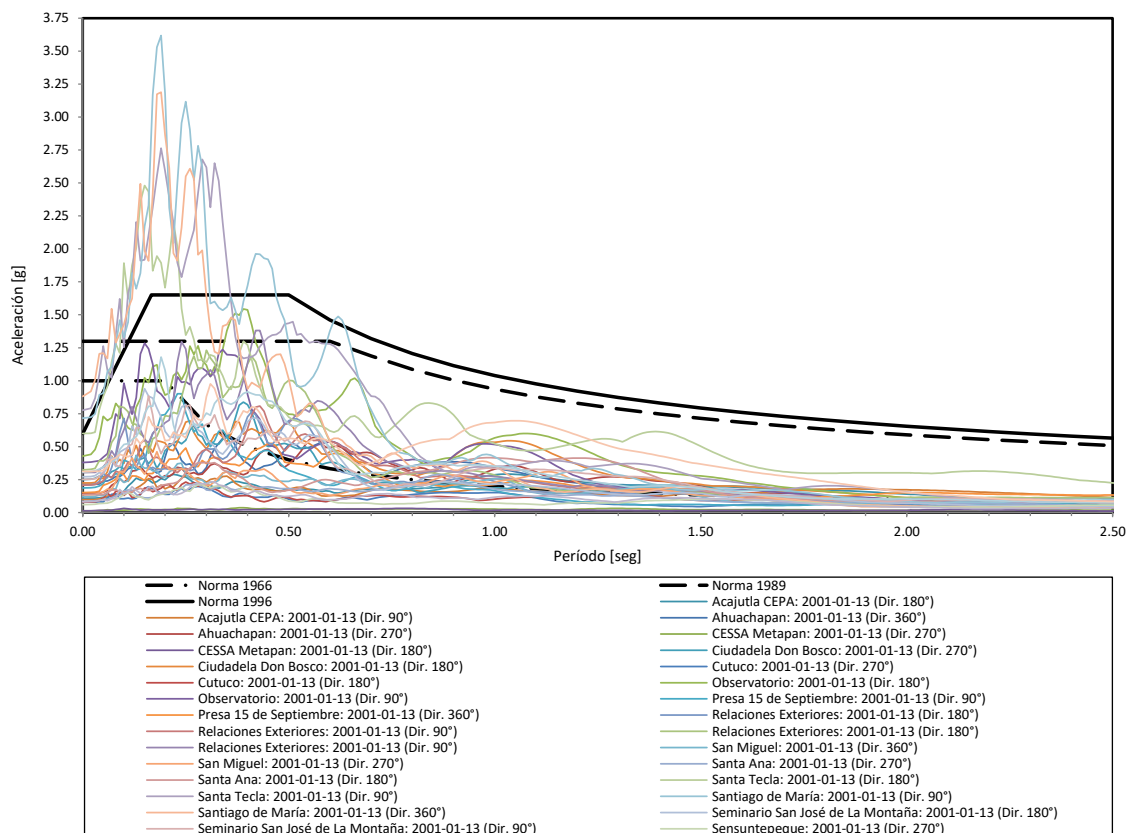
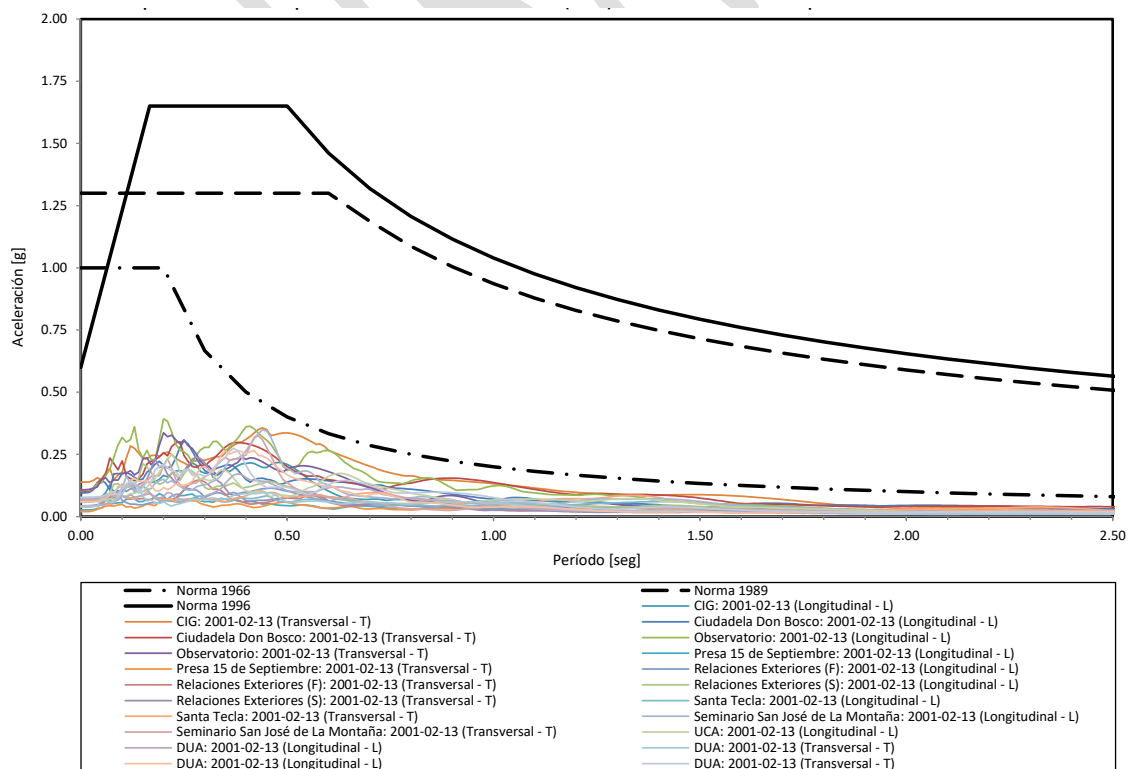


Figura 3.3 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (CIG) 1986-10-10.

# EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA Y VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO Y SU CUANTIFICACIÓN



**Figura 3.4 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (CIG) 2001-01-13.**



**Figura 3.5 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (CIG) 2001-02-13**

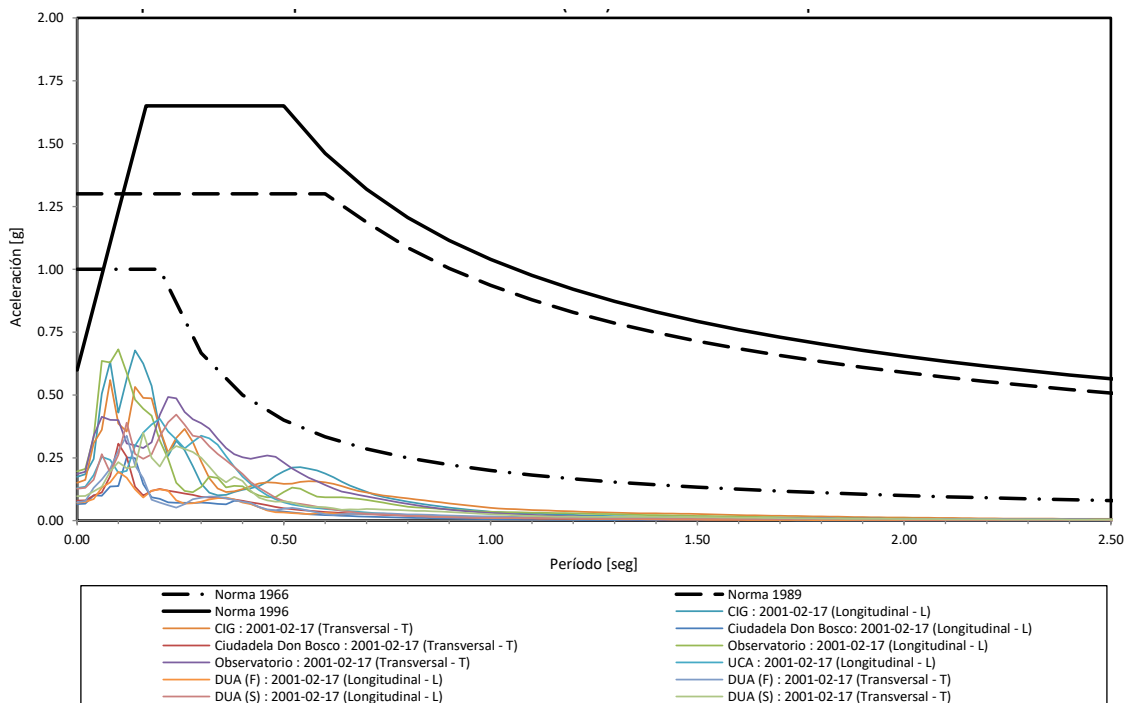


Figura 3.6 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (CIG) 2001-02-17

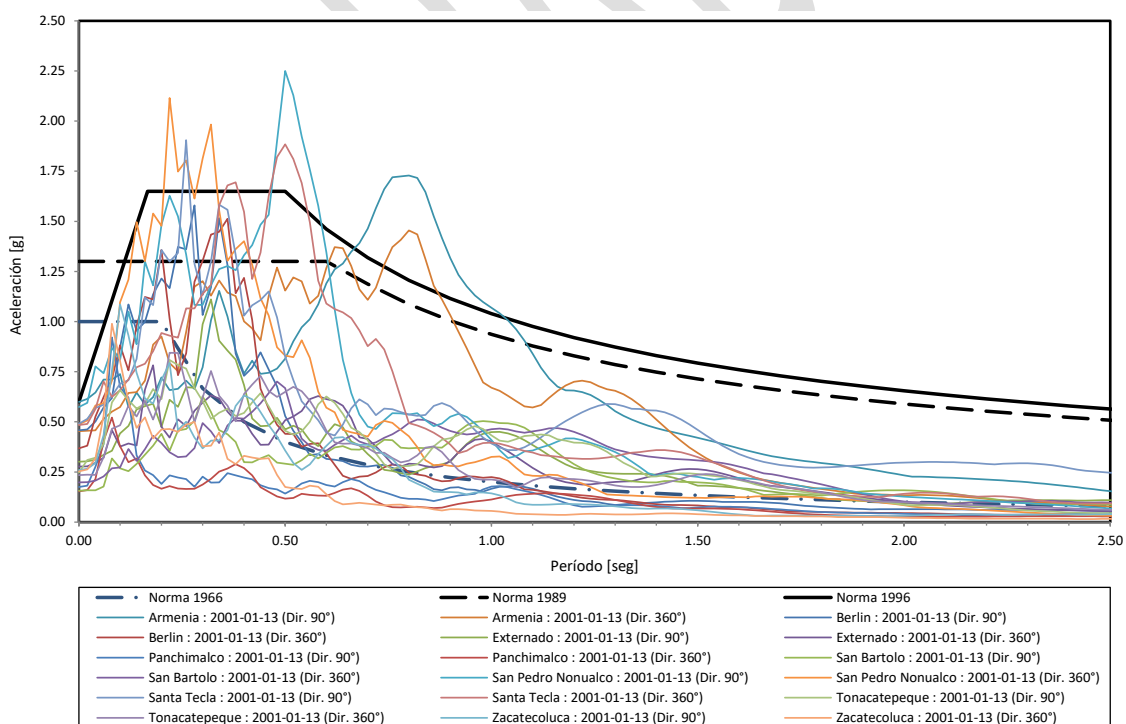


Figura 3.7 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (UCA) 2001-01-13

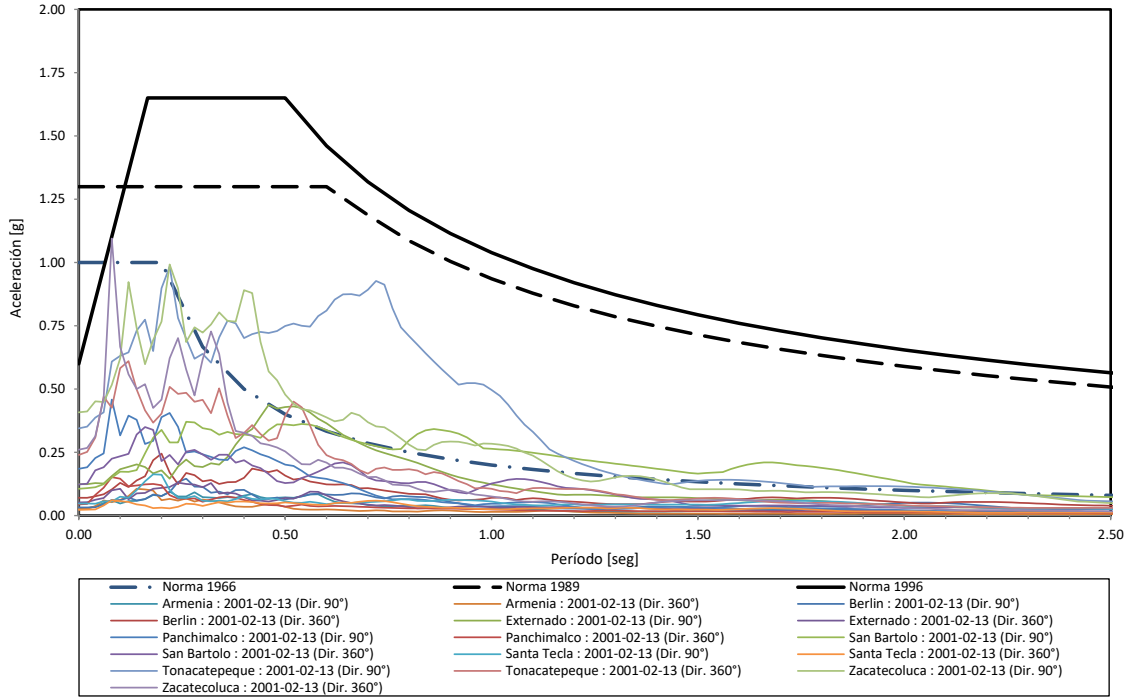


Figura 3.8 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (UCA) 2001-02-13

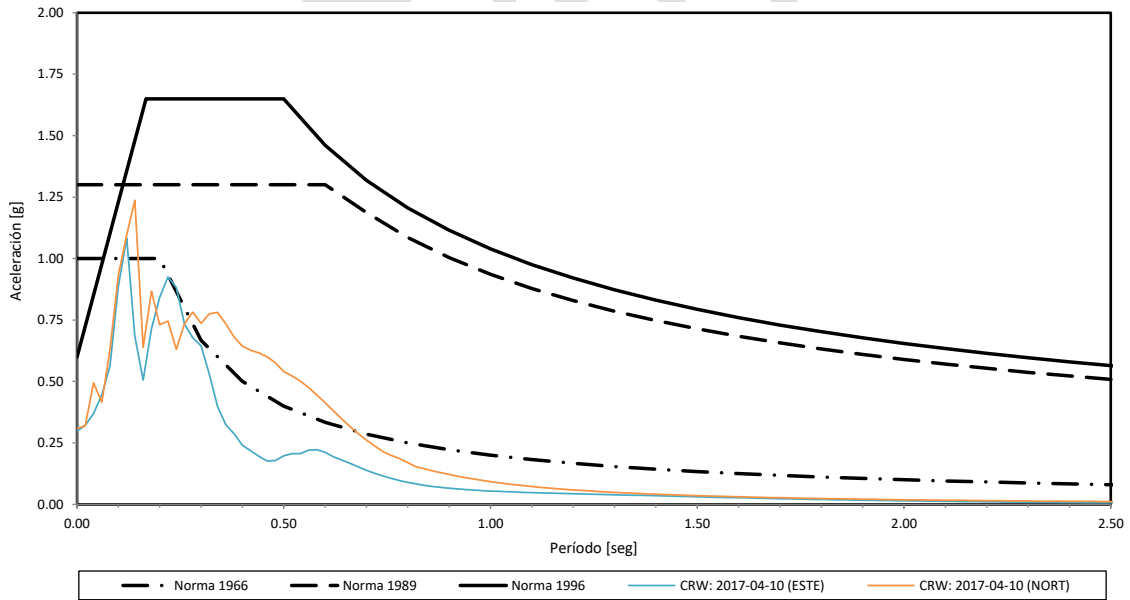


Figura 3.9 Espectros de respuesta elásticos (con un 5% de amortiguamiento) - (CIG) 2017-04-10

La Tabla 3.3 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.

EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA Y VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO Y SU CUANTIFICACIÓN

Tabla 3.3 Parámetros sísmicos de los eventos en evaluación.

Red	Evento	Estación	Dirección:				Dirección:			
			PGA [cm/seg <sup>2</sup> ]	Intensidad de Arias [m/seg]	Aceleración máxima espectral [g]	Período pred. [seg]	PGA [cm/seg <sup>2</sup> ]	Intensidad de Arias [m/seg]	Aceleración máxima espectral [g]	Período pred. [seg]
Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG)	19-Jun-82	Observatorio	183.8	1.98	0.75	0.79	166.7	1.46	0.75	0.68
	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-Jan-01	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		
10-Apr-17	Hotel Crown Plaza	292.3	0.41	1.08	0.12	303.1	0.51	1.24	0.14	
Universidad Centroamericana José Simeón Cañas (UCA)	13-Jan-01	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	0.30		
Zacatecoluca	-400.3	1.18	0.99	0.33	255.1	0.89	1.09	0.21		



### 3.4. SELECCIÓN DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS Y DEFINICIÓN DE LAS SECUENCIAS DE EVENTOS

Los espectros de respuesta obtenidos en la sección previa y los parámetros planteados en la Tabla 3.3 ayudaron a seleccionar los registros a ser utilizados en los análisis incrementales (IDA).

Después de una evaluación detallada de los máximos parámetros sísmicos expuestos en la Tabla 3.3 para los 57 registros en evaluación, y la evaluación de los efectos que éstos han provocado en las diferentes regiones del país, se seleccionaron cuatro sismos de fuente lejana y cuatro de fuente cercana, de la combinación de éstos se obtienen los cuatro eventos sucesivos.

Tabla 3.4 Registros acelerográficos a utilizados

No	FUENTE	EVENTO	FUENTE	ESTACION	CODIGO
1	FC1	10-10-1986	Cercana	Instituto Geográfico Nacional	IG
2	FC2	10-10-1986	Cercana	Centro de Investigaciones Geotécnicas	CI
3	FC3	13-02-2001	Cercana	Zacatecoluca	ZO
4	FC4	13-02-2001	Cercana	Tonacatepeque	TO
5	FL1	19-06-1982	Lejana	Observatorio Sismológico	DI
6	FL2	13-01-2001	Lejana	Santa Tecla	ST
7	FL3	13-01-2001	Lejana	Santiago de María	SM
8	FL4	13-01-2001	Lejana	Unidad de Salud de Armenia	AR
9	SS1	FC2 + FL2	Cercana + Lejana		
10	SS2	FC3 + FL3	Cercana + Lejana		
11	SS3	FL2 + FC2	Lejana + Cercana		
12	SS4	FL3 + FC3	Lejana + Cercana		

FC: Fuente Cercana

FL: Fuente Lejana

SS: Sismo Sucesivo

Se puede puntualizar 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.

Para considerar la vibración libre de los modelos entre dos registros sucesivos, y al final de cada evento, un intervalo de 100 s con aceleración 0.0 es utilizado siguiendo los criterios de investigaciones similares (Hatzigeorgiou, 2010) (Hatzigeorgiou & Liolios, 2010), ver Figura 3.10.

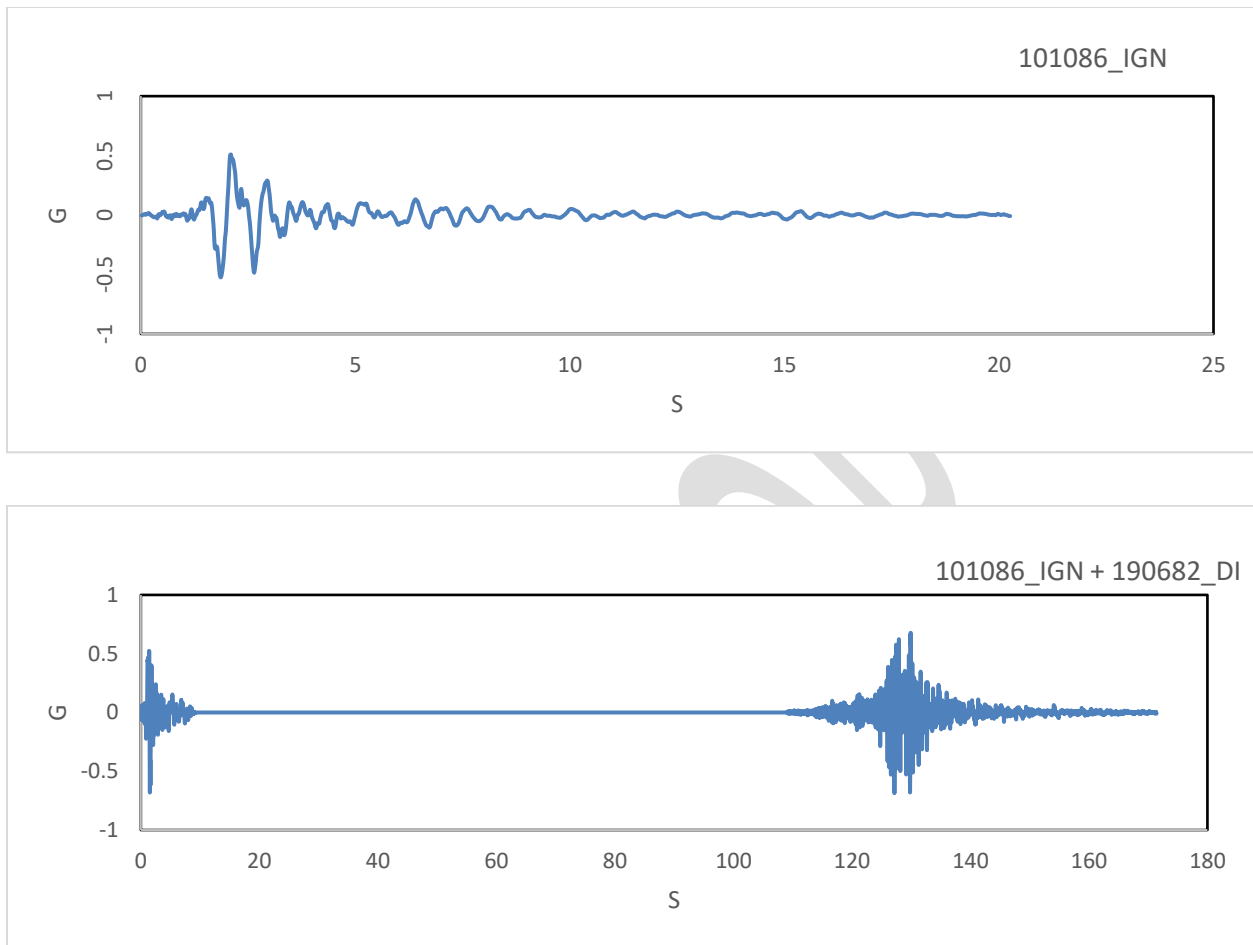


Figura 3.10 Intervalos de tiempo de 100 s. con aceleración 0 entre registros consecutivos y al final de cada evento, usados en las combinaciones

## 4. MODELOS MATEMÁTICOS DE ANÁLISIS.

### 4.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se desarrollan los modelos matemáticos de las tipologías a ser analizadas. Primeramente, se describirá la herramienta informática que se utilizó, después se describen las combinaciones de carga evaluadas, la introducción del amortiguamiento, los criterios de modelación y de desempeño para cada una de las tipologías empleadas.

### 4.2. DESCRIPCIÓN DE LA HERRAMIENTA DE ANÁLISIS

Para realizar los análisis estáticos no lineales, AENL, y los análisis dinámicos no lineales incrementales, IDA, se ha utilizado el software SeismoStruct Versión 2018 de la empresa 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:

#### 4.2.1 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).

#### 4.2.2 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 4.1) (Seismosoft SRL, 2014).

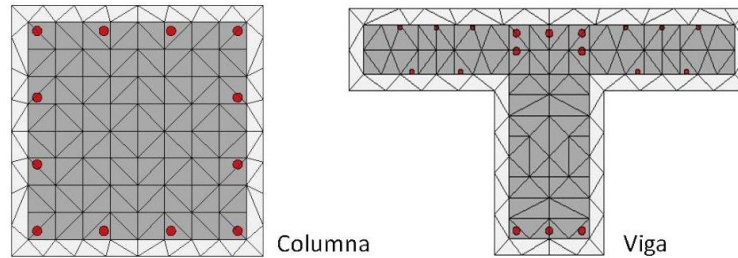


Figura 4.1 Secciones utilizadas en columnas y vigas con 200 fibras (Seismosoft SRL, 2014)

La utilización de plasticidad usando el método de fibras tiene como ventajas (Seismosoft, 2013):

- No requiere un análisis de la relación momento-curvatura previo a la definición de la sección.
- No requiere la definición de la respuesta histerética de cada elemento pues ésta queda definida en forma intrínseca al definir las leyes de no linealidad de los materiales que constituyen el elemento.
- Modelado directo de la interacción entre esfuerzo axial y momento flector (tanto para la resistencia como para la rigidez).
- Representación directa de la carga biaxial y de la interacción de la resistencia flexional en direcciones ortogonales.

#### 4.2.2 Elemento inelástico basado en fuerzas

El Elemento inelástico basado en fuerzas, denominado `infrmFB` en SeismoStruct, es un elemento 3D viga-columna que permite modelar miembros de pórticos espaciales con no-linealidades geométricas y de los materiales. El elemento `infrmFB` es usualmente la opción preferible, dado que generalmente no requiere la discretización del elemento (cada miembro se define con un solo elemento), lo cual conduce a la creación de modelos considerablemente más ligeros y que por lo tanto demandan menos recursos computacionales (y, por ende, consumen mucho menos tiempo en el análisis). El uso de un solo elemento por cada miembro estructural tiene como ventaja permitir el empleo del output de rotaciones de cuerda para llevar a cabo las verificaciones sísmicas según las normativas vigentes; por ejemplo, Eurocode 8, FEMA-356, ATC-40, etc (Seismosoft, 2013).

Al utilizar el elemento inelástico basado en fuerzas, el número mínimo sugerido de puntos de integración (IP) por cada elemento es 4, aunque suelen utilizarse usualmente entre 5 y 7. Lo anterior permite modelar las distintas cuantías de refuerzo a lo largo de un mismo elemento, permitiendo así una correspondencia biunívoca entre miembros estructurales (Seismosoft, 2013) (ver Figura 4.2). En el caso de los edificios índices seleccionados para este estudio, fue necesario

para reflejar las variaciones en los armados de vigas, entre 6 y 7 puntos de integración y 5 para el caso de las columnas.

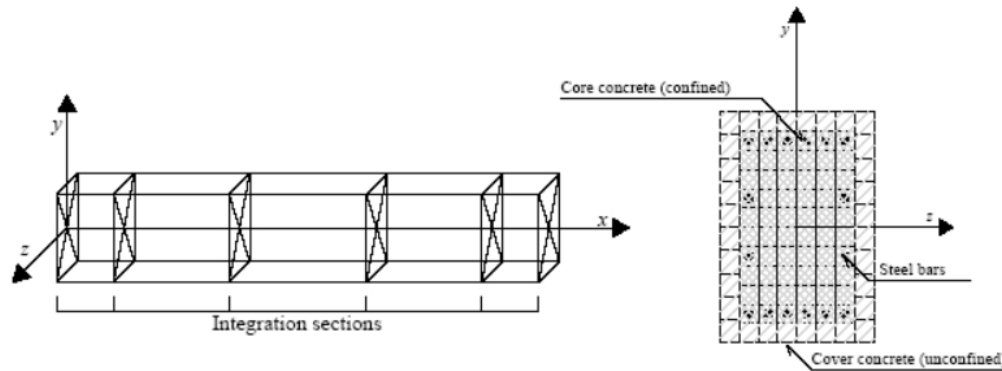


Figura 4.2 Secciones de integración de Gauss - Lobatto (Seismosoft, 2013)

#### 4.2.3 Elemento inelástico basado en desplazamientos

El Elemento inelástico basado en fuerzas, denominado *infrmDB* en *SeismoStruct*, es un elemento 3D basado en desplazamientos que permite modelar miembros de pórticos espaciales con no linealidades geométricas y de los materiales. Como se describe en la sección sobre Inelasticidad de los materiales, el estado de esfuerzo-deformación de una sección se obtiene mediante la integración de la respuesta uniaxial no lineal del material en cada una de las fibras individuales en las cuales se ha subdividido la sección, de forma tal que se tiene en cuenta la propagación de la inelasticidad a lo largo de la longitud del miembro y en la altura de la sección. La formulación basada en desplazamientos sigue un enfoque estándar de elementos finitos, en el que las deformaciones de los elementos son interpoladas a partir de un campo de desplazamientos aproximado, antes de que el Principio de los Desplazamientos Virtuales (PDV) sea utilizado para definir la relación de equilibrio del elemento. La formulación DB utiliza dos secciones de integración por elemento, y la cuadratura de Gauss es usada para obtener mayor precisión.

Con el fin de estimar la respuesta no lineal del elemento, se impone a lo largo de la longitud del mismo una deformación axial constante y una distribución lineal de la curvatura, lo cual es exacto solo para elementos prismáticos lineales elásticos. Por consiguiente, el elemento *infrmDB* 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 deformaciones de mayor orden. Típicamente, es necesario definir entre 4 y 6 elementos por cada miembro estructural.

#### 4.3.4 Modelos constitutivos de los materiales.

### 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 incorporados 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 4.3).

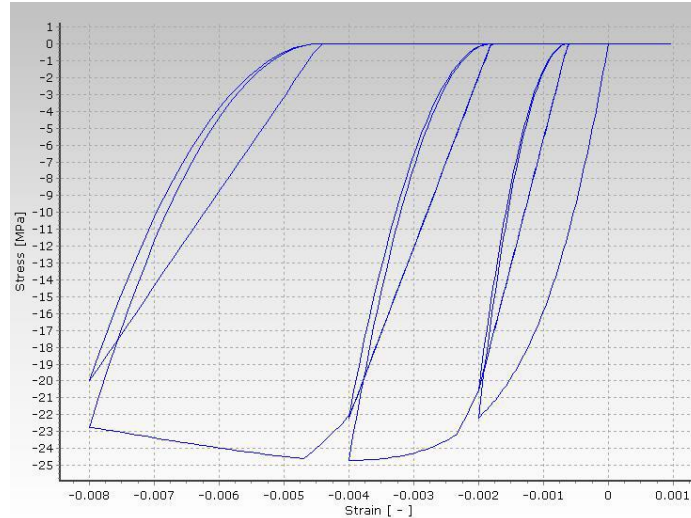


Figura 4.3 Modelo no lineal de Mander para concreto confinado (Seismosoft SRL, 2014).

### Modelo no lineal de Mander para concreto 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 4.4).

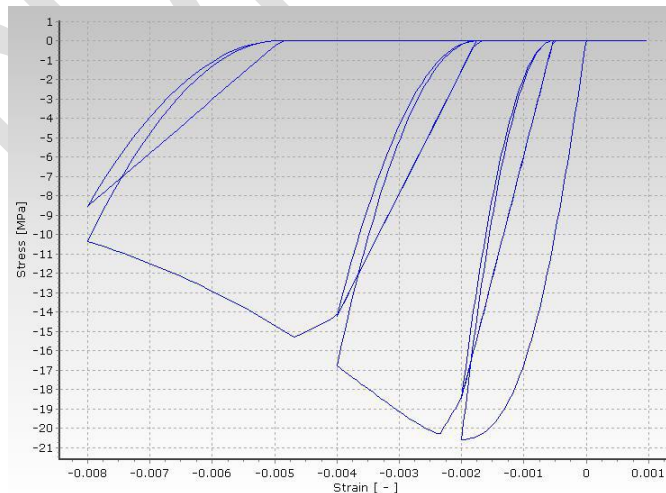


Figura 4.4 Modelo no lineal de Mander para concreto no confinado (Seismosoft SRL, 2014).

### 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 4.5).

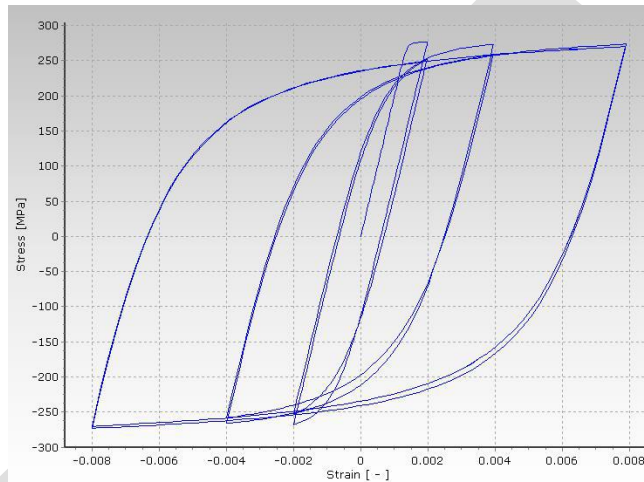


Figura 4.5 Modelo de Menegotto-Pinto para acero (Seismosoft SRL, 2014).

#### 4.3.5 Parámetros y criterios de modelación.

##### 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 utilizando las ecuaciones propuestas por Mander, Priestley, & Park, 1988, en donde  $f'_{cc}$  es la resistencia del concreto considerando el confinamiento y  $f'_{co}$  es la resistencia del concreto no confinado (ver Figura 4.6).

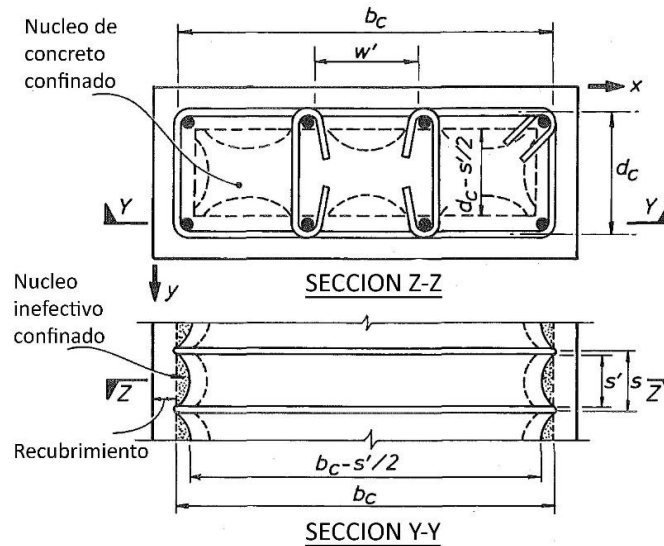


Figura 4.6 Núcleo confinado para estribos rectangulares (Mander, Priestley, & Park, 1988).

### 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).

### 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):

$$1.00 D + 0.20 L \quad (4.1)$$

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



$$1.05 D+0.25 L \quad (4.2)$$

En esta investigación se utilizará el planteamiento del FEMA P-58-2 (Federal Emergency Management Agency, 2009) mediante la ecuación 4.3.

$$1.00 D+0.25 L \quad (4.3)$$

### 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 en Chopra, 2012.

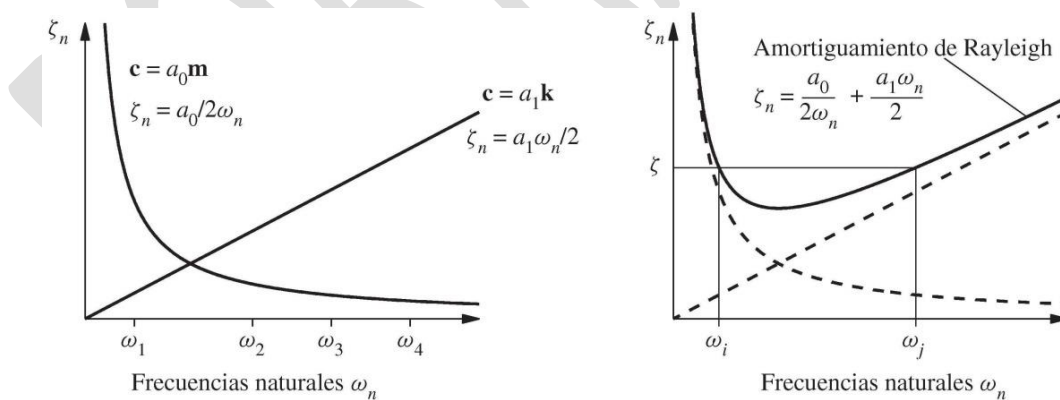


Figura 4.7 Variación de las fracciones de amortiguamiento modal con la frecuencia natural: (a) amortiguamientos proporcionales a la masa y a la rigidez; (b) amortiguamiento de Rayleigh (Chopra, 2012)

Se utilizarán los primeros modos de vibración de cada modelo representativo (considerando el 25% de la carga viva de diseño) asociados a un amortiguamiento del 5% en ambos casos.

#### 4.3.6 Modelo matemático

Como se mencionó previamente en este informe, el software utilizado para la modelación matemática y ejecución de los análisis dinámicos no lineales (IDA) es el SeismoStruct versión 2016 de la empresa SeismoSoft.

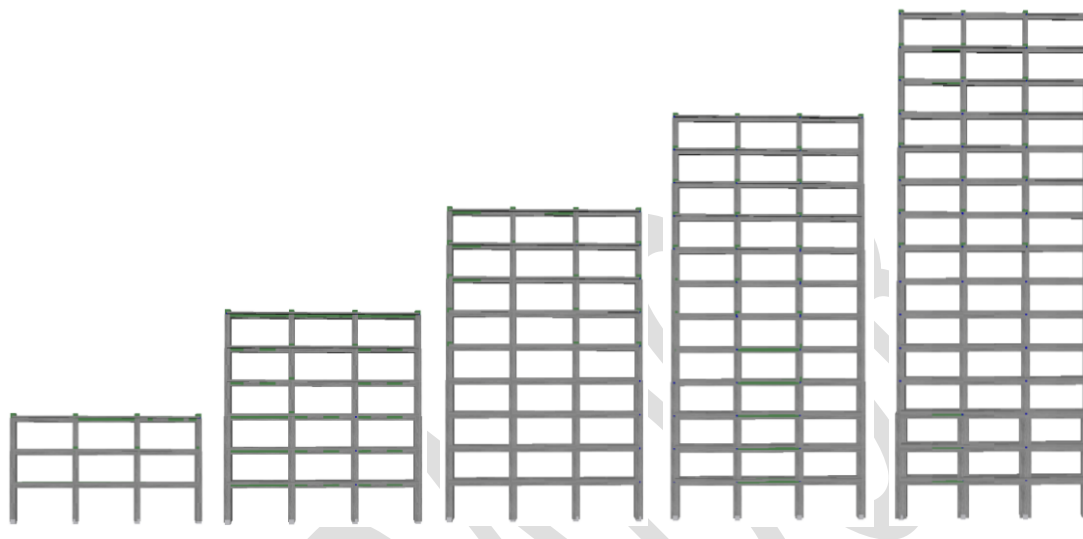


Figura 4.8 Ejemplos de los modelos matemáticos

## 5. CALCULO DEL FACTOR R, FRAGILIDAD Y VULNERABILIDAD

### 5.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se explica los criterios que se han tomado para desarrollar las curvas de fragilidad como las curvas de vulnerabilidad. Se describirán los lineamientos seguidos para definir los límites de los estados de daño y se presentarán el resultado de los diferentes Análisis dinámicos incrementales no lineales. El tiempo de ejecución de los modelos tomo 2 meses para la calibración de los modelos y aproximadamente 11 meses la ejecución de los modelos IDA, y más de 7 Terabytes de generación de datos.

### 5.2. DEFINICIÓN DEL PARÁMETRO INDICADOR DE DAÑO

Un buen número de procedimientos puede ser encontrado en la literatura para calcular los límites de los estados de daños de los Parámetros de demanda sísmica (Engineering Demand Parameters [EDPs] damage state thresholds), y desarrollar así las funciones de fragilidad y vulnerabilidad. Considerando el hecho de que los elementos estructurales son sensibles a los desplazamientos relativos producidos por la acción sísmica entre los diferentes niveles que componen un edificio, en particular se propone el uso de la deriva máxima de entrepiso ( $\delta_{max}$ ) como parámetro indicador de daño para la evaluación de la fragilidad de las estructuras bajo estudio. Este parámetro está asociado a las deformaciones inelásticas de los elementos que componen el sistema resistente a cargas laterales, y es un indicador visual de alarma entre las personas que hacen uso de las instalaciones; más aún, su uso resulta práctico para controlar la respuesta de las estructuras, ya que ha sido ampliamente adoptado en diversas normativas de diseño sismorresistente, claro ejemplo son las restricciones de deriva presentes en la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador NTDS-97, lo cual facilita su interpretación por parte de ingenieros estructuristas y personal a cargo de construcciones.

En general, la deriva de un entrepiso  $i$ ,  $\delta_i$ , corresponde a la diferencia de desplazamientos horizontales totales de los pisos superior ( $\Delta_i$ ) e inferior ( $\Delta_{i-1}$ ) del entrepiso considerado. En la Figura 5.1 se ilustra la determinación de las derivas de entrepiso para un edificio de 5 niveles sometido a cargas laterales.

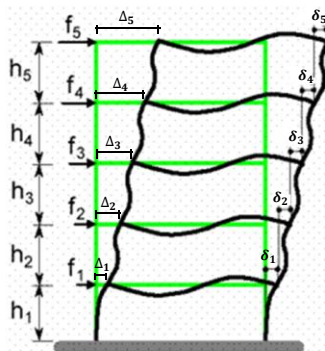


Figura 5.1 Esquema del cálculo de derivas de entrepiso a partir de los desplazamientos de cada piso.

Dado que la altura de entrepiso de una estructura puede llegar a no ser constante (es usual que el primer nivel de algunas estructuras tenga una mayor altura que los pisos subsiguientes) se prefiere normalizar el resultado de la deriva de entrepiso dividiéndolo entre la altura del entrepiso considerado, obteniendo así un porcentaje de deriva que sirve como un parámetro de evaluación del daño mucho más conveniente, esto es:

$$\delta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i} \quad (5.1)$$

### 5.3. DEFINICIÓN DE LOS LÍMITES DE LOS ESTADOS DE DAÑO

Dado que el parámetro indicador de daño elegido es la deriva de entrepiso, es necesario emplear una definición concordante para los umbrales de cada uno de los estados de daño que se considerarán para evaluar el desempeño sísmico de las estructuras. Para este caso en particular se empleará aquella mostrada en Frankie, Gencturk, Elnashai, A.S., 2013, Figura 5.2.

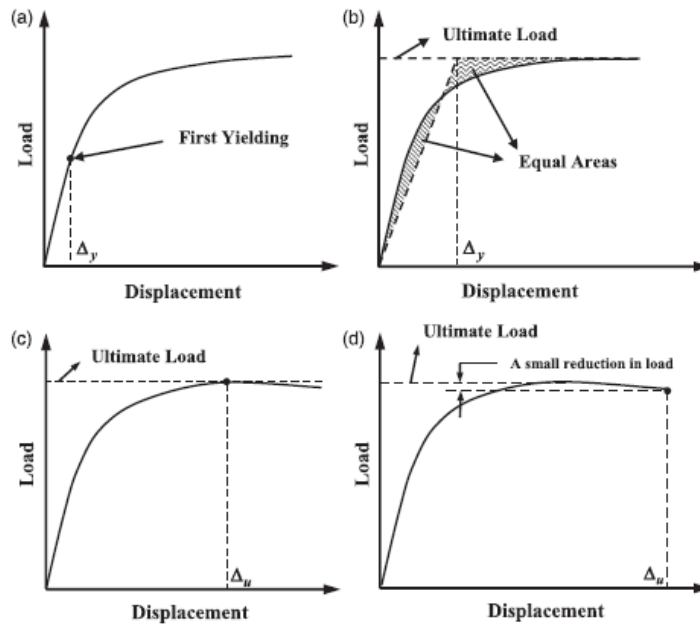


Figura 5.2 Definición de los indicadores de daño, basados en Park (1988). (a) Daño menor, (b) Daño moderado, (c) Daño extenso y (d) Daño completo. Tomado de Frankie, T.M., Gencturk, B., Elnashai, A.S., 2013,

En este procedimiento, sobre la curva de pushover del modelo, se considera que la división entre daño nulo y leve será asignada al desplazamiento en donde ocurra la primera fluencia, el inicio del daño moderado será en donde ocurra la fluencia global, el desplazamiento en donde se registra el máximo cortante es la división entre daño moderado y extenso y en donde la curva cae en un 10% del cortante máximo se considera el parteaguas para el colapso.

Para las tipologías en estudio el perfil de carga empleado para ejecutar el pushover fue proporcional al primer modo de vibración a lo largo del eje débil; y ya que se está utilizando la deriva de entrepiso como parámetro indicador de daño, en cada límite del estado de daño

definido en el párrafo anterior, se tomará la deriva de entrepiso máxima registrada en cada caso tal como se ilustra en la Figura 5.3.

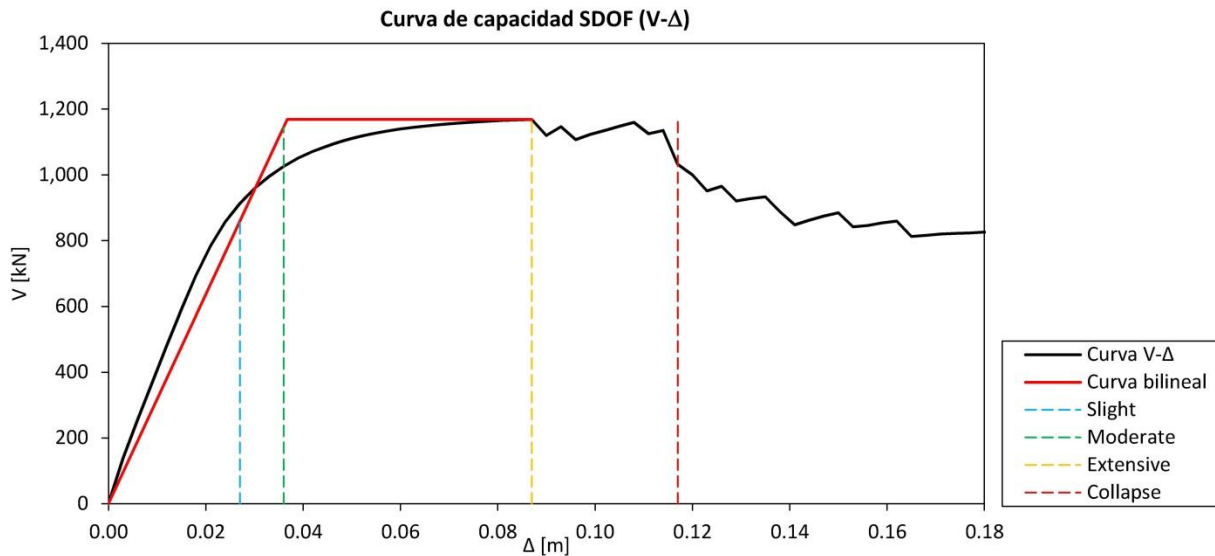


Figura 5.3 Límites de los estados de daños para el modelo RC3.

Para cada uno de los modelos de estudio se obtienen las derivas máximas correspondientes a los umbrales de daños y se calcula el promedio. Los resultados indicaron que para los modelos de 12 y 15 niveles, el colapso ocurre muy próximo al alcanzar el daño Extensive, lo que demuestra que el sistema estructural de marcos no es óptimo para grandes alturas al ser muy flexible; por esta razón, los resultados se han separado para 3, 6 y 9 niveles, y 12 y 15 niveles. Las derivas obtenidas para cada caso se muestran en la Tabla 5.1, nótese que para 12 y 15 niveles el daño Extensive no es tomado en consideración.

Tabla 5.1 Derivas de entrepiso promedios para cada estado de daño.

ESTADO	M03, M06, M09 DERIVA (%)	M12, M15 DERIVA (%)
SLIGHT	0.318	0.333
MODERATE	0.739	0.785
EXTENSIVE	2.534	-
COLLAPSE	4.384	1.561

#### 5.4. CURVAS DEL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL NO LINEAL (IDA)

A manera de ejemplo, las curvas IDA se presentan tanto en formato de Deriva de entrepiso contra PGA como Deriva de entrepiso contra  $S_a(T_1)$  para cada uno de los registros empleados y definidos en la Sección 3. En las gráficas en donde se ha empleado el PGA, éste corresponde al exhibido por la componente del sismo que ha sido asignado en la dirección débil de la estructura siguiendo las consideraciones definidas en la sección anterior (Figuras 5.4 a 5.8).

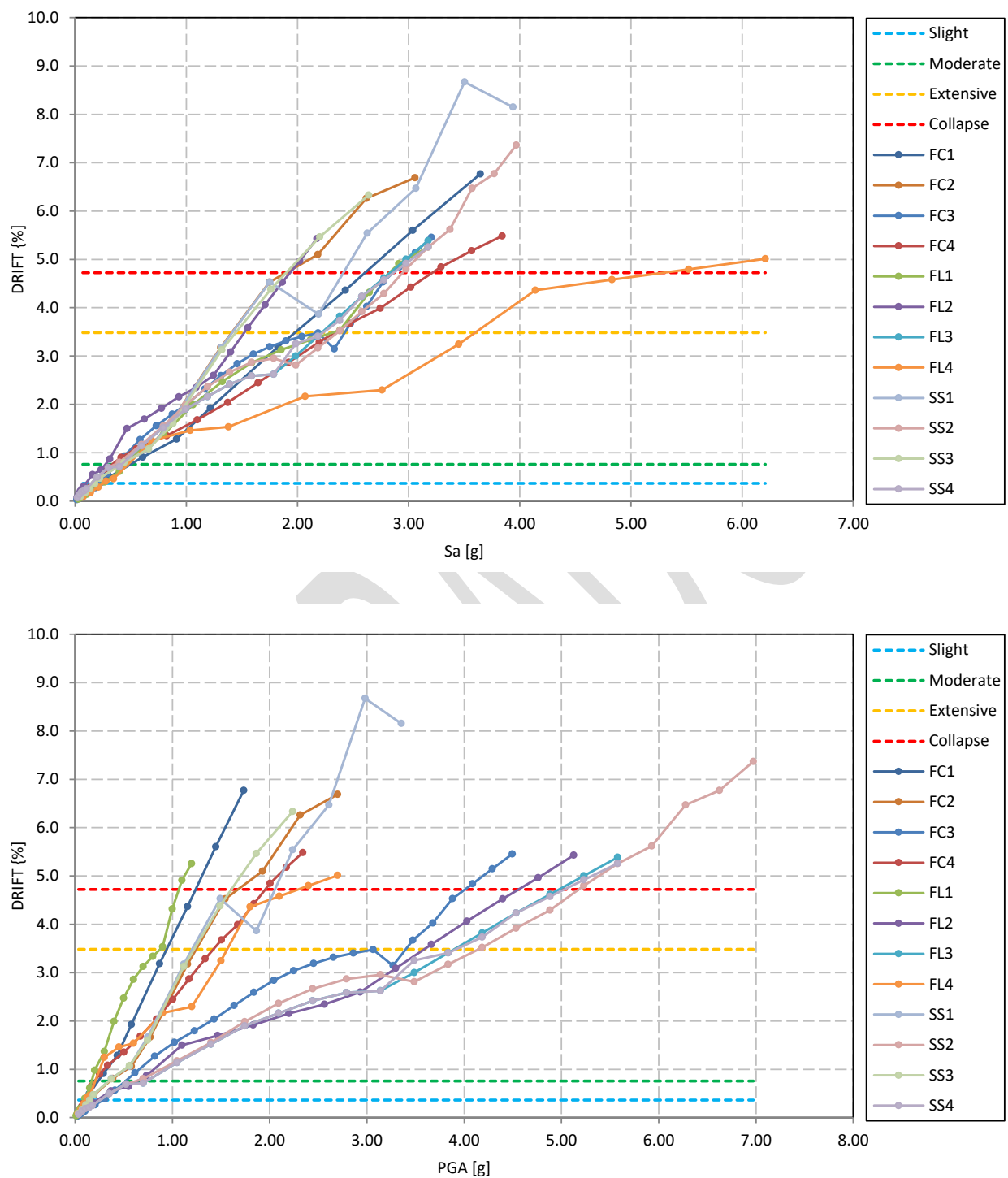


Figura 5.4 Curvas IDA para el modelo M03: Sa vs Deriva de entrepiso (superior), PGA vs Deriva de entrepiso (inferior).

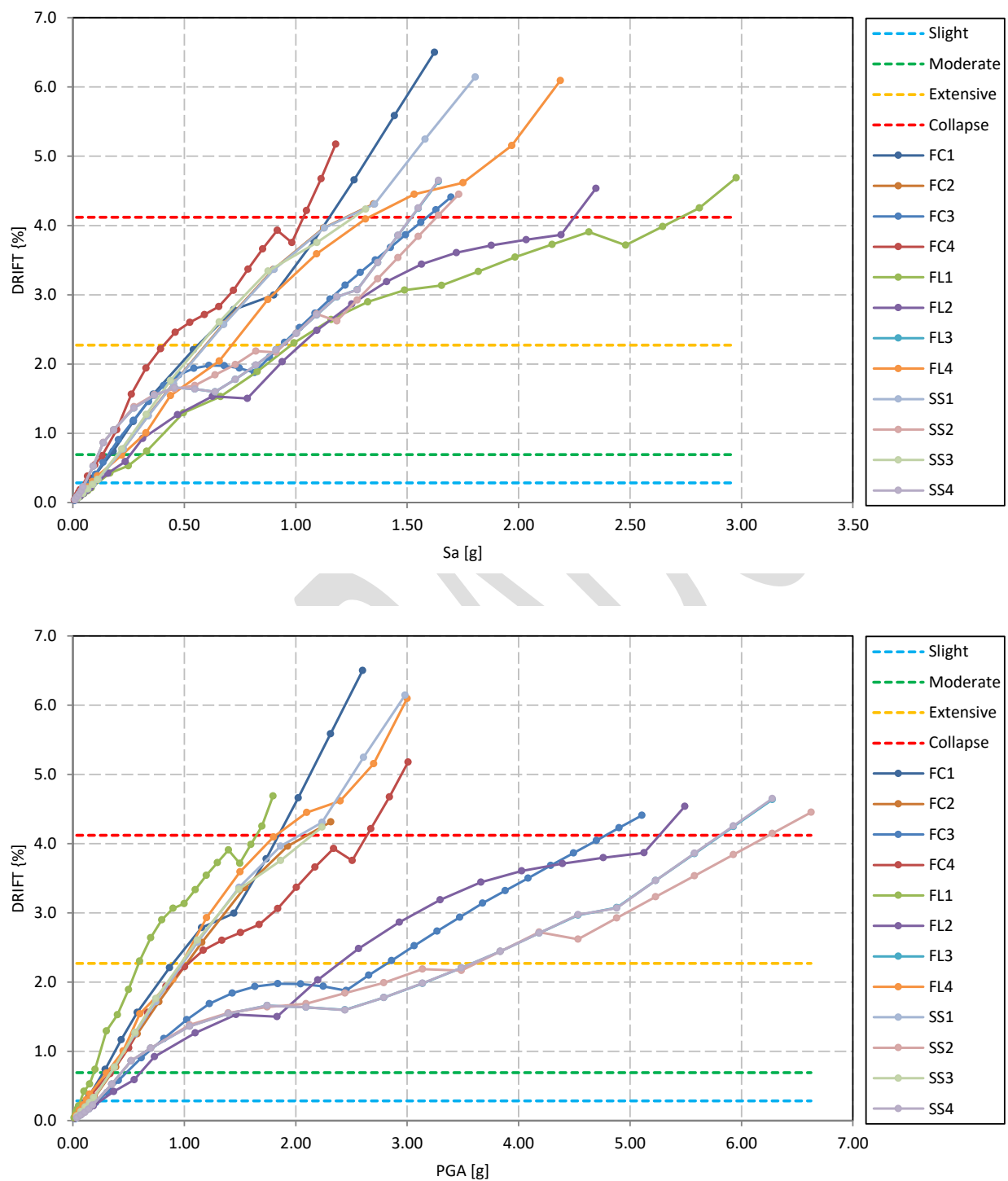


Figura 5.5 Curvas IDA para el modelo M06: Sa vs Deriva de entrepiso (superior), PGA vs Deriva de entrepiso (inferior).

EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA Y VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO Y SU CUANTIFICACIÓN

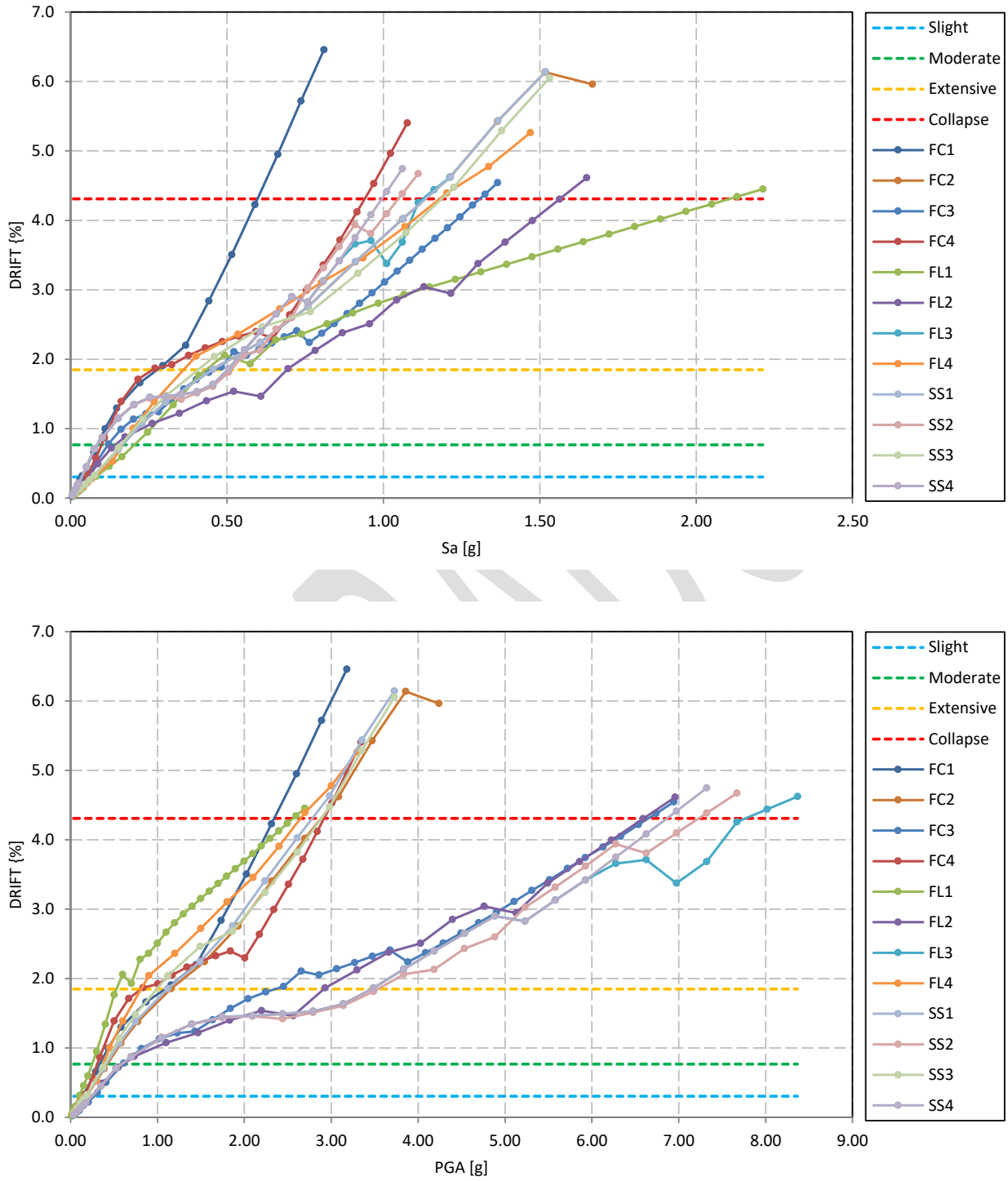


Figura 5.6 Curvas IDA para el modelo M09: Sa vs Deriva de entrepiso (superior), PGA vs Deriva de entrepiso (inferior).



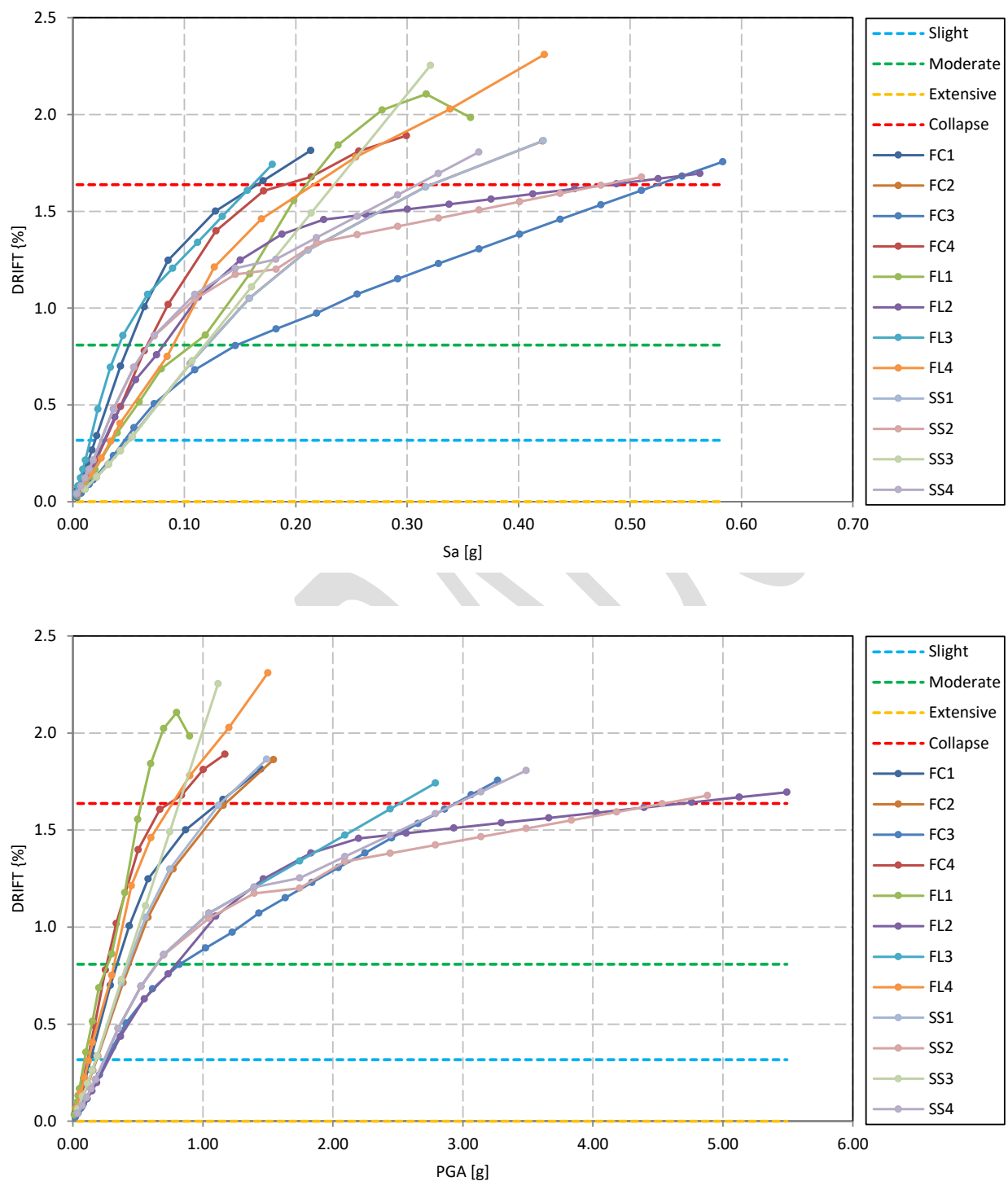


Figura 5.7 Curvas IDA para el modelo M12: Sa vs Deriva de entrepiso (superior), PGA vs Deriva de entrepiso (inferior).

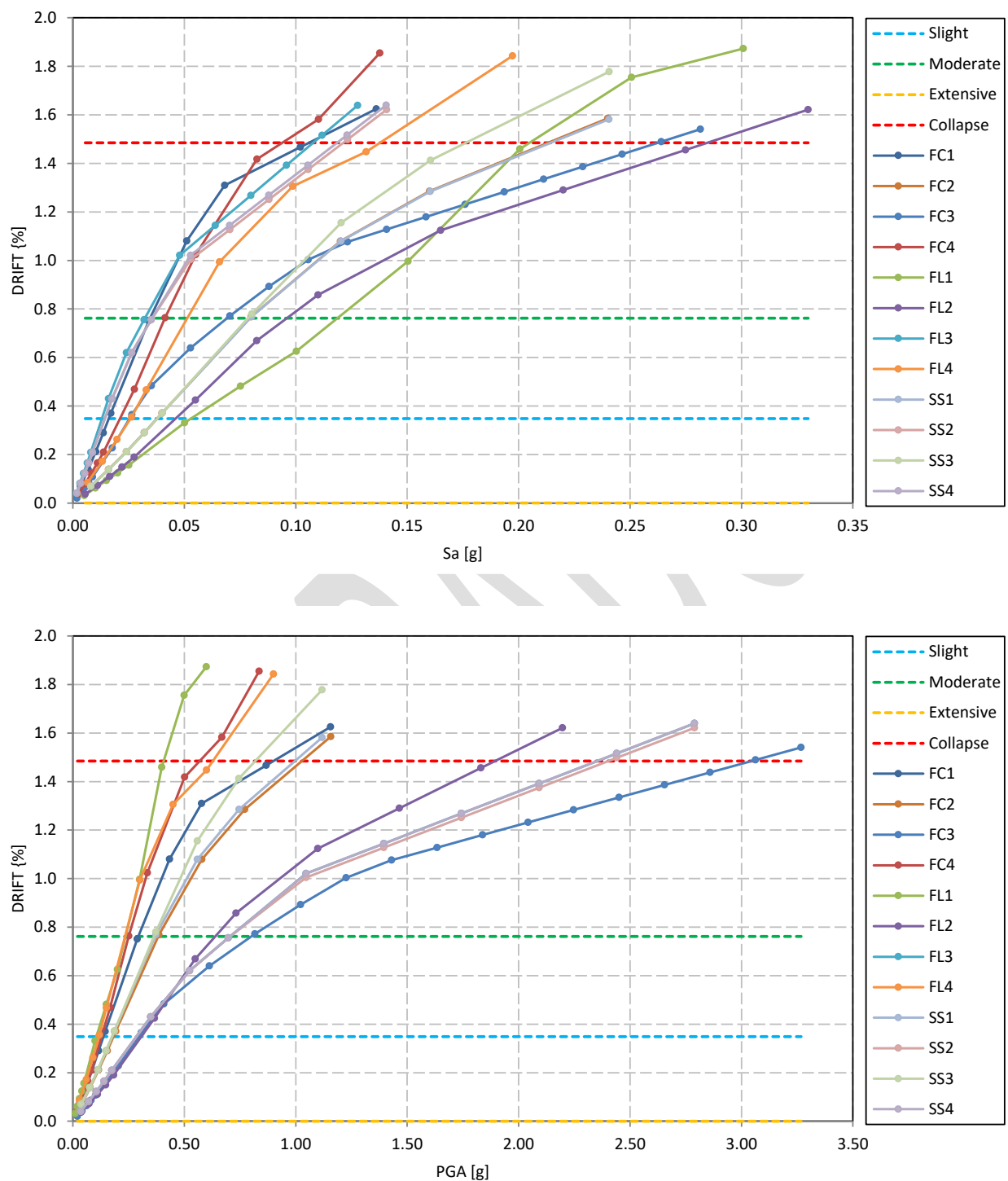


Figura 5.8 Curvas IDA para el modelo M15: Sa vs Deriva de entrepiso (superior), PGA vs Deriva de entrepiso (inferior).

Para el caso en los cuales se ha utilizado la aceleración espectral, ésta ha sido determinada a partir del modo fundamental de vibración  $S_a(T_1)$ , siendo establecido siguiendo los lineamientos especificados por el Anexo B del Eurocódigo 8 (EN 1998-1 (2004)) ó N2 Method.

Las Figuras 5.9 y 5.10 muestran el conjunto de datos para los 2 grupos de modelos: M03-M06-M09 y M12-M15, para los cuales las curvas de fragilidad y vulnerabilidad son calculadas.

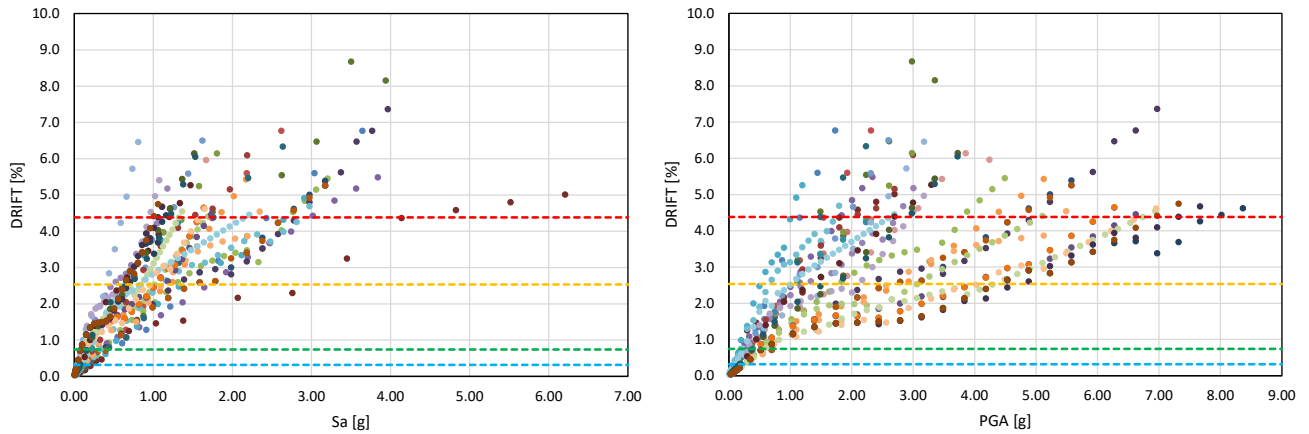


Figura 5.9 Conjunto de datos para modelos M03, M06 y M09 para: Sa (izquierda) y PGA (derecha).

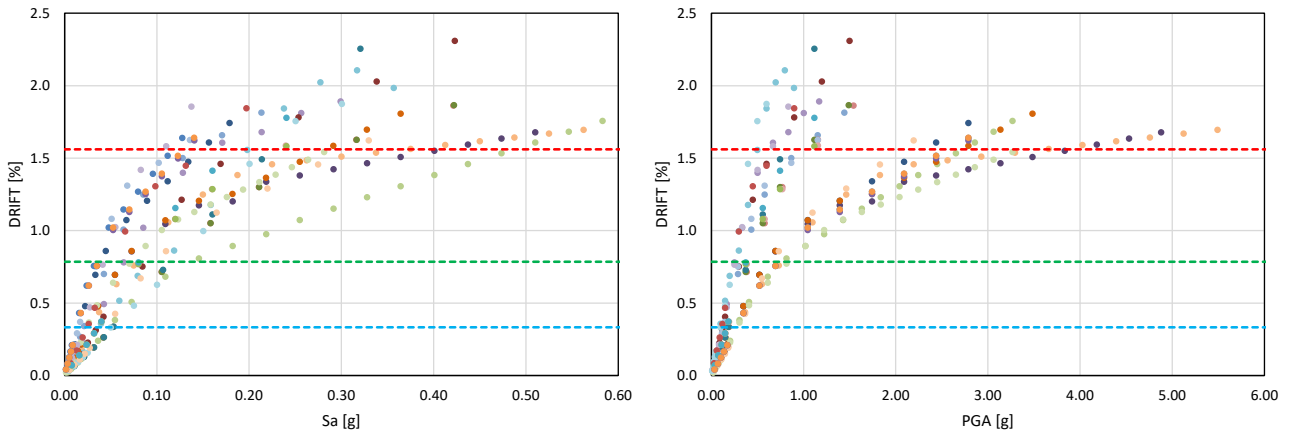


Figura 5.10 Conjunto de datos para modelos M12 y M15 para: Sa (izquierda) y PGA (derecha).

## 5.5. CURVAS DE FRAGILIDAD

En términos generales, una función o curva de fragilidad de un edificio es una función de probabilidad en función de una medida de intensidad que representa la probabilidad de exceder o superar un estado límite, o estado de daño, dado de un edificio en particular bajo una medida de intensidad sísmica (IM, por sus siglas en inglés). Esencialmente, es la función de distribución acumulada (CDF, por sus siglas en inglés) de la relación IM – Capacidad para el estado límite y es, por lo tanto, usualmente representada por una distribución log-normal, junto con el valor central y la dispersión de la relación IM – Capacidad.

Por otra parte, la función o curva de vulnerabilidad es una función de la pérdida, o razón de pérdida, en función de una medida de intensidad (IM), que representa la distribución de la pérdida sísmica para un edificio o tipo de edificio dado sometido a un valor de la medida de intensidad (IM).

Las curvas de fragilidad/vulnerabilidad, así como la metodología para su obtención, presentadas en este documento tienen la virtud que son de las primeras que se producen para edificaciones de marcos de concreto reforzado, utilizando señales sísmicas de eventos que se han producido en El Salvador. Generalmente, cuando se ha necesitado este tipo de información se ha hecho uso de documentos tales como HAZUS (FEMA, 2003), FEMA-P58 (FEMA, 2012) con la consiguiente diferencia en los modelos estructurales y señales utilizadas para su desarrollo. Se sabe que una de las medidas de intensidad sísmica que mejor representa el daño en este tipo de estructuras, y que, además puede ser correlacionada con mapas de amenaza sísmica para diversos usos es  $S_a(T_1)$ , sin embargo, se han incluido curvas en las que se utiliza el PGA como medida de intensidad, principalmente por razones históricas, y no necesariamente por su fidelidad para predecir daños.

Por otra parte, debido a las diferentes características de comportamiento y mecanismos de colapso que exhiben las edificaciones dependiendo de sus alturas, se decidió agruparlas por rangos de número de niveles, de similar manera como ha sido hecho en otras metodologías que utilizan el período como el factor de representa esas variaciones (FEMA, 2003), (Zelaschi et.al., 2015), (Souza et.al., 2014).

Obtenidos los datos del análisis dinámico no lineal incremental se procede a realizar un procesamiento estadístico con el fin de definir las funciones de fragilidad que sirvan para generar las curvas de fragilidad. Los parámetros estadísticos de interés son la mediana y la dispersión de los datos obtenidos al nivel del umbral de cada uno de los estados de daño diferentes al estado de daño nulo (sin daño). Para obtener estos valores estadísticos se emplean la Ecuación 5.2 y Ecuación 5.3, según lo sugerido por Ibarra y Krawinkler (2005):

$$\ln \theta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad (5.2)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left[ \ln \left( \frac{IM_i}{\theta} \right) \right]^2} \quad (5.3)$$

Donde  $n$  es el número de sismos considerados e  $IM_i$  es el valor de la medida de intensidad (aceleración espectral o PGA según sea el caso de interés) asociado con el nivel de daño en consideración para el  $i$ -ésimo evento sísmico. Para obtener los valores de aceleración espectral para cada una de las 60 curvas IDA al nivel de la deriva que marca el umbral de cada uno de los estados de daño se emplea una técnica de interpolación mediante splines cúbicos.

A manera de ejemplificar el proceso se utilizará la serie de datos de la aceleración espectral y el umbral de daño leve de los modelos de 3, 6 y 9 niveles para 1 registro. Para obtener el valor medio de la distribución de datos se hace uso de la Ecuación 5.2. El estado de daño leve se determina a partir de la sumatoria de los logaritmos naturales de cada uno de los 24 valores de aceleración espectral obtenidos para tal nivel:

$$\sum_{i=1}^{24} \ln IM_i = -57.161$$

Evaluando este valor en la Ecuación 5.2 se puede determinar el valor de la mediana de los datos obtenidos para el estado de daño leve convirtiendo la expresión obtenida en su forma exponencial equivalente:

$$\ln \theta = \frac{1}{24} (-57.161) = -2.38$$

$$\theta = e^{-2.38} = \mathbf{0.092}$$

Así mismo, se calcula la desviación estándar de los valores de los logaritmos naturales de las aceleraciones espectrales empleando la Ecuación 5.3.

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left[ \ln \left( \frac{IM_i}{\theta} \right) \right]^2} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\ln IM_i - \ln \theta]^2} = \sqrt{\frac{1}{24-1} \sum_{i=1}^{24} [\ln IM_i + 0.092]^2}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{24-1} (6.343)} = \mathbf{0.525}$$

En la Tablas 5.2 y 5.3 se muestran los resultados de los parámetros estadísticos obtenidos para los estados de daño leve, moderado, severo y colapso empleando el procedimiento anteriormente descrito, para los grupos de 3, 6 y 9 niveles, y 12 y 15 niveles, así como para 1 y 2 registros.

Tabla 5.2 Parámetros estadísticos para las series de datos  $Sa(T_1)$  para cada uno de los estados de daño (1 registro).

Estado de daño	M03, M06, M09		M12, M15	
	Mediana	Desviación estándar	Mediana	Desviación estándar
SLIGHT	0.092	0.525	0.029	0.446
MODERATE	0.217	0.590	0.069	0.461
EXTENSIVE	0.955	0.463	-	-
COLLAPSE	1.709	0.447	0.200	0.442

Tabla 5.3 Parámetros estadísticos para las series de datos  $Sa(T_1)$  para cada uno de los estados de daño (2 registros).

Estado de daño	M03, M06, M09		M12, M15	
	Mediana	Desviación estándar	Mediana	Desviación estándar
SLIGHT	0.085	0.456	0.029	0.529
MODERATE	0.193	0.635	0.068	0.445
EXTENSIVE	0.848	0.287	-	-
COLLAPSE	1.547	0.332	0.222	0.396

Mediante un procedimiento de cálculo análogo se obtienen los parámetros estadísticos para el uso de PGA como parámetro indicador de intensidad sísmica. En las Tablas 5.4 y 5.5 se muestran los resultados de los parámetros estadísticos obtenidos para los estados de daño leve, moderado, severo y colapso empleando el procedimiento anteriormente descrito, para los grupos de 3, 6 y 9 niveles, y 12 y 15 niveles, así como para 1 y 2 registros.

Las curvas de fragilidad son un recurso gráfico que relacionan la probabilidad de daño de una estructura como función de una medida de intensidad asociada a la demanda sísmica, que para los fines de este estudio el parámetro indicador de la demanda sísmica es la aceleración espectral del primer modo de la estructura y el PGA.

Tabla 5.4 Parámetros estadísticos para las series de datos PGA para cada uno de los estados de daño (1 registro).

Estado de daño	M03, M06, M09		M12, M15	
	Mediana	Desviación estándar	Mediana	Desviación estándar
SLIGHT	0.0159	0.431	0.172	0.422
MODERATE	0.374	0.443	0.414	0.481
EXTENSIVE	1.646	0.624	-	-
COLLAPSE	2.946	0.580	1.201	0.717

Tabla 5.5 Parámetros estadísticos para las series de datos PGA para cada uno de los estados de daño (2 registros).

Estado de daño	M03, M06, M09		M12, M15	
	Mediana	Desviación estándar	Mediana	Desviación estándar
SLIGHT	0.198	0.232	0.215	0.215
MODERATE	0.451	0.301	0.509	0.292
EXTENSIVE	1.979	0.661	-	-
COLLAPSE	3.609	0.579	1.652	0.627

Con los resultados de los parámetros estadísticos de las Tablas 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5 es posible definir las ecuaciones de fragilidad de cada uno de los estados de daño empleando la Ecuación 5.4.

$$P[d \geq d_i] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{d_i}} \ln \left( \frac{IM}{IM_{d_i}} \right) \right] \quad (5.4)$$

donde  $\Phi[\cdot]$  representa una función de distribución normal estándar acumulada, la cual puede ser reescrita como:

$$\Phi \left[ \frac{1}{\beta_{d_i}} \ln \left( \frac{IM}{IM_{d_i}} \right) \right] = \frac{1}{\beta \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{(u-\theta)^2}{2\beta^2}} du, \quad x \in \mathbb{R} \quad (5.5)$$

Para los fines del estudio estos parámetros representan respectivamente el valor de la mediana ( $\theta$ ), la desviación estándar ( $\beta$ ) y valores de aceleración espectral que van desde 0.01g hasta lograr la distribución de probabilidad de 100% para cada estado límite. Resulta necesario acotar que la función de distribución normal genera, a partir de la mediana y la desviación estándar, una línea de tendencia con respecto a los valores de aceleración espectral a partir de los cuales se calcularon tales parámetros estadísticos.

En las Figuras 5.11, 5.12, 5.13 y 5.14 se presentan el consolidado de las curvas de fragilidad para los umbrales de los estados de daño establecidos, y obtenidas por medio de las funciones de fragilidad, utilizando respectivamente la aceleración espectral y la aceleración máxima del terreno como parámetro indicador de daño. Se recuerda que una curva de fragilidad representa la probabilidad que determinada estructura tiene de alcanzar el estado de daño respectivo ante una determinada medida de intensidad.

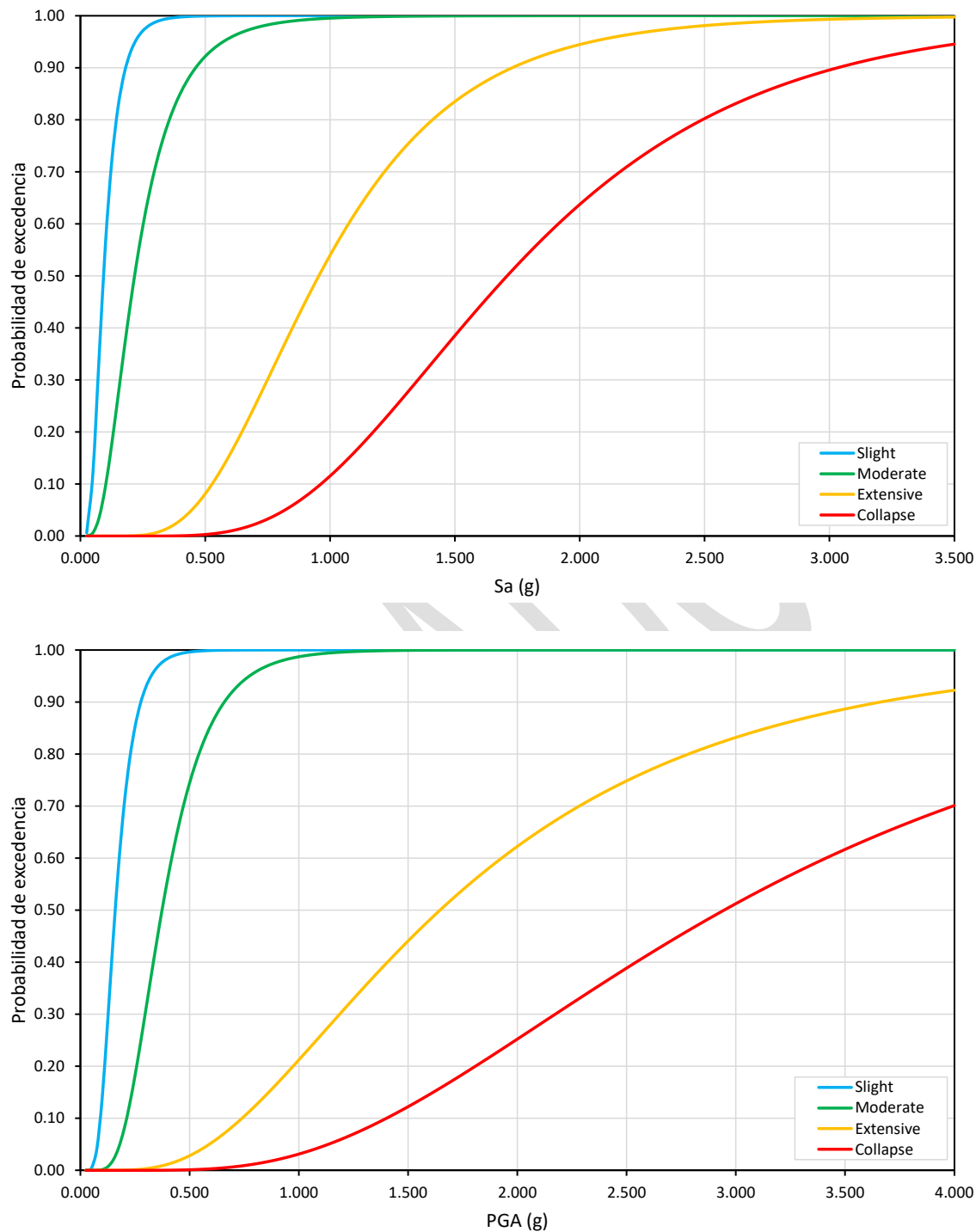


Figura 5.11 Curvas de fragilidad para daño leve, moderado, severo y colapso (modelos M03, M06 y M09 para 1 registro) utilizando: la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica y (superior) la aceleración máxima del terreno como parámetro indicador de la intensidad sísmica (inferior).



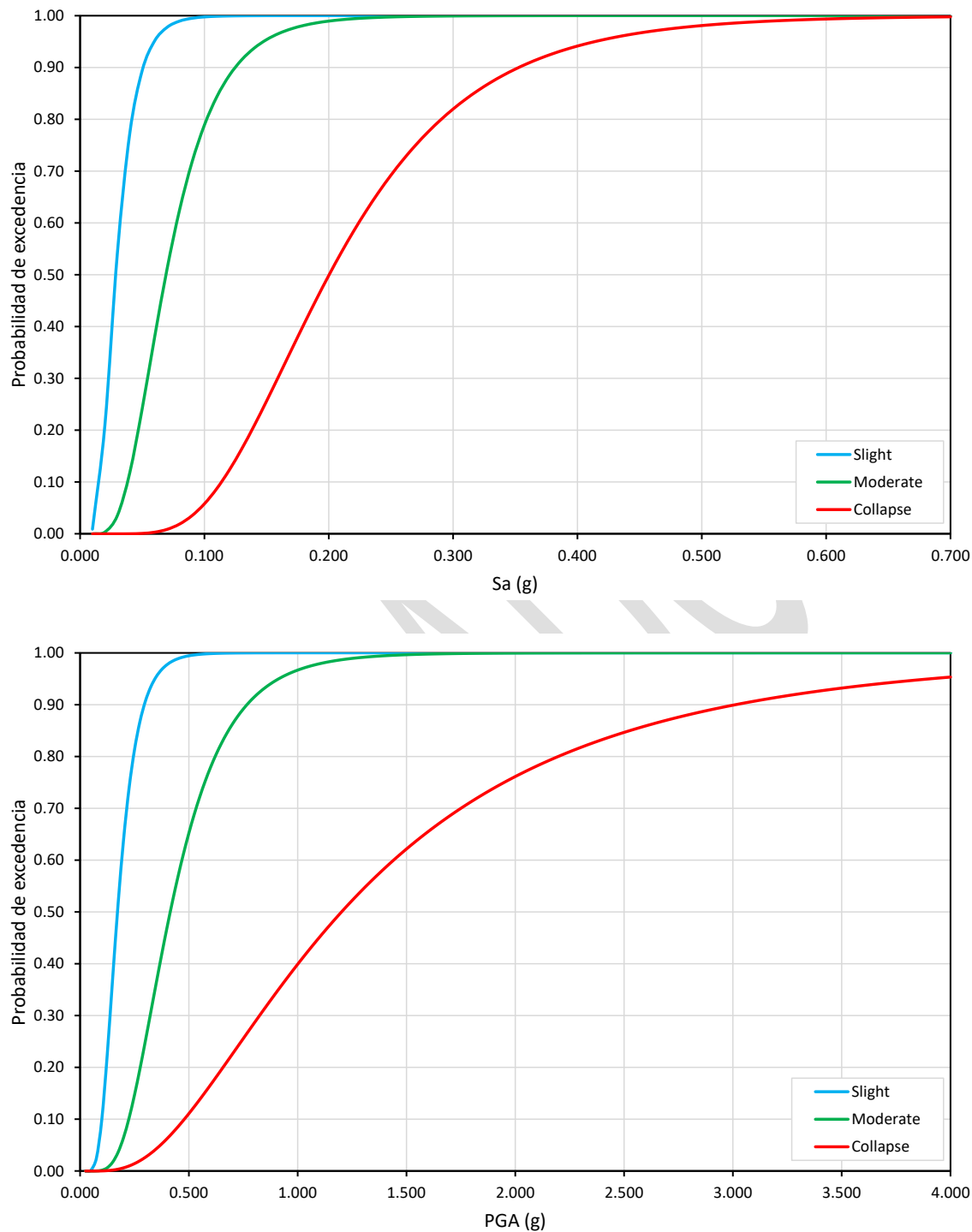


Figura 5.12 Curvas de fragilidad para daño leve, moderado, severo y colapso (modelos M12 y M15 para 1 registro) utilizando: la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica y (superior) la aceleración máxima del terreno como parámetro indicador de la intensidad sísmica (inferior).

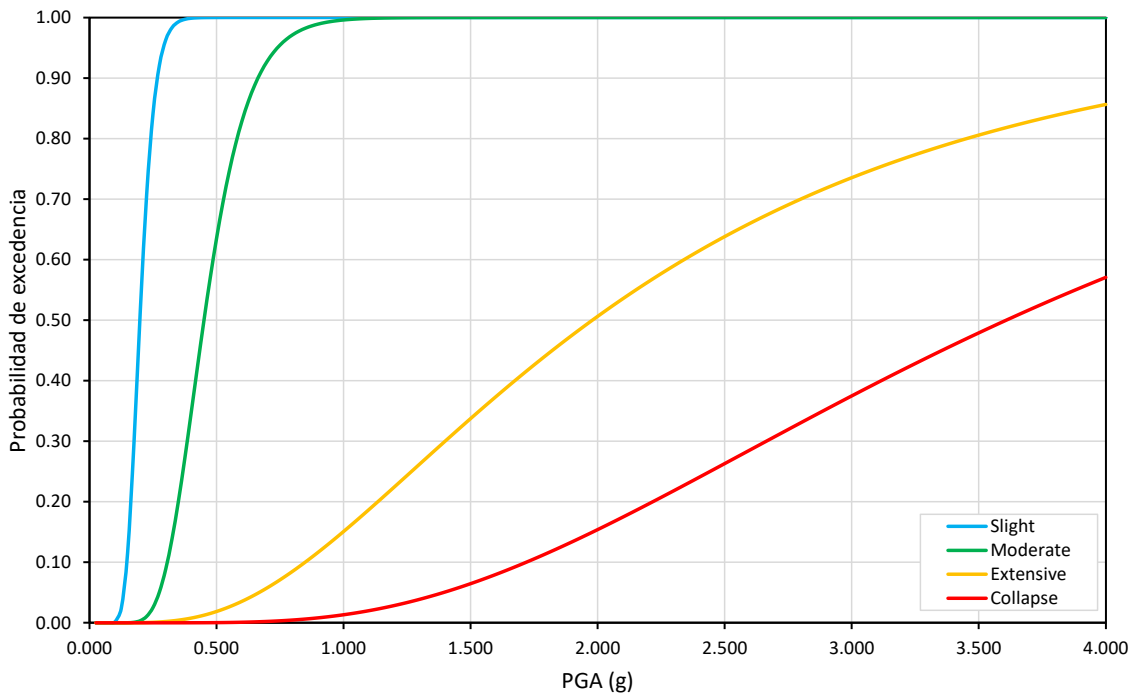
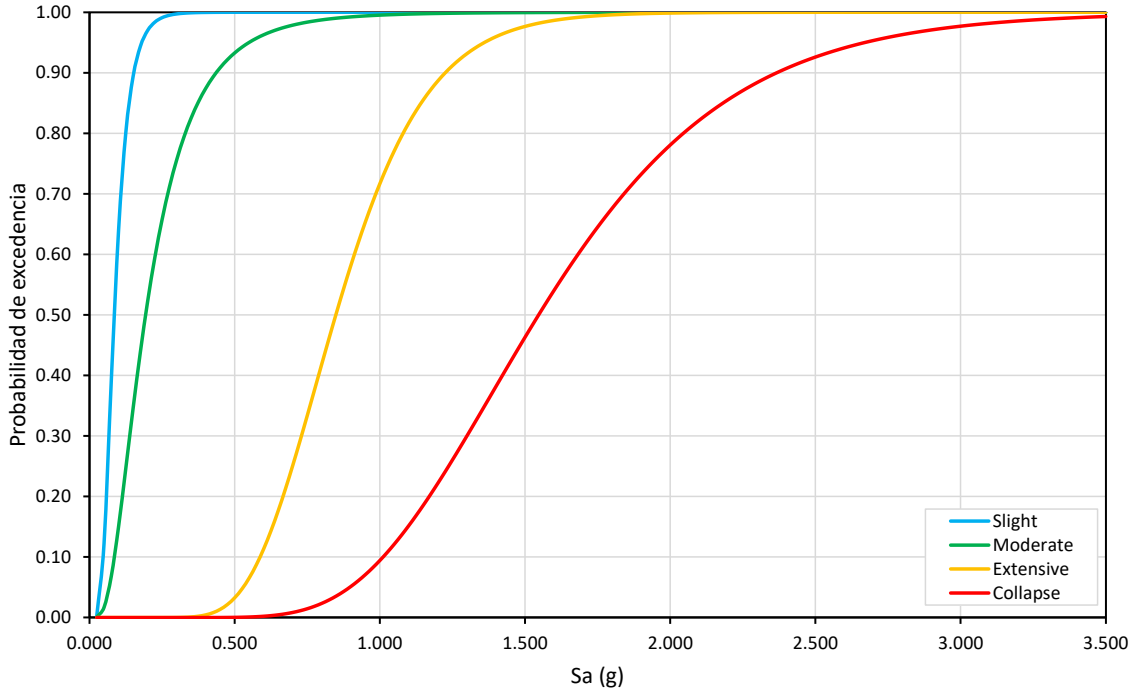


Figura 5.13 Curvas de fragilidad para daño leve, moderado, severo y colapso (modelos M03, M06 y M09 para 2 registros) utilizando: la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica y (superior) la aceleración máxima del terreno como parámetro indicador de la intensidad sísmica (inferior).

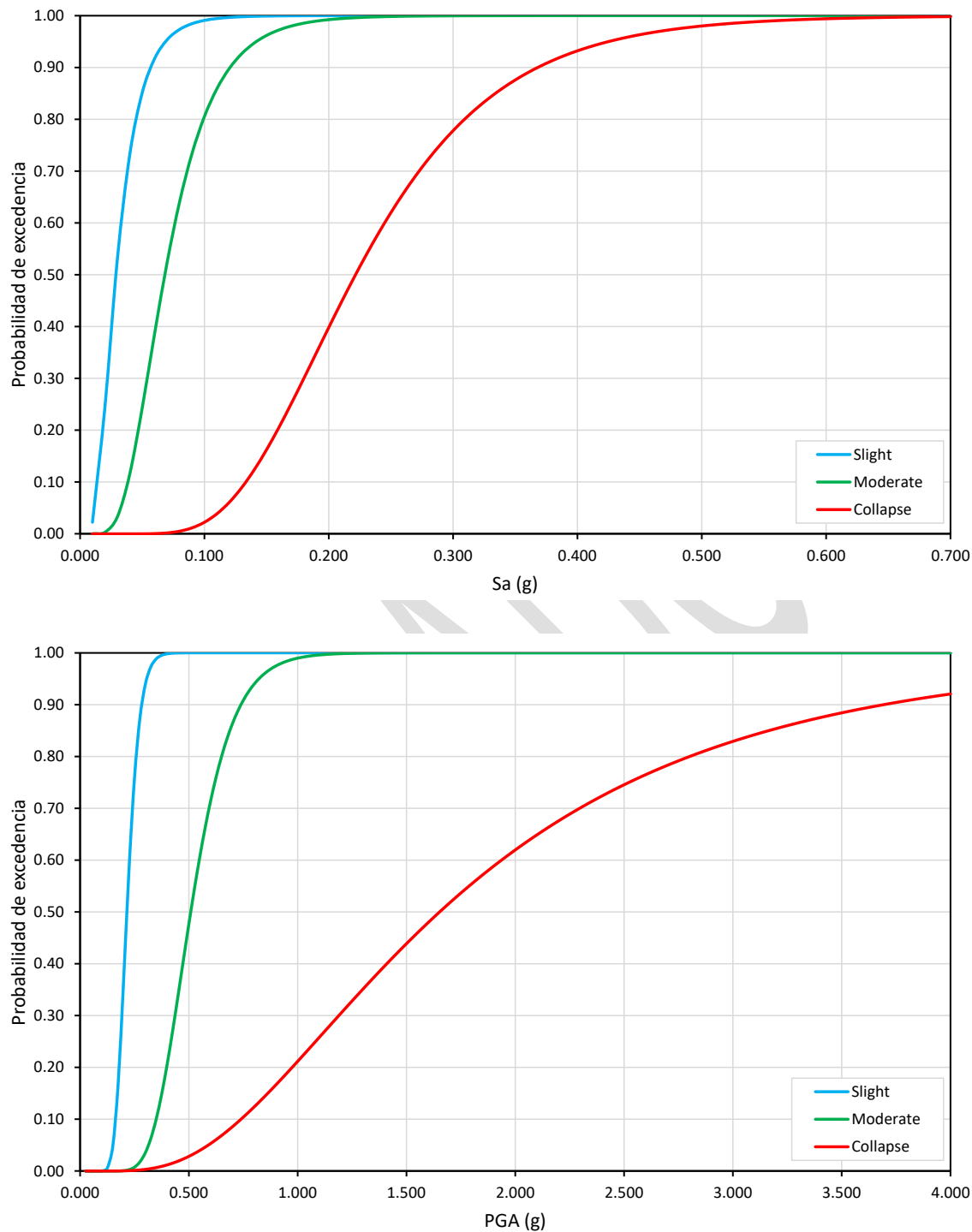


Figura 5.14 Curvas de fragilidad para daño leve, moderado, severo y colapso (modelos M12 y M15 para 2 registros) utilizando: la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica y (superior) la aceleración máxima del terreno como parámetro indicador de la intensidad sísmica (inferior).

### 5.6. CURVAS DE VULNERABILIDAD

Para transformar las curvas de fragilidad a curvas de vulnerabilidad, usando la metodología para evaluar la vulnerabilidad considerando el edificio como un todo, se puede utilizar las siguientes ecuaciones (GEM, 2014):

$$E(C > c|im) = \sum_{i=0}^n E(C > c|ds_i).P(ds_i|im) \quad (5.6)$$

$$var(C|im) = \sum_{i=0}^n [var(C|ds_i) + E^2(C|ds_i)].P(ds_i|im) - E^2(C|im) \quad (5.7)$$

Para la transformación se ha considerado los damage ratios propuestos por HAZUS considerando que el MDR resultante indicará el daño de las estructuras y no la relación entre los costos de reparación contra el costo de remplazo.

Tabla 5.6 Cost/damage ratios y sus varianzas para cada uno de los estados de daño.

Estado	Damage ratios	var (C dsi)
Slight	2%	0
Moderate	10%	0
Extensive	41.3%	0
Collapse	100%	0

Nótese que las varianzas se han considerado iguales a cero debido a que de esta manera se puede obtener los mismos resultados que en la ecuación siguiente presentada en Yamin (2014).

$$SD^2(L|S) = \sum_{i=0}^n (L_i - E(L|S))^2 . Pr(DS = ds_i|S) \quad (5.8)$$

En las Figuras 5.15, 5.16, 5.17 y 5.18 se muestran las curvas de fragilidad para Sa(T<sub>1</sub>) y PGA, utilizando la máxima deriva de entrepiso como EDP.

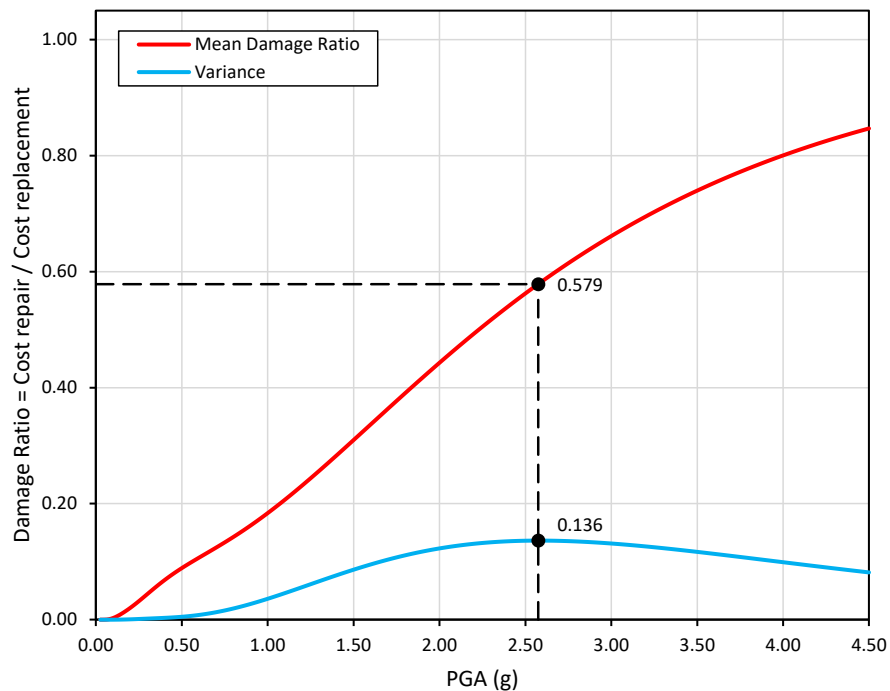
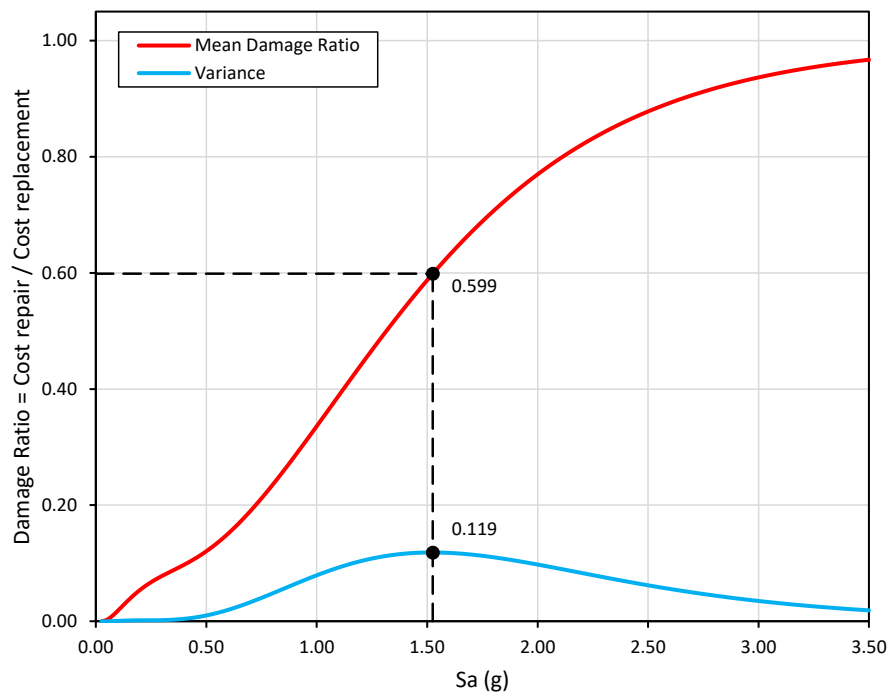


Figura 5.15 Curvas de vulnerabilidad (modelos M03, M06 y M09 para 1 registro), usando la deriva máxima de entrepiso (ID) como EDP para: Sa(T1) (superior) y PGA (inferior).

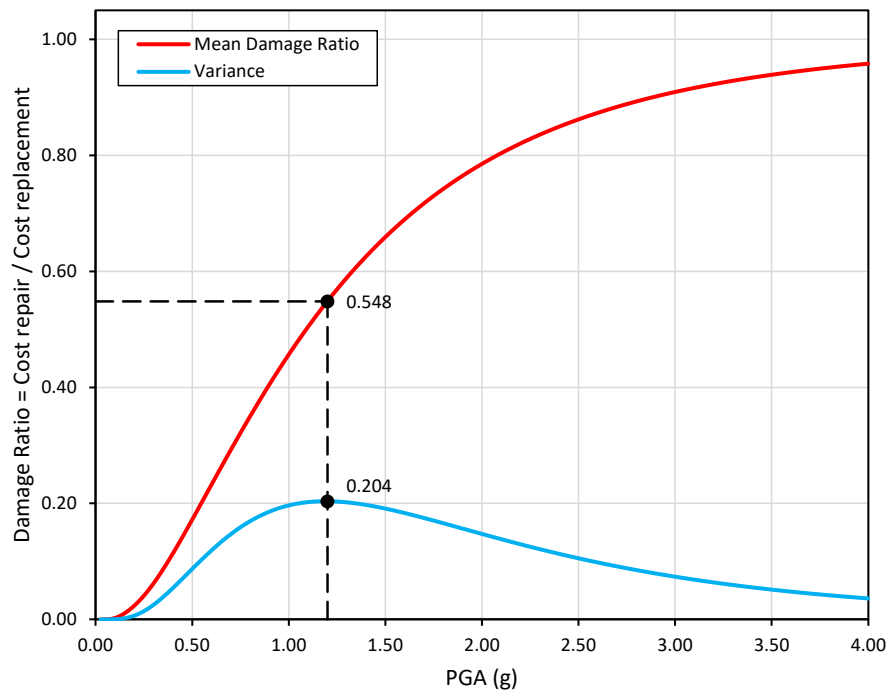
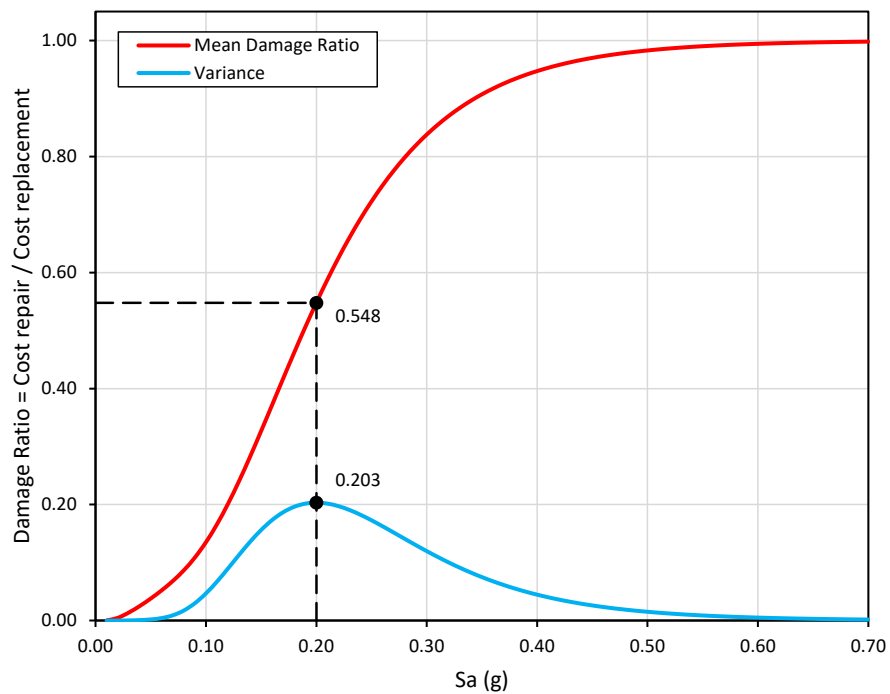


Figura 5.16 Curvas de vulnerabilidad (modelos M12y M15 para 1 registro), usando la deriva máxima de entrepiso (ID) como EDP para:  $S_a(T1)$  (superior) y PGA (inferior).

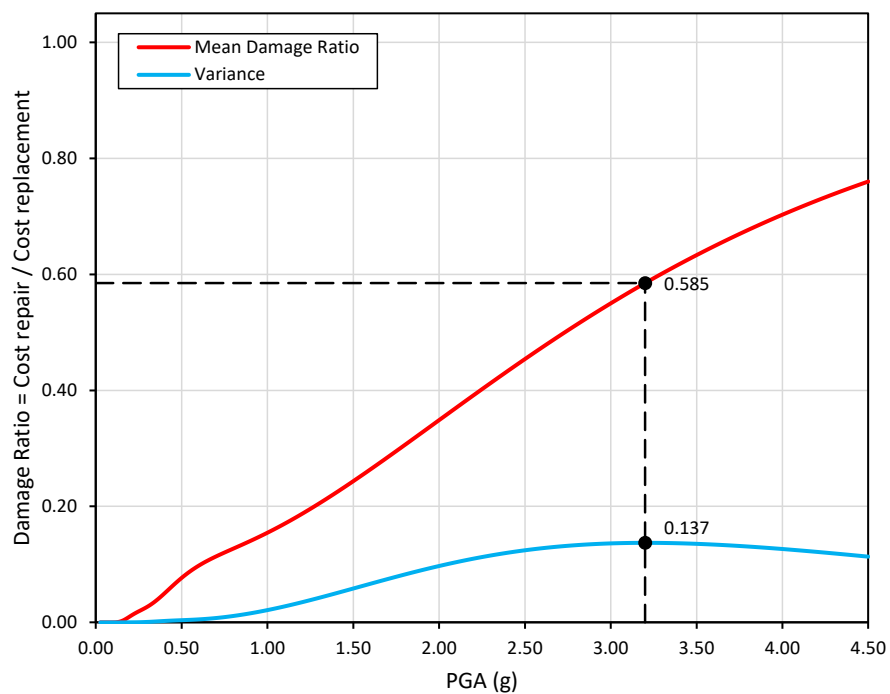
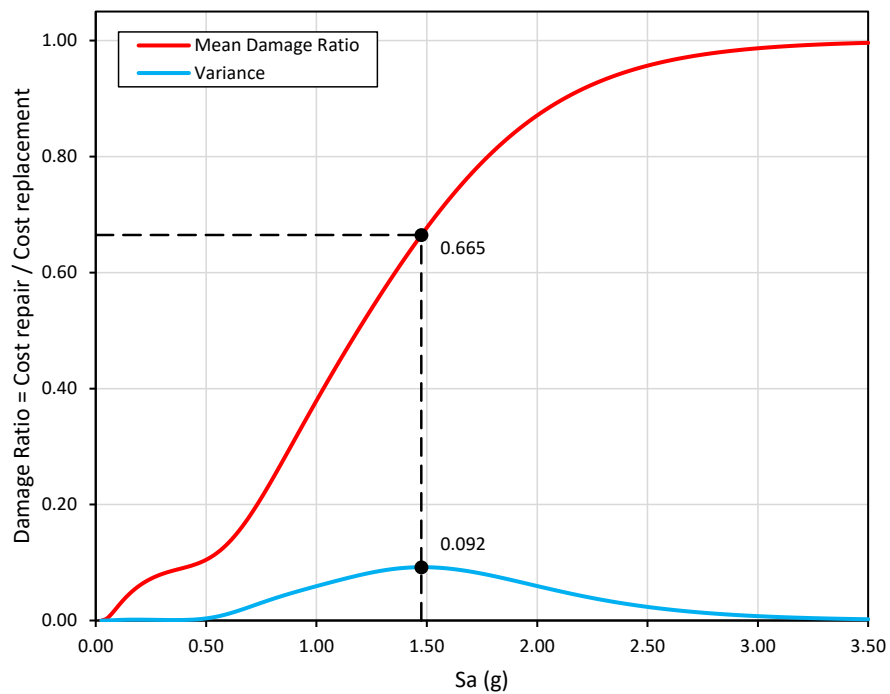


Figura 5.17 Curvas de vulnerabilidad (modelos M03, M06 y M09 para 2 registros), usando la deriva máxima de entrepiso (ID) como EDP para:  $S_a(T_1)$  (superior) y PGA (inferior).

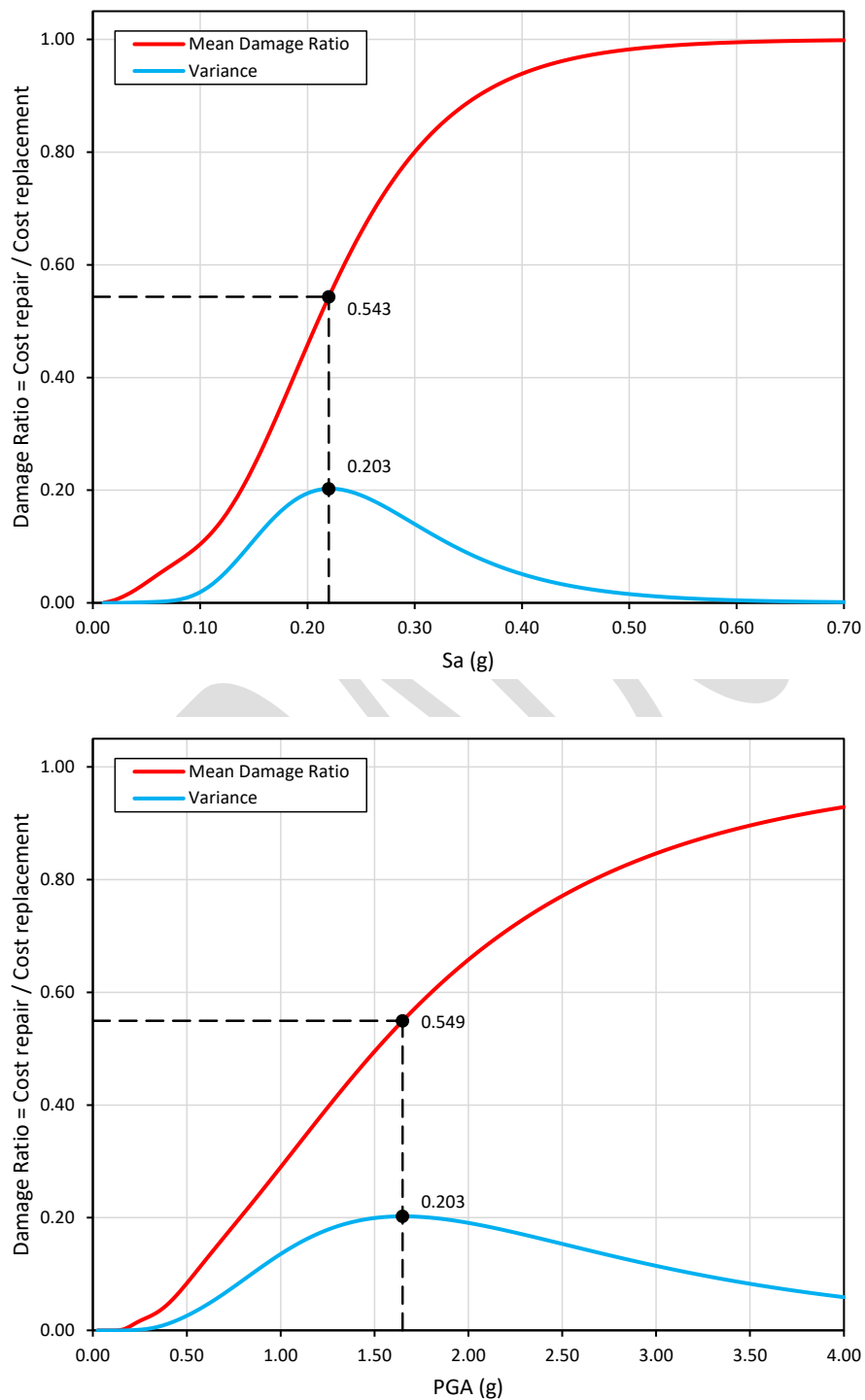


Figura 5.18 Curvas de vulnerabilidad (modelos M12 y M15 para 2 registros), usando la deriva máxima de entresuelo (ID) como EDP para:  $S_a(T_1)$  (superior) y PGA (inferior).



## 5.7. CÁLCULO DEL FACTOR $R$

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

$$R=R_sR_\mu R_R R_\zeta$$

Donde  $R_s$  es el Factor de Sobre-Resistencia dependiente del período,  $R_\mu$  es el Factor de Ductilidad dependiente del período, y  $R_R$  es el Factor de Redundancia. El cuarto factor, el Factor de Amortiguamiento Viscoso  $R_\zeta$ , 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):

$$R=R_sR_\mu R_R$$

### 5.7.1 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  $V_d$ :

$$R_s = V_o / V_d$$

### 5.7.2 Factor de Ductilidad $R\mu$

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 5.19 (Applied Technology Council, 1995-b).

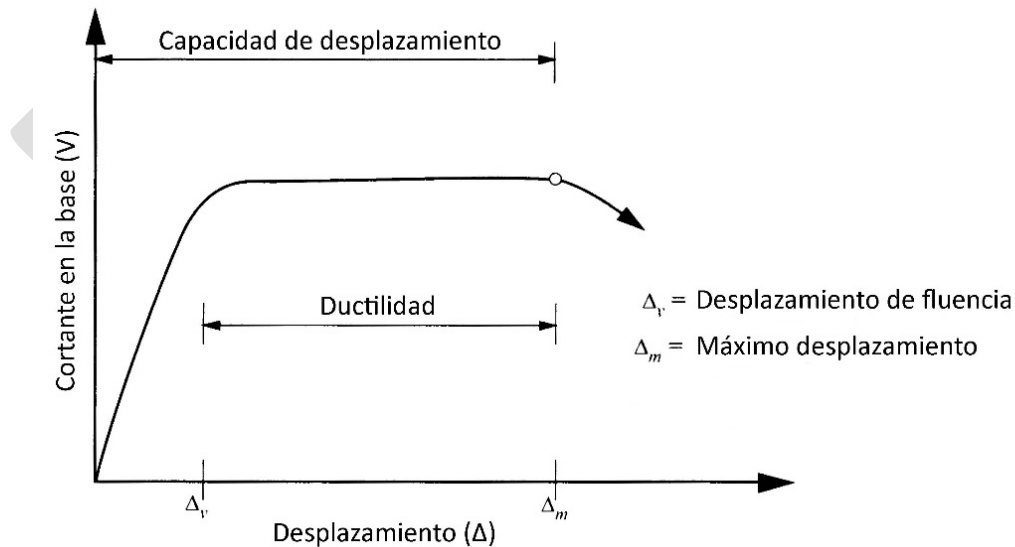


Figura 5.19 Definición de términos relacionados con la ductilidad (Applied Technology Council, 1995-b)

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

$$\mu = \Delta_m / \Delta_y$$

Las Relaciones de Ductilidad ( $\mu$ ) 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  $R_\mu$ .

### 5.7.3 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 5.7. 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 5.7 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

### 5.7.4 Factor de Amortiguamiento Viscoso $R_\zeta$

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).

### 5.7.5 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:

$$R=R_sR_\mu$$

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.

#### 5.7.6 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 las secciones precedentes aquí es denotado como  $\Omega_d$  replanteándose el factor R como (ver Figura 5.5):

$$R = R_{\mu} \cdot \Omega_d$$

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:

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

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 5.20 muestra las interrelaciones que tienen estos parámetros.

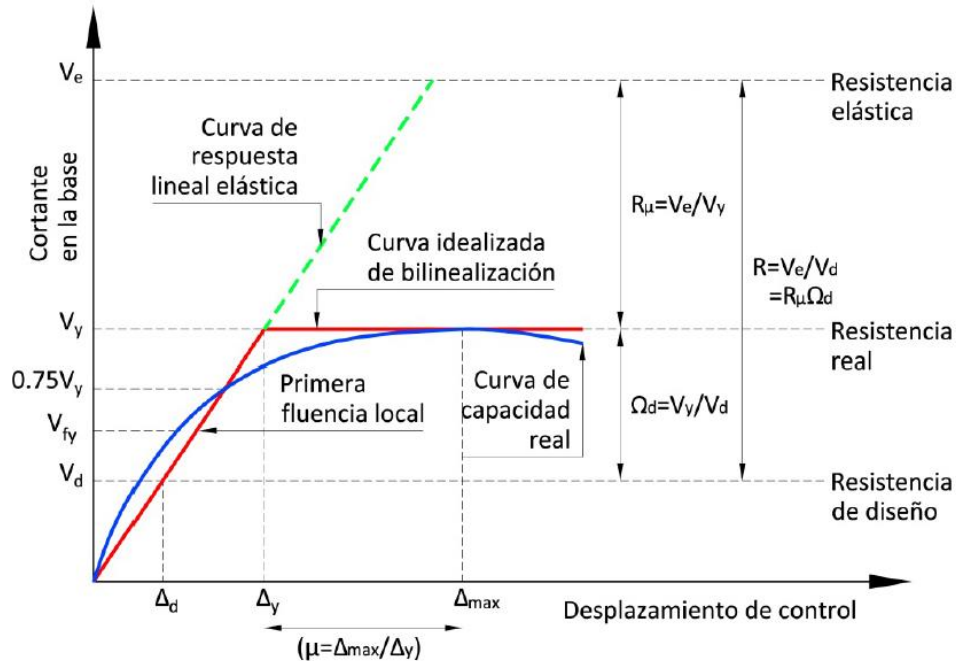


Figura 5.20 Relaciones entre Factor de Reducción ( $R$ ), Sobre-Resistencia ( $\Omega_d$ ), Factor de Ductilidad ( $R_\mu$ ) y Factor de Ductilidad de Desplazamiento ( $\mu$ )

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:

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

Donde, los subíndices "c" y "d" 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 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:

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

Donde el subíndice " $a_y$ " 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 períodos considerados, las dos ecuaciones precedentes pueden reescribirse en términos de sus aceleraciones absolutas de la siguiente forma:

$$R_{c,dy} = a_{g(\text{colapso})} / (a_{g(\text{diseño})} / R_{\text{código}}) = a_{g(\text{colapso})} / a_{g(\text{fluencia-diseño})}$$

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

Donde  $a_{g(\text{colapso})}$ ,  $a_{g(\text{diseño})}$  y  $a_{g(\text{fluencia-efectiva})}$  son las aceleraciones máximas del terremoto que produce el colapso, de diseño y el de fluencia efectiva, respectivamente.  $a_{g(\text{fluencia-diseño})}$  es el PGA (la aceleración máxima del terreno) de diseño dividido por el factor de reducción de fuerzas usado en el diseño ( $R_{\text{código}}$ ). La diferencia entre  $a_{g(\text{fluencia-diseño})}$  y  $a_{g(\text{fluencia-efectiva})}$  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 expresiones relacionan la intensidad de la carga de colapso con las fuerzas sísmicas elásticas. La primera adopta la consideración de que la fluencia ocurrirá en la aceleración de diseño (PGA de diseño) dividida por  $R_{\text{código}}$ . 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  $R_{c,dy}$  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 5.19.

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  $a_{g(\text{fluencia-efectiva})}$  y la intensidad de la fluencia estimada por el diseño ( $a_{g(\text{fluencia-diseño})} = \text{PGA de diseño} / R_{\text{código}}$ ). Esto se observa en muchos casos investigados (Mwafy & Elnashai, 2002-a) donde la aceleración espectral del registro que causa la fluencia  $(S_a)_c^{el}$  es incluso mayor que la aceleración espectral de diseño  $(S_a)^{in}$  y que la aceleración espectral del código  $(S_a)^{el}$  (ver Figura 5.21).

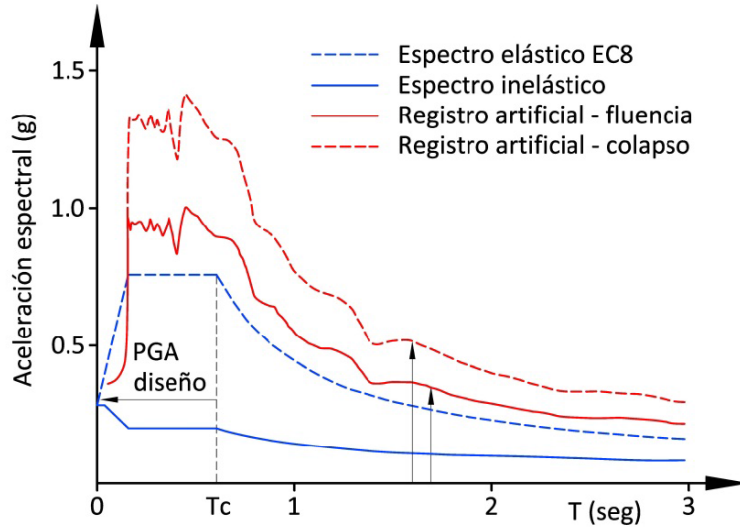


Figura 5.21 Evaluación del factor de reducción en un edificio regular de 12 niveles, usando un registro artificial compatible con el espectro; definición de  $R_{c,ay}$  (Mwafy & Elnashai, 2002-a)

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  $R_{c,y}$  el componente dependiente de la ductilidad del Factor de Reducción de Fuerza ( $R_{\mu}=V_e/V_y$ ), como se muestra en la Figura 5.22.

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

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



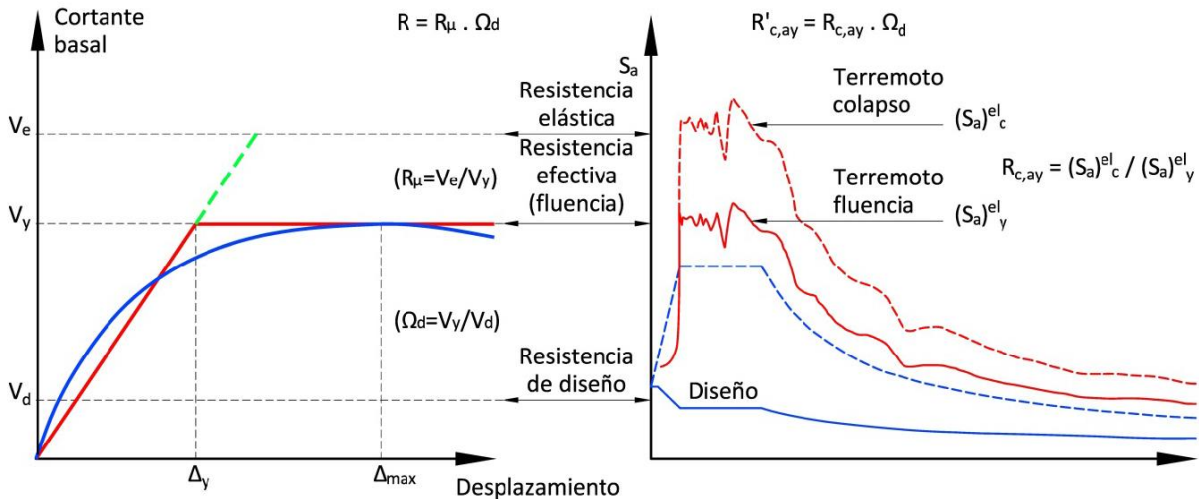


Figura 5.22 Comparación entre el Factor de Reducción de Ductilidad ( $R\mu$ ) y la definición de ( $R_{c,ay}$ ) (Mwafy & Elnashai, 2002-a)

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  $R_{c,dy}$ , el cual ignora esta dependencia en su denominador. La principal deficiencia de la expresión  $R'_{c,ay}$  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  $R'_{c,ay}$  el Factor de Sobre-Resistencia ( $\Omega_d = \text{resistencia diseño-efectiva} = V_y/V_d$ ) es obtenido considerando la parte estática ( $\Omega_{d-e}$ ) y dinámica ( $\Omega_{d-d}$ ) 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 últimas tres ecuaciones 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 5.23.

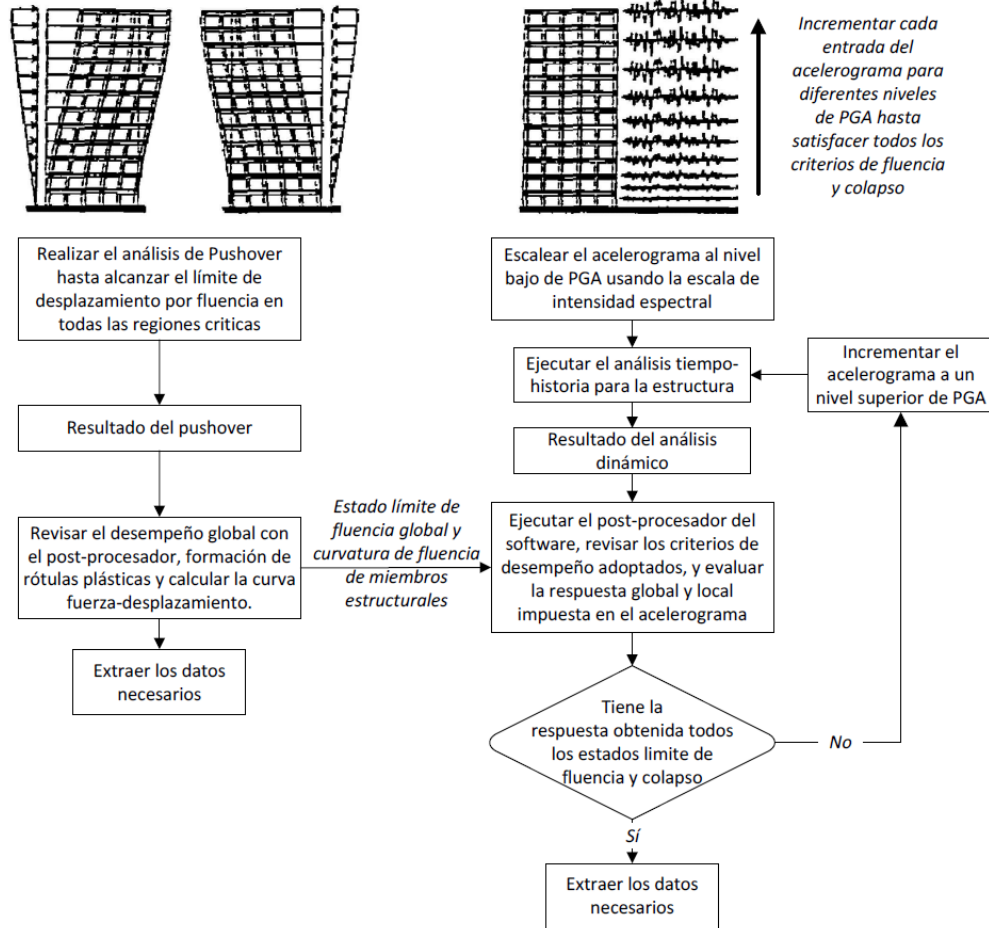


Figura 5.23 Diagrama de flujo del procedimiento de análisis para cada combinación de acelerogramas en el modelo del edificio (Mwafy & Elnashai, 2002-a)

### 5.7.7 Factor de Modificación de Respuesta para 1 y 2 registros

Tomando el eje central de los modelos como el más representativo para el cálculo del Factor de Modificación de Respuesta, para cada modelo de edificio, se grafican las relaciones cortantes en la base – desplazamiento para los AENL y ADINL. Los resultados se muestran en la Figura 5.24.

EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA Y VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO Y SU CUANTIFICACIÓN

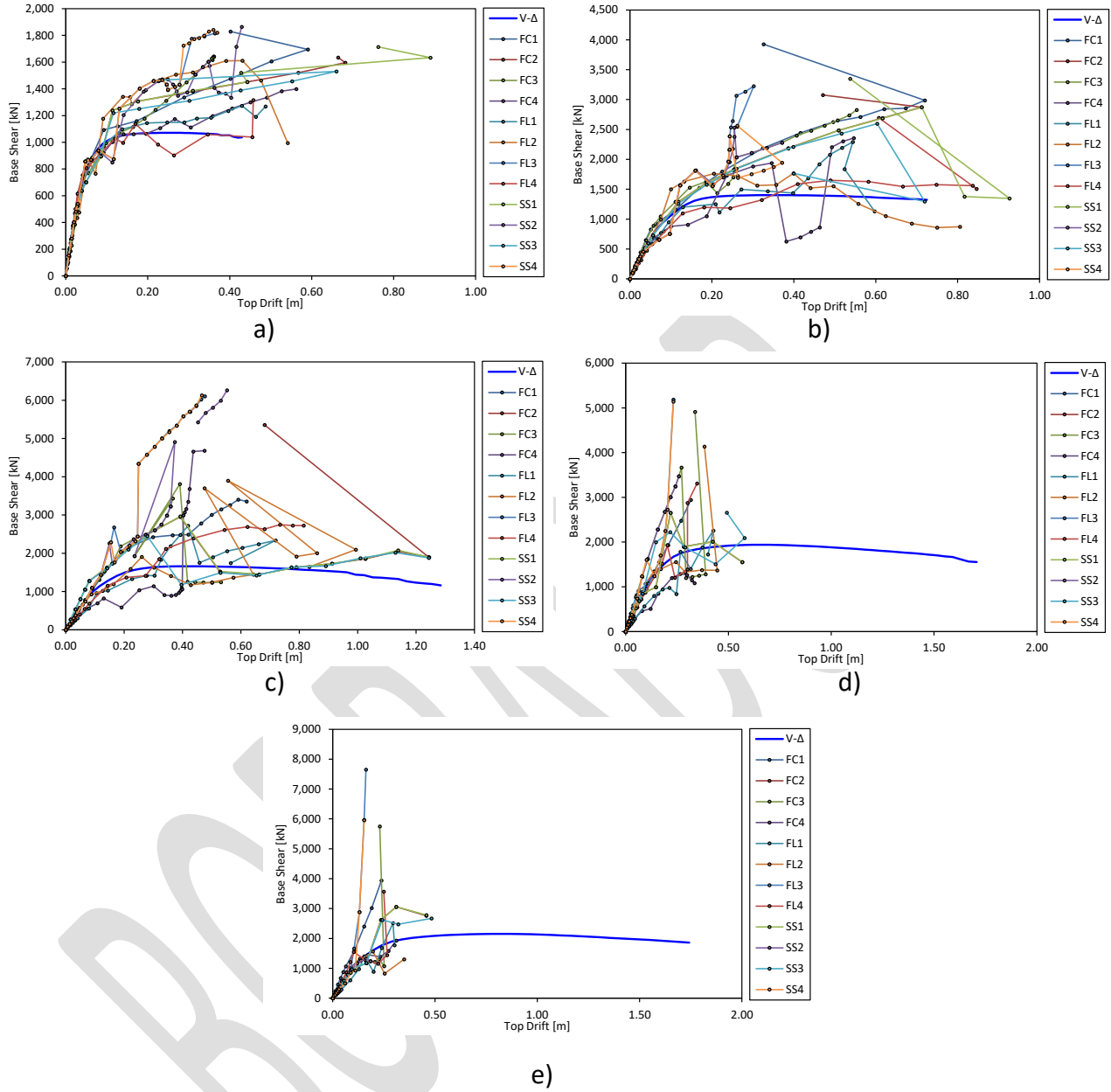


Figura 5.24 Curvas cortante en la base vs desplazamiento para modelos M03 (a), M06 (b), M09 (c), M12 (d) y M15 (e).

Las curvas comparativas de pushover muestran que ambos análisis, tanto estáticos (AENL) como dinámicos (ADINL), coinciden en el rango elástico del comportamiento de la estructura. También se puede notar que en la mayoría de los casos 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.

La diferencia en el comportamiento de las curvas de capacidad tanto estáticas (AENL) como dinámicas (ADINL) 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. Sin embargo, un factor también importante es la selección de los registros acelerográficos utilizados, es decir, más allá de la parte elástica de las curvas, éstas no muestran una tendencia bien definida entre registros, evidenciando la alta variabilidad entre resultados, la cual es dependiente del registro acelerográfico y por ende de la respuesta y efecto de sitio donde se ubica la estación acelerográfica.

Existe una marcada diferencia entre los resultados de los modelos de M03, M06, M09 y M12, M15, los dos últimos modelos al ser de 12 y 15 no siempre logran exhibir resultados más allá de la fluencia global de la estructura, debido a que una condición de falla global es alcanzada de manera prematura. Esto evidencia el hecho que para alturas de más de 12 niveles el sistema estructural de marcos de concreto reforzado tiende a no ser eficiente, debido a la flexibilidad misma del sistema estructural.

La Tabla 5.8 muestra el primer criterio de falla global (FG) alcanzado, definido de acuerdo a la Sección 5.3, para cada uno de los modelos de análisis y cada una de las secuencias sísmicas utilizadas. Estadísticamente las fallas alcanzadas pueden representarse en la Tabla 5.9, donde los valores indican las fallas globales predominantes en cada modelo.

De la Tabla 5.9 se puede observar que, a menor altura del modelo, la falla predominante está definida por un piso débil, a medida que la altura comienza a crecer la falla se reorienta a una caída en la resistencia del 10% respecto de la curva de capacidad (AENL)

Tabla 5.8 Primera falla alcanzada en los ADINL

Secuencia	M03				M06				M09				M12				M15			
	F1	F2	F3	F4	F1	F2	F3	F4	F1	F2	F3	F4	F1	F2	F3	F4	F1	F2	F3	F4
FC1				•	•				•											•
FC2				•	•				•					•						•
FC3			•				•					•		•						•
FC4			•					•			•									•
FL1	•				•						•									•
FL2				•		•						•		•						•
FL3				•				•		•										•
FL4		•						•		•				•						•
SS1				•			•		•					•						•
SS2			•					•	•											•
SS3				•	•					•				•						•
SS4				•				•	•											•

- F1: ID>3% (Falla global por deriva de entrepiso)
- F2: Push 10% (Falla global por caída de resistencia)
- F3: IE>0.3 (falla global por estabilidad)
- F4: Piso débil (Falla global por mecanismo)

Tabla 5.9 Estadísticas de primera falla alcanzada en los ADINL

Falla	M03	M06	M09	M12	M15
ID>3%	8.3%	33.3%	33.3%	0.0%	0.0%
Push 10%	8.3%	8.3%	33.3%	50.0%	41.7%
IE>0.3	25.0%	16.7%	16.7%	0.0%	0.0%
Piso débil	58.3%	41.7%	16.7%	50.0%	58.3%

La Tabla 5.10 muestra la variación de los promedios obtenidos de R de acuerdo a la Sección 5.7.5, en la mayoría de los casos los promedios son obtenidos mediante la media, sin embargo, en casos con valores extremos el promedio es obtenido con la media armónica. Estos datos a su vez son graficados en la Figura 5.25 para 1 registro (R) y 2 registros (Rs) en función del primer modo de vibración (período) de cada modelo, donde además el valor de R=12 utilizado en el diseño de los modelos es presentado.

Tabla 5.10 Valores promedio de R

Modelo	Secuencia	R	R (prom)
M03	FC1	50.16	30.0
	FC2	24.53	
	FC3	69.94	
	FC4	33.72	
	FL1	35.52	
	FL2	8.57	
	FL3	8.74	
	FL4	9.14	
	SS1	31.43	21.3
	SS2	20.66	
	SS3	24.27	
	SS4	8.75	
M06	FC1	24.99	24.0
	FC2	13.80	
	FC3	6.46	
	FC4	21.02	
	FL1	71.10	
	FL2	21.12	
	FL3	26.10	
	FL4	7.55	
	SS1	6.39	13.3
	SS2	10.09	
	SS3	13.25	
	SS4	23.62	
M09	FC1	2.35	18.4
	FC2	9.85	
	FC3	31.52	
	FC4	20.42	
	FL1	31.52	
	FL2	5.08	
	FL3	22.68	
	FL4	24.07	
	SS1	7.74	12.2
	SS2	42.37	
	SS3	7.35	
	SS4	26.14	
M12	FC1	48.77	11.0
	FC2	5.61	
	FC3	2.60	
	FC4	2.51	
	FL1	5.28	
	FL2	9.43	
	FL3	0.84	
	FL4	12.61	
	SS1	2.55	5.3
	SS2	3.51	
	SS3	14.92	
	SS4	0.12	
M15	FC1	44.43	14.5
	FC2	5.22	
	FC3	2.19	
	FC4	19.01	
	FL1	0.91	
	FL2	4.20	
	FL3	0.64	
	FL4	39.28	
	SS1	2.11	6.9
	SS2	2.24	
	SS3	22.45	
	SS4	0.63	

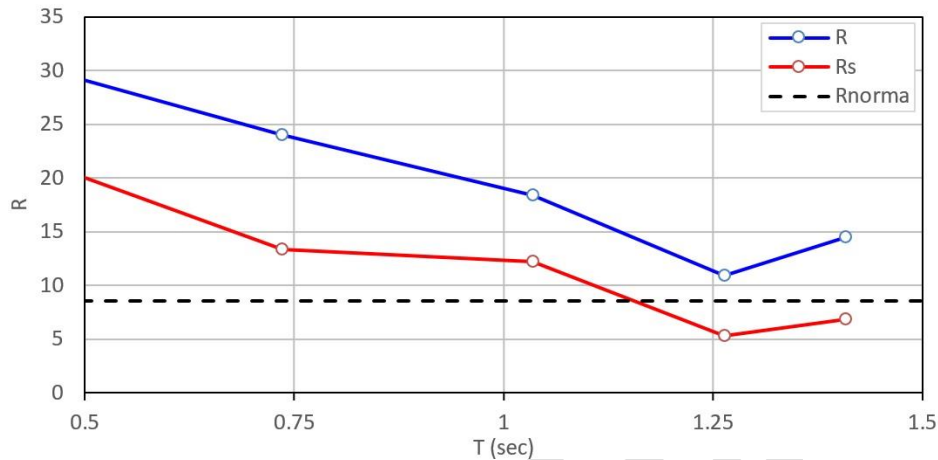


Figura 5.25 Valores promedio de R.

De la Figura 5.25 se puede observar que los resultados, tanto para 1 y 2 registros acelerográficos, indican que el Factor de Modificación de Respuesta es dependiente del período de la estructura, tal como ya ha sido evidenciado en otros casos (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007). En el caso de 1 registro acelerográfico se observa que para todos los modelos estudiados el valor de R que se calculó está por sobre el propuesto por la NTDS ( $R = 12/1.4 = 8.6$ ). Por otra parte, al considerar 2 registros se produce un punto de inflexión respecto del valor de  $R = 12/1.4 = 8.6$  de la NTDS el cual se da entre los períodos de 1.10 y 1.20 s. No se omite manifestar que el valor vigente del Factor de Modificación de Respuesta que se encuentra en el RESESCO es de 12 ya que está orientado a ser usado en análisis por esfuerzos admisibles (SEAOC 90, UBC91, UBC 94) por lo que se necesita un valor de corrección de entre 1.3 y 1.7 (dependiendo del sistema estructural) McIntosh et al. (1997) para poder comparar con Factores de Modificación de Respuesta obtenidos por análisis de colapso, en el presente caso se ha considerado que es 1.4.

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 doce secuencias sísmicas registrados en ocho diferentes estaciones, 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.

## 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  $R$  en El Salvador. Como se ha expuesto en este informe, se ha utilizado una limitada base de registros acelerográficos de El Salvador, y por ende los resultados obtenidos están sujetos a dichos registros y futuras investigaciones deben contemplar que esta base sea ampliada a secuencias sísmicas con más estaciones acelerográficas, los resultados expuestos en esta investigación deben tomarse como preliminares y no concluyentes para edificios de marcos de concreto reforzado.

### 6.2. CONCLUSIONES

#### 6.2.1 Curvas de fragilidad.

- a) Se decidió separar el análisis de fragilidad para las edificaciones de 12 y 15 niveles del resto debido a las peculiaridades que éstas presentan. Por otra parte, se han producido curvas de fragilidad tanto para  $S_a(T_1)$  como PGA, como medidas de intensidad y, tal como ocurrió en el caso del cálculo de valor  $R$ , considerando, o no, sismos sucesivos.
- b) Las curvas de fragilidad para edificios bajos e intermedios (M03-M06-M09) sugieren que éstos presentan una menor vulnerabilidad que sus contrapartes de mayor altura (M12-M15). Esto es normal y se debe a las características de comportamiento estructural de cada grupo de edificios, y sigue la tendencia de otros estudios y estándares a nivel mundial.
- c) Si se comparan las curvas desarrolladas utilizando un solo evento sísmico contra las que han sido desarrolladas usando sismos sucesivos, habrá que diferenciarlas si la medida de intensidad empleada es  $S_a(T_1)$  o PGA. Para el primer caso, las curvas de fragilidad que han sido calculadas usando una sola señal sísmica, son menos vulnerables que para el caso de utilizar sismos sucesivos, aunque por poco. Si se comparan las curvas de fragilidad cuya medida de intensidad es PGA se observa que ocurre lo contrario, aunque similar al caso anterior, es también por poco. Este efecto puede explicarse por varias razones siendo la principal la poca correlación entre el PGA y los daños, o probabilidad de daños, que se producen ante las sollicitaciones sísmicas.
- d) Las curvas de fragilidad son una herramienta indispensable en la creación de escenarios de riesgo, para la evaluación de daños de una tipología estructural en una región sometida a un valor de intensidad sísmica. Con estos instrumentos puede predecirse que estructuras se encontraran en diferentes niveles de daños después de un evento sísmico, lo que puede ayudar, grandemente a las cuadrillas de rescate, así como de evaluadores estructurales para determinar los niveles de desempeño de las edificaciones.



- e) Las curvas de fragilidad, expuestas en este documento, están listas para ser utilizadas en análisis de riesgo sísmico, en donde se tengan poblaciones de edificaciones de marcos de concreto reforzado de los niveles antes analizados. Como se mencionó anteriormente, estas curvas han sido desarrolladas con información nacional y representan la taxonomía mencionada previamente.
- f) Otro uso, y muy importante, además, es el empleo de estas curvas de fragilidad para el desarrollo de mapas de riesgo uniforme (Luco, 2007). Este tipo de mapas ha sido mundialmente reconocido como la manera más coherente de representar las acciones sísmicas para el diseño de estructuras sismo resistentes. Esta metodología ya es empleada en los Estándares ASCE 7-10 (ASCE, 2010) y ASCE 7-16 (ASCE, 2016).

### 6.2.2 Curvas de vulnerabilidad.

- a) Tal como fue en el caso de curvas de fragilidad, se decidió separar el análisis de vulnerabilidad para las edificaciones de 12 y 15 niveles del resto debido a las peculiaridades que éstas presentan. Por otra parte, se han producido curvas de vulnerabilidad tanto para  $S_a(T_1)$  como PGA, como medidas de intensidad y, tal como ocurrido en el caso del cálculo de valor R, considerando, o no, sismos sucesivos.
- b) Las curvas de vulnerabilidad para edificios bajos e intermedios (M03-M06-M09) muestran que para un nivel de intensidad sísmica dado sus razones de pérdida son menores que las de las edificaciones más altas (M12-M15). Como se mencionó anteriormente, esto es normal y se debe a las características de comportamiento estructural de cada grupo de edificios, y sigue la tendencia de otros estudios y estándares a nivel mundial.
- c) Cuando se comparan las curvas de vulnerabilidad desarrolladas usando un solo sismo con las que se calcularon utilizando sismos sucesivos, ocurre similar situación al caso de las curvas de fragilidad. Si la medida de intensidad es  $S_a(T_1)$ , las curvas calculadas ocupando un solo sismo son menos vulnerables que para el caso de sismos sucesivos; una tendencia opuesta ocurre cuando la medida de intensidad es PGA. En ambos casos las variaciones son pequeñas.
- d) Las curvas de vulnerabilidad pueden ayudar a estimar la pérdida que se puede tener para una determinada tipología estructural presente en una región ante un valor de intensidad sísmica dada. Esta estimación de pérdida es muy útil para el sector de seguros, así como para los gobiernos locales y centrales y el público en general, para evaluar el monto de los activos que deberán asegurarse antes de que ocurra un evento sísmico.

### 6.2.3 Factor de modificación de respuesta R.

- a) 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. Ésta última aseveración ya la han mencionado otros autores (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007) & (Hernández, Ramírez, & López, 2017).), quienes argumentan que puede ser demostrado como una suposición errónea que para el cálculo de las fuerzas de diseño se base en el supuesto 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.
- b) Los valores obtenidos del Factor de Modificación de Respuesta para los ADINL (pushover dinámicos), para 1 registro, son del orden de 30.0 y 11.0 para períodos cortos y largos respectivamente. En el caso de 2 registros, los valores son del orden de 21.3 y 5.3 para períodos cortos y largos, respectivamente. En ambos casos, el Factor R disminuye al incrementarse el período elástico de la estructura.
- c) Del literal anterior, se puede recomendar un valor práctico de Factor de Modificación de Respuesta igual a 5. Nótese que el valor vigente del Factor de Modificación de Respuesta que se encuentra en el RESESCO es de 12 ya que está orientado a ser usado en análisis por esfuerzos admisibles (SEAOOC 90, UBC91, UBC 94) por lo que se necesita un valor de corrección de entre 1.3 y 1.7 (dependiendo del sistema estructural) McIntosh et al. (1997) para poder comparar con Factores de Modificación de Respuesta obtenidos por análisis de colapso, por lo que el valor de 12 se reduce a 8 (ASCE 7-16). Además, para la obtención de ese factor de  $R = 12$  se utilizaron sistemas de un solo grado de libertad sometidos análisis estáticos no lineales.
- d) 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.
- e) Los resultados indican que en el caso de 1 registro acelerográfico se observa que para todos los modelos estudiados el valor de R que se calculó está por sobre el propuesto por la NTDS ( $R = 12/1.4 = 8.6$ ). Contrariamente, al considerar 2 registros se produce un punto de inflexión respecto del valor de  $R = 12/1.4 = 8.6$  de la norma el cual se da entre los períodos de 1.10 s y 1.20 s.
- f) En cuanto al primer modo de falla alcanzado en los ADINL, para edificios con períodos menores a 0.75 s. 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 superiores a 0.75 s. el colapso sigue

estando asociado al piso débil, pero también la falla puede suceder por caídas en la resistencia global en más del 10%.

### 6.3. RECOMENDACIONES

- a) Los resultados presentados en las secciones y capítulos precedentes corresponden a una limitada cantidad de registros (8 en total) y número de modelos de edificios utilizados (5 en total); lo que produjo 60 secuencias IDAs efectuadas. Por lo que, aun cuando los resultados expresan una tendencia del comportamiento de R, 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.
- b) 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.
- c) 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 de cómo pueden sistematizarse estas investigaciones.
- d) 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.

## 7. REFERENCIAS

- American Society of Civil Engineers. (2010). ASCE/SEI 7-10 Minimum design loads for buildings and other structures.
- American Society of Civil Engineers. (2016). ASCE/SEI 7-16 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. Baker, J.W., 2015, “Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis”. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579-599.
- Borzi, B., & Elnashai, A. (2000). Refined force reduction factors for seismic design. *Engineering Structures*, 22, 1244-1260.
- CAPRA (Central American Probabilistic Risk Assessment), 2011, “Metodología de modelación probabilista de Riesgos naturales- Informe técnico ERN-CAPRA-T1-3, Propuesta de indicadores y funciones de vulnerabilidad El Salvador”, San Salvador, El Salvador.
- CASALCO. (2014). Reyes de la Altura. *Revista Construcción* (Julio-Agosto), 10-17.
- Castellanos Araujo, R.A., 2011, “Informe final generación de curvas de vulnerabilidad sísmica”, San Salvador, 259 pp.
- CEPREDENAC, 2013, “Términos de referencia para la Asistencia técnica nacional para la implementación de análisis de riesgo en El Salvador. (2.1.6)”, 14 p.
- Chopra, A. (2012). *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering* (Fourth ed.). Prentice Hall.
- Crowley, H., Colombi, M., Crempien, J., Erduran, E., Lopez, M, Liu, H., Mayfield, M., Milanesi, M., 2010, “GEM1 Seismic Risk Report, Part 1.”, GEM Foundation, p 152. [www.globalquakemodel.org](http://www.globalquakemodel.org).
- D’Ayala, D., Meslem, A., Vamvatsikos, D., Porter, K., Rossetto, T., 2015, Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment of Low/Mid-Rise Buildings, Vulnerability Global Component Project. DOI 10.13117/GEM.VULN-MOD.TR2014.12.
- Dengo, G., Fiedler, G., Knudsen, C., Lomnitz, C., & Rosenblueth, E. (1965). El Salvador, Misión de reconocimiento sismológico, Informe preliminar (Mayo 1965). UNESCO, París.

- Departamento de mecánica estructural-UCA, 2011, “Contratación de Servicios de Consultoría para el Levantamiento de Información sobre Edificaciones Expuestas a Riesgo Sísmico”, Universidad Centroamericana “José Simeón Cañas” UCA, San Salvador, 152 pp.
- Decreto Ministeriale 14-01-2008 – “Norme Tecniche per le Costruzioni” e Norme tecniche per le Costruzioni - D.M. 14 gennaio 2008.
- EN 1998-1, 2004, Eurocode 8. Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1-1: General rules – seismic actions and general requirements for structures. CEN, Brussels, Belgium.
- FEMA, 1997, “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings.” FEMA 273, Washington, DC.
- FEMA, 2003, Multi-hazard loss estimation methodology, earthquake model: HAZUS-MH MRI, technical and user’s manual, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- Federal Emergency Management Agency. (2009). FEMA-P695 Quantification of Building Seismic Performance Factors.
- Frankie, T. M., 2010, “Simulation-based fragility relationships for unreinforced masonry buildings.” M.S. thesis, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL.
- Frankie, T.M., Gencturk, B., Elnashai, A.S., 2013, “Simulation-Based Fragility Relationships for Unreinforced Masonry Buildings”, Journal of Structural Engineering, Vol.139, No. 3.
- Hernández, J., Ramírez, C., & López, M. (2017). Effects of successive earthquakes on seismic response on reinforced concrete buildings in El Salvador. 16th World Conference on Earthquake Engineering (16WCEE), (pág. 11). Santiago de Chile.
- Jeong, S-H, Mwafy, A. M., Elnashai, A. S., 2012, “Probabilistic seismic performance assessment of code-compliant multi-story RC buildings.” Engineering Structures, 34, 527–537.
- Kappos, A.J., Panagopoulos, G., 2010, “Fragility curves for reinforced concrete buildings in Greece”, Structure and Infrastructure Engineering, vol 6, Nos .1–2, p 39–53.
- Kattan Jokisch, C.; Menjivar Recinos, L. E.; Castellanos Araujo, R. A.; Ramos Huezo, J. A.; Ayala Leiva, N. E.; Méndez de Hasbun, P, 2012, “Modelación probabilista de escenarios de riesgo sísmico para el área metropolitana de San Salvador, incluye análisis de portafolios de educación, salud y gobierno”, Ministerio de medio ambiente y recursos naturales (MARN), San Salvador, 82 pp.
- Lang H. D., 2013, “Earthquake Damage and Loss Assessment – Predicting the Unpredictable”, Dissertation for the degree of Dr. Philosophy, University of Bergen, Bergen, Norway, p 334.
- López, M., Bommer, J.J., and Pinho, R., 2004, “Seismic hazard assessments, seismic design codes, and earthquake engineering in El Salvador”, in Rose, W.I., Bommer, J.J., López, D.L.,

- Carr, M.J., and Major, J.J., eds., Natural hazards in El Salvador: Boulder, Colorado, Geological Society of America Special Paper 375.
- McIntosh, R.D., Pezesh, S. (1997). Comparison of the Recent U.S. Seismic Codes. *Journal of Structural Engineering*, Vol 123, No 8.
  - 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).
  - Miranda, E., 1997, "Estimation of the maximum interstory drift demands in displacement-based design", in *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Fajfar and Krawinkler (eds), Rotterdam.
  - Miranda, E., 1999, "Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings", *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineering ASCE.
  - 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.
  - 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, 2013, "SeismoStruct v6.5 - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures," available from <http://www.seismosoft>
  - Seneviratna, G.D.P.K., Krawlinker, H., 1997, Evaluation of inelastic MDOF effects for seismic design, Report No 120, Department of Civil and Environmental Engineering Stanford University, 191p.
  - Sousa, L., Silva, V., Marques, M., Crowley, H., Pinho, R., 2014, Developmen of multi IM based fragility functions for earthquake loss estimation. *Proceedings of the 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul.

- Vamvatsikos, D., & Cronell, C.A., 2002, “Incremental dynamic analysis”. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- Vamvatsikos, D. (2002). Thesis: Seismic performance, capacity and 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.
- Whittaker, A., Hart, G., & Rojahn, C. (1999). “Seismic response modifications factors”. *Journal of structural engineering*, April, 438-444.
- Yamin, L., Hurtado, A., Barbat, A. Cardona, O., 2014, “Seismic and wind vulnerability assessment for the GAR-13 global risk assessment”, *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 10(2014), 452–460.
- Zafar, A. (2009). Thesis: Response modification factor of reinforced concrete moment resisting frames in developing countries. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Zelaschi, C., Monteiro, R., Pinho, R., 2015, Improved fragility functions for RC bridge populations. *COMPdyn 2015, 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake*. M. Papadrakakis, V. Papadopoulos, V. Plevris (eds.), Greece.

