



Taller:

# "Divulgación de Insumos Técnicos para la Actualización de la Normativa Nacional para Diseño y Construcción en El Salvador"



Universidad Centroamericana  
José Simeón Cañas



MINISTERIO DE  
MEDIO AMBIENTE



MINISTERIO DE  
OBRAS PÚBLICAS Y  
DE TRANSPORTE



Colaboración del  
Pueblo Japonés



# Modernización de las provisiones que rigen el diseño sísmico

**MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR. ING. CIVIL, MSc, PhD.**

**JAIME HERNÁNDEZ DE PAZ. ING. CIVIL, MIE.**

**JOSÉ CARLOS HASBUN. ING. CIVIL, DR.**



Universidad Centroamericana  
José Simeón Cañas



MINISTERIO DE  
MEDIO AMBIENTE



MINISTERIO DE  
OBRAS PÚBLICAS Y  
DE TRANSPORTE



Colaboración del  
Pueblo Japonés



# Contenido

- Introducción
- Clasificación de los edificios y otras estructuras
- Combinaciones de carga
- Carga muerta
- Cargas vivas
- Criterios de diseño sísmico
- Requerimientos de diseño sísmico para estructuras de edificios
- Procedimiento de la fuerza lateral equivalente
- Análisis espectral de respuesta modal
- Mapas de diseño sísmico orientados al riesgo “mapas de riesgo uniforme”

# Contenido

## **Manuel Alfredo López Menjivar**

- Introducción
- Clasificación de los edificios y otras estructuras
- Criterios de diseño sísmico
- Mapas de diseño sísmico orientados al riesgo “Mapas de Riesgo Uniforme”

## **Jaime Hernández De Paz**

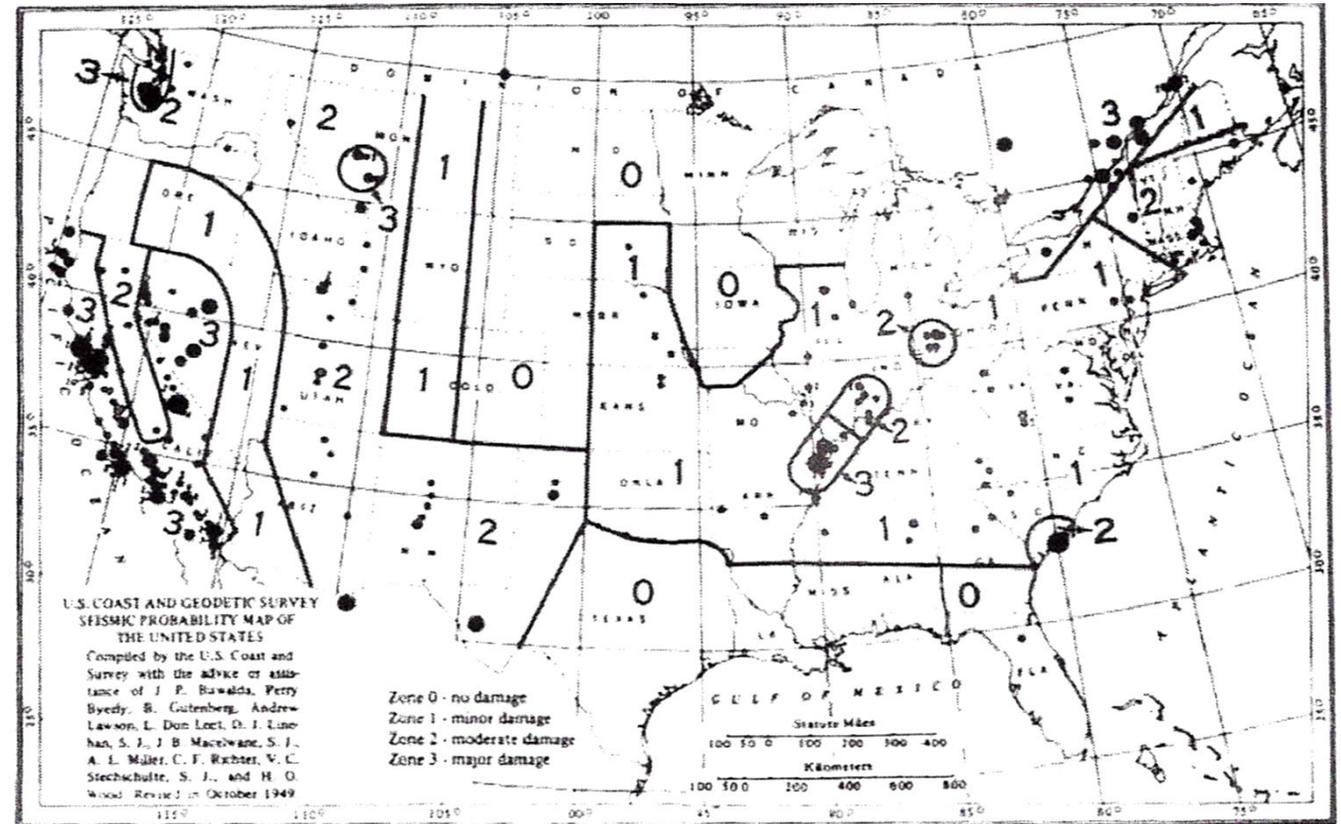
- Combinaciones de carga
- Carga Muerta
- Cargas vivas

## **José Carlos Hasbun**

- Requerimientos de diseño sísmico para estructuras de edificios
- Procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente
- Análisis Espectral de Respuesta Modal

# Hitos que han marcado cambios en los paradigmas del diseño sismo resistente.

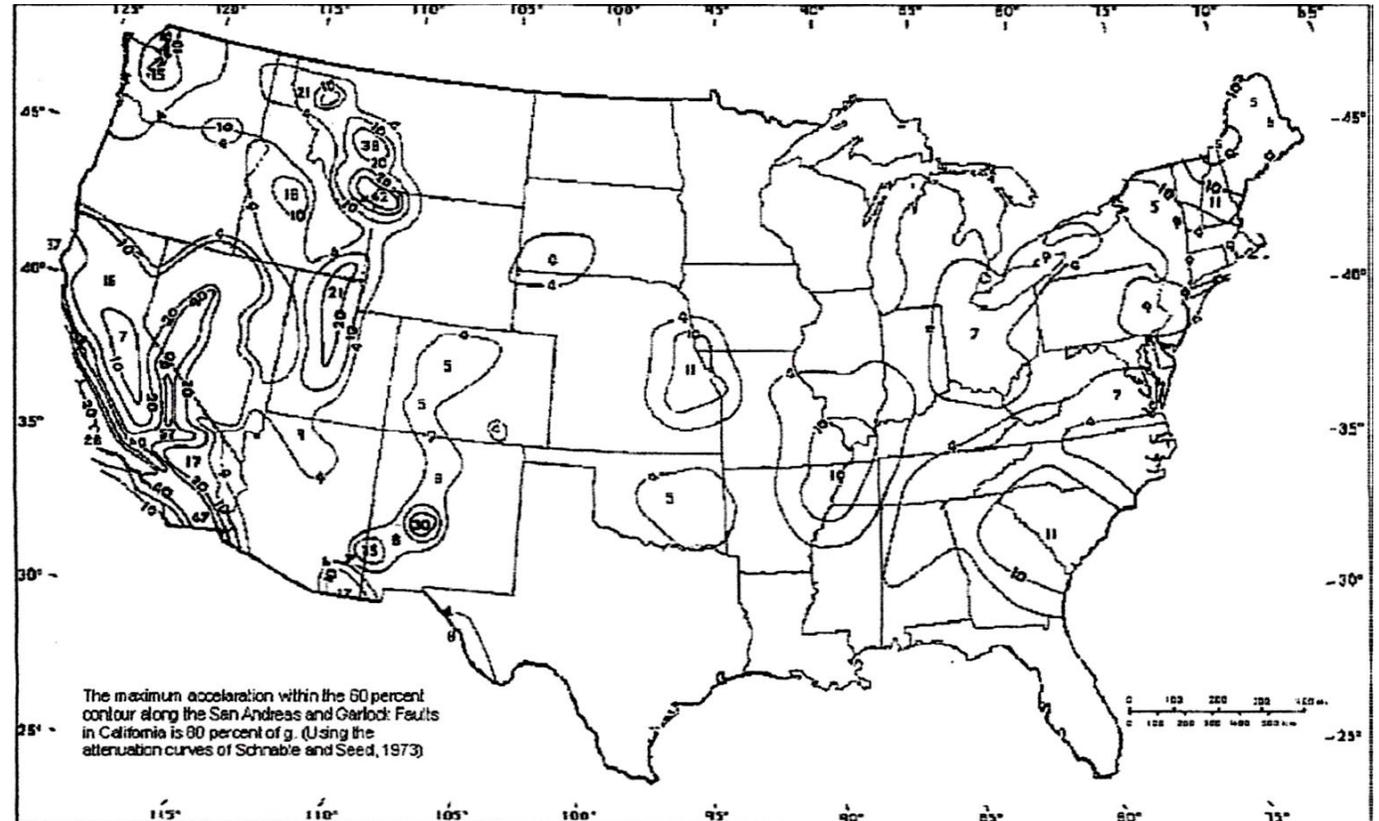
- En 1948 se desarrolla el primer mapa de amenaza sísmica en los Estados Unidos de América, dividiendo el país en zonas.
- Fue adoptado por primera vez por el UBC en 1949, fue revisado, y fue presentado en su edición de 1952.



Beavers, 2002

# Hitos que han marcado cambios en los paradigmas del diseño sismo resistente.

- En 1976 el USGS presenta una actualización del mapa de amenaza sísmica.
- Por primera vez la amenaza se muestra en forma de: estimados probabilísticos de contornos de aceleraciones máximas en roca.



Beavers, 2002

# Hitos que han marcado cambios en los paradigmas del diseño sismo resistente.

- **En 1978 el ATC publica el ATC 3-06.**

Incorporaba las primeras versiones de los **mapas de diseño sísmico** en los que la amenaza se definía en la forma de mapas de contorno de:

- **Aceleración máxima efectiva.**
- **Velocidad máxima efectiva.**

Tales mapas formaron la base para las Provisiones del NEHRP hasta la creación del Project 97 en 1994.

Sin embargo, el UBC **mantuvo** el mapa de amenaza sísmica basado en contornos de aceleración máxima efectiva y la división del país en cinco zonas hasta el año de 1994.

# Hitos que han marcado cambios en los paradigmas del diseño sismo resistente.

- En 1991, en el apéndice de las Provisiones del NEHRP-91, se incluyeron, por primera vez, mapas de amenaza representando valores espectrales con una probabilidad del 2% de ser excedido en 50 años (el evento de 2500 años).

**Estos mapas se basaban en aceleraciones espectrales para dos periodos, 0.3s y 1.0s.**

- Nótese que las fuerzas de diseño sísmico establecidas por las Provisiones del NEHRP-91 estaban a **nivel de resistencia**, mientras que el UBC **mantuvo** las suyas a **nivel de servicio** todavía en la edición de 1994.
- En diciembre de 1995 el USGS publica mapas provisionales para las probabilidades de excedencia 10%, 5% y 2% en 50 años, o periodos de retorno de 500, 1000 y 2500 años; como el resultado de un taller organizado por el USGS y el ATC en septiembre de ese mismo año.

# Hitos que han marcado cambios en los paradigmas del diseño sismo resistente.

- En 1997 el UBC cambia, entre otras tantas reformas, su vieja filosofía de diseño que había mantenido hasta su edición de 1994, de esfuerzos de trabajo a estado límite o de resistencia, tal cual ya lo usaban el ASCE 7-95 y el NEHRP-94 para ese entonces.
- Esto hace que al comparar las viejas ediciones del UBC, y del SEAOC, con las más recientes ediciones un factor de corrección en torno al 1.4 deba ser utilizado desde el cálculo de las fuerzas sísmicas hasta el factor R.
- Ésta y otras muchas modificaciones y actualizaciones que incorporó el UBC97 era para hacer una transición suave y ordenada del UBC94 al IBC2000

# Hitos que han marcado cambios en los paradigmas del diseño sismo resistente.

- Las Provisiones del NEHRP-97 fueron publicadas en febrero de 1998.
- En éstas, la gran innovación en la representación de la amenaza sísmica fue la introducción del Terremoto Máximo Considerado (MCE, por sus siglas en inglés), y que corresponde al sismo que tiene una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, o un periodo de retorno de 2500 años. Mientras que el **evento de diseño** es 2/3 del MCE.
- Este cambio incrementó los valores del sismo a utilizar, por lo tanto, hubo un cambio en el Objetivo de Desempeño de “Seguridad a la vida” a la “Prevención del colapso” lo que llevó a la introducción del factor 2/3 para el diseño. Este valor es el recíproco de 1.5, el cual es el **factor mínimo de seguridad**, basado en la experiencia, ante el colapso de las estructuras diseñadas siguiendo las provisiones del NEHRP y se considera como el “**margen sísmico**” entre el nivel de diseño y el colapso.
- Debe hacerse notar que las provisiones de diseño sísmico tanto del ASCE7-98 como del IBC2000 se basan en las Provisiones del NEHRP-97.

# Hitos que han marcado cambios en los paradigmas del diseño sismo resistente.

- El ASCE7-02 se convirtió en el estándar base para el diseño sísmico en los Estados Unidos.
- El ASCE7-10 cambia la manera de representar la amenaza sísmica dejando de lado los mapas de Amenaza Uniforme, y el uso del MCE, utilizados hasta ese entonces, en favor de **Mapas de Riesgo Uniforme**, o **Mapas de Diseño Sísmico orientados al Riesgo**; en donde se emplea el concepto del MCER en el cual la convolución de las curvas de amenaza sísmica y la derivada de las curvas de fragilidad da como resultado **mapas de estimaciones uniformes de probabilidad de colapso** o ***“Risk-Targeted Seismic Design Maps”***.
- En el NEHRP 2020 y ASCE 7-22 la forma espectral del MCER son definidos a través de espectros multi-periodo.

# Hitos que han marcado cambios en los paradigmas del diseño sismo resistente.

- Debido a la fecha de concepción, desarrollo y publicación de la **NTDS**, así como los conceptos que allí se presentan, se asume que los documentos en los que se basa son el **SEAOC-90, UBC91 y UBC94**.
- Similar al caso del **SEAOC-90, UBC91 Y UBC94**:
- El sismo de diseño está dado a “**nivel de esfuerzos de trabajo**”
- Además, el estado de desempeño que pretende cubrir es el de “**life safety**”.
- La única probabilidad anual de excedencia (o periodo de retorno, en su defecto) que se conoce es la de  $T = 0s$ ; para el resto de ordenadas espectrales el nivel de amenaza puede ser mayor o menor, variando considerablemente.

# Hitos que han marcado cambios en los paradigmas del diseño sismo resistente.

- Para darle solución a esas y otras deficiencias, a continuación se esboza una propuesta de código sísmico actualizado acorde a los conceptos de:
  - MCE,
  - Mapas de amenaza uniforme,
  - Mapas de diseño sísmico orientados al riesgo, y
  - Espectros multiperiodos.
- Que en conjunto con información técnica compilada, trabajada, calculada y producida dentro del marco de este Proyecto, proporciona un salto de calidad orientado hacia una verdadera y efectiva reducción del riesgo sísmico en El Salvador.

# Hitos que han marcado cambios en los paradigmas del diseño sismo resistente.

- Para darle solución a esas y otras deficiencias, a continuación se esboza una propuesta de código sísmico actualizado acorde a los conceptos de:
  - MCE,
  - Mapas de amenaza uniforme,
  - Mapas de diseño sísmico orientados al riesgo, y
  - Espectros multiperiodos.
- Que en conjunto con información técnica compilada, trabajada, calculada y producida dentro del marco de este Proyecto, proporciona un salto de calidad orientado hacia una verdadera y efectiva reducción del riesgo sísmico en El Salvador.

# Hitos que han marcado cambios en los paradigmas del diseño sismo resistente.

- Para darle solución a esas y otras deficiencias, a continuación se esboza una propuesta de código sísmico actualizado acorde a los conceptos de:
  - MCE,
  - Mapas de amenaza uniforme,
  - Mapas de diseño sísmico orientados al riesgo, y
  - Espectros multiperiodos.
- Que en conjunto con información técnica compilada, trabajada, calculada y producida dentro del marco de este Proyecto, proporciona un salto de calidad orientado hacia una verdadera y efectiva reducción del riesgo sísmico en El Salvador.

# Clasificación de los edificios y otras estructuras.

La clasificación de las estructuras se hará en término de “**Categorías de Riesgo**”, para lo cual se tendrá en cuenta tres aspectos:

1. Su uso.
2. El número de personas cuyas vidas están en peligro (ya sea dentro y fuera de la edificación) o cuyo bienestar se vería adversamente afectado en caso de ocurrir una falla de ésta.
3. El efecto de la pérdida del bien (estructura) en la sociedad.

# Clasificación de los edificios y otras estructuras.

## Categorías de riesgo.

- **Categoría I:** engloba a las estructuras y edificios que normalmente están desocupadas y que en el caso de un colapso el resultado es un riesgo mínimo para el público.
- **Categoría II:** incluye la vasta mayoría de estructuras, incluyendo la mayoría de los edificios residenciales, comerciales e industriales y aquellas estructuras y edificios que no tienen una clasificación específica en otra categoría.

# Clasificación de los edificios y otras estructuras.

## Categorías de riesgo.

- **Categoría III:** considera estructuras y edificios que albergan un gran número de personas en un lugar, tales como teatros, auditorios, y lugares de congregación de personas similares; incluye, además, edificios con personas que tienen una capacidad de movilización limitada, como por ejemplo escuelas, prisiones y pequeñas unidades de salud. En esta categoría se incluyen estructuras relacionadas con instalaciones necesarias para proteger la salud y la seguridad de una comunidad, como por ejemplo estaciones generadoras de energía, centros de telecomunicaciones, plantas potabilizadoras de agua y plantas de tratamiento de agua
- **Categoría IV:** incluye estructuras cuya falla pudiera inhibir los servicios comunitarios esenciales necesarios para afrontar una situación de emergencia. Edificios y estructuras agrupadas en esta categoría son hospitales, estaciones de policía, estaciones de bomberos, centros de comunicaciones de emergencia, y otros similares.

# Clasificación de los edificios y otras estructuras.

## Categorías de riesgo.

- **Categoría III:** considera estructuras y edificios que albergan un gran número de personas en un lugar, tales como teatros, auditorios, y lugares de congregación de personas similares; incluye, además, edificios con personas que tienen una capacidad de movilización limitada, como por ejemplo escuelas, prisiones y pequeñas unidades de salud. En esta categoría se incluyen estructuras relacionadas con instalaciones necesarias para proteger la salud y la seguridad de una comunidad, como por ejemplo estaciones generadoras de energía, centros de telecomunicaciones, plantas potabilizadoras de agua y plantas de tratamiento de agua
- **Categoría IV:** incluye estructuras cuya falla pudiera inhibir los servicios comunitarios esenciales necesarios para afrontar una situación de emergencia. Edificios y estructuras agrupadas en esta categoría son hospitales, estaciones de policía, estaciones de bomberos, centros de comunicaciones de emergencia, y otros similares.

# Clasificación de los edificios y otras estructuras.

- El primer objetivo del diseño sísmico en esta iniciativa es que las estructuras deberán tener una baja probabilidad de colapso si ocurre un evento raro definido como el **Terremoto Máximo Considerado (MCE)**, o sismo extremo.
- El segundo objetivo es que los daños que pongan en peligro la vida, principalmente por la falla de los componentes no estructurales ya sea dentro y fuera de las estructuras, sean improbables para el caso del sismo de diseño (definido como dos tercios del MCE).

# Clasificación de los edificios y otras estructuras.

Estos objetivos son abordados obligando que a cada estructura se le asigne una de las cuatro **Categorías de Riesgo** presentadas anteriormente y asignándoles un **Factor de Importancia,  $I_e$** , que se basa en la Categoría de Riesgo correspondiente.

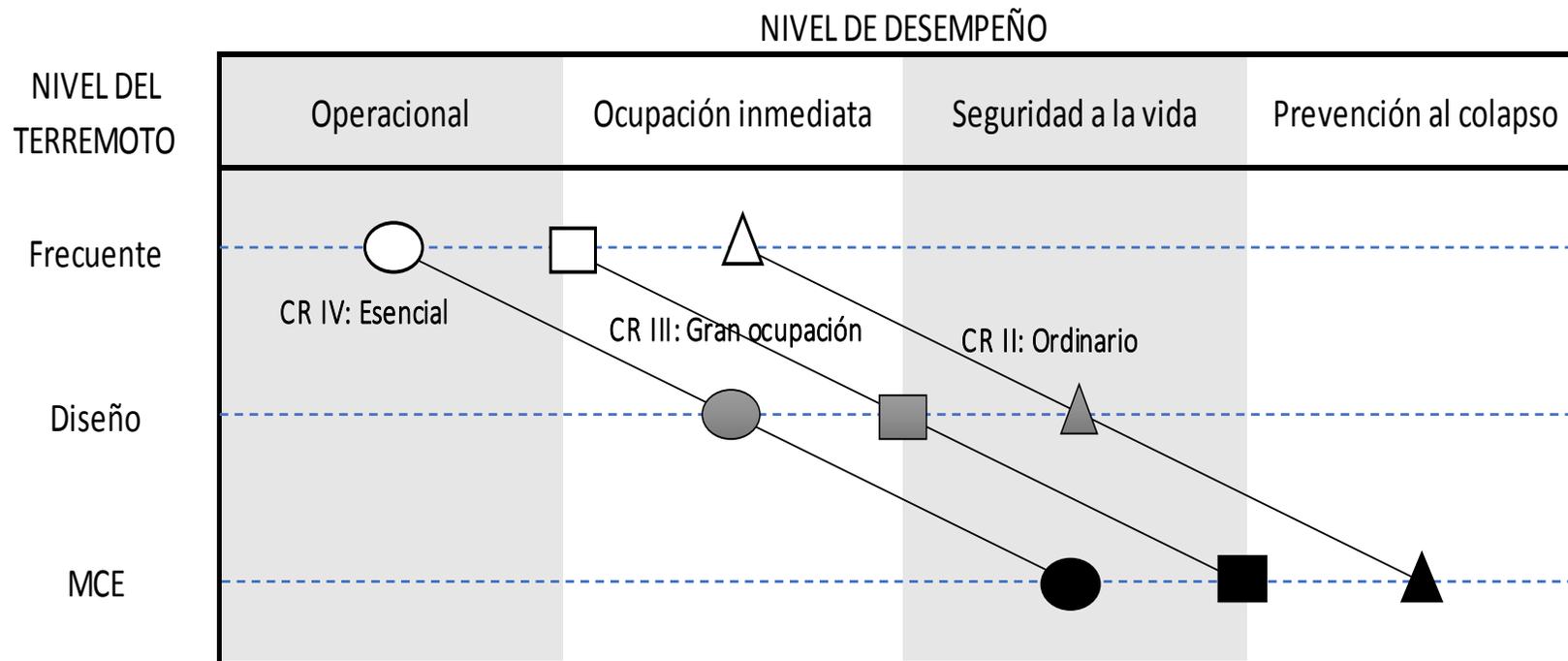
El Factor de Importancia se usa como un criterio cuantitativo para la resistencia.

Categoría de Riesgo	Factor de importancia sísmica, $I_e$
I	1.00
II	1.00
III	1.25
IV	1.50

# Objetivo de desempeño

Un **objetivo de desempeño**, para una Categoría de Riesgo, se establece a partir de la combinación de un Nivel de amenaza sísmica y un Nivel de desempeño estructural (y No estructural) esperado.

Un **objetivo de desempeño** determina, en gran medida, el costo y la factibilidad de cualquier proyecto y los beneficios obtenidos en términos de una mejora a la seguridad, reducción al daño de la propiedad, y la interrupción del uso en el acaecimiento de un sismo.

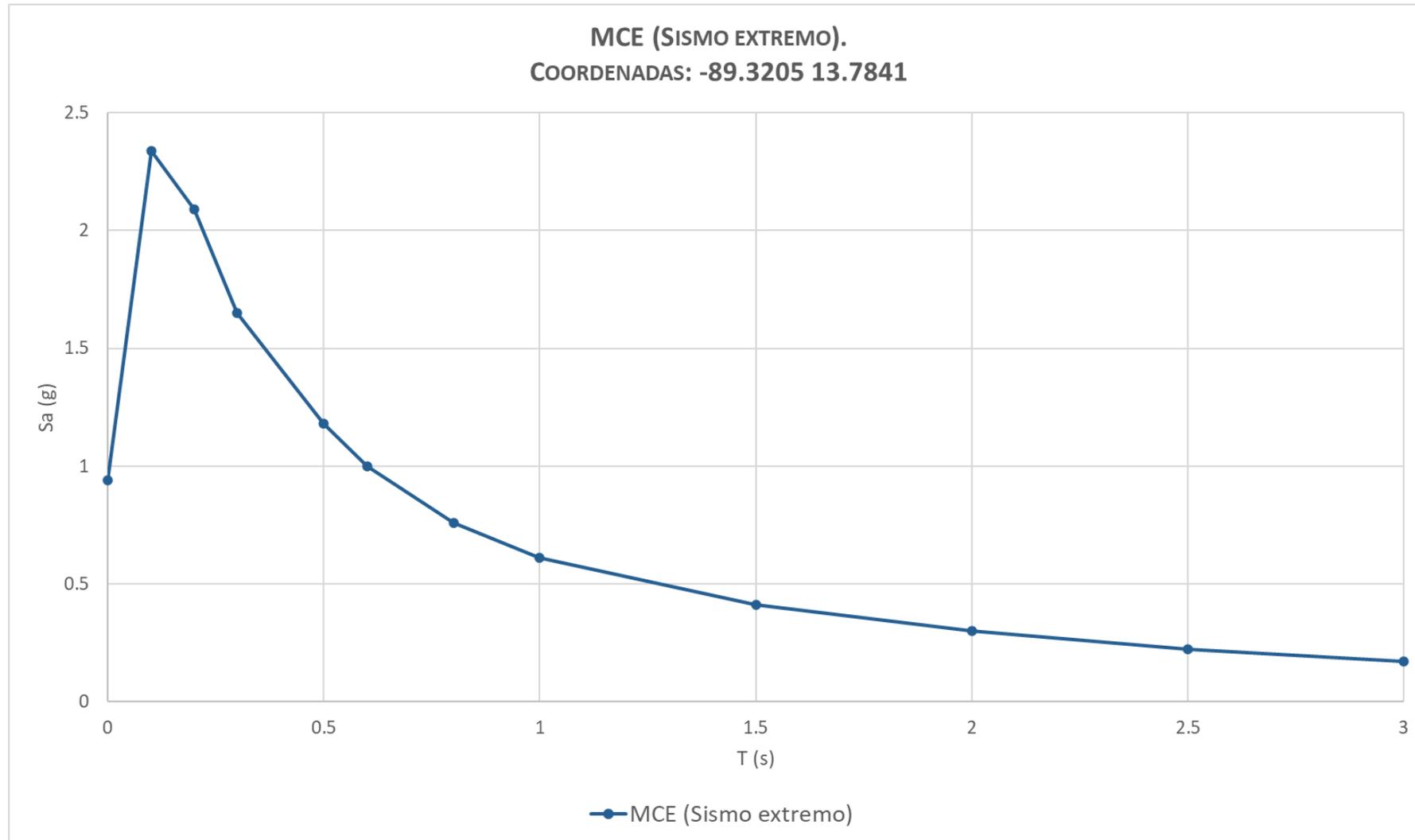


# Criterios de diseño sísmico

Aceleraciones del terreno y aceleraciones espectrales del Terremoto máximo considerado (Sismo Extremo).

- El espectro del Terremoto máximo considerado (Sismo extremo), obtenido del análisis de amenaza sísmica, es de tipo multiperiodo.
- Las aceleraciones espectrales del terreno  $S_n$ , donde  $n = 1$  hasta 14, corresponden a los periodos espectrales  $T_1 = 0$ ,  $T_2 = 0.1s$ ,  $T_3 = 0.2s$ ,  $T_4 = 0.3s$ ,  $T_5 = 0.5s$ ,  $T_6 = 0.6s$ ,  $T_7 = 0.8s$ ,  $T_8 = 1.0s$ ,  $T_9 = 1.5s$ ,  $T_{10} = 2.0s$ ,  $T_{11} = 2.5s$ ,  $T_{12} = 3.0s$ ,  $T_{13} = 3.5s$  y  $T_{14} = 4.0s$ .
- Tales aceleraciones espectrales serán proporcionados por el MARN y se podrán obtener para cualquier punto de interés en el país accediendo a la dirección electrónica que ese mismo ministerio habilitará oportunamente, en donde, introduciendo las coordenadas del emplazamiento se presentarán los valores deseados.

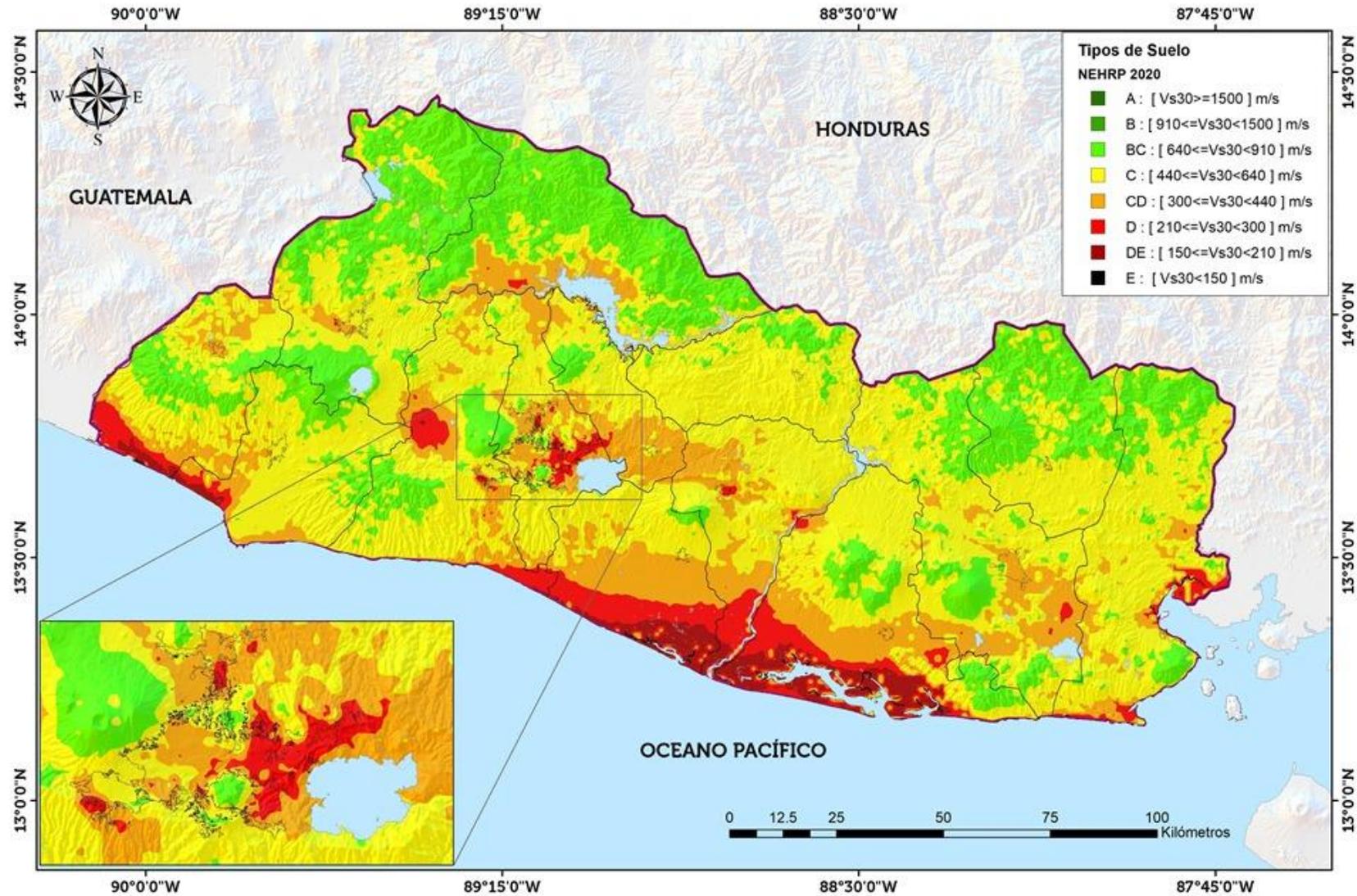
# Aceleraciones del terreno y aceleraciones espectrales del Terremoto máximo considerado (Sismo Extremo).



# Coeficientes de sitio

No	Reclasificación de Clases de Suelo					Criterio Geotécnico (prom. de 30 m superiores)			
	Tipo Clase 2016 NEHRP	Tipo Clase 2020 NEHRP	Descripción general	Descripción detallada	Productos volcánicos predominantes en columnas de suelos, según geólogos del MARN		Vs (m/s)		Vs (m/s) Media GM
1	A	A	Roca dura	Roca dura	Lavas sanas (Andesíticas o Basálticas)	>	1500		
2	B	B	Roca media	Roca media	Lavas semi-fracturadas, Flujo de detritos con clastos lávicos, Lahares cementados con clastos lávicos, Avalancha de escombros		910	1500	1160
3		BC	Roca blanda	Roca blanda	Lavas fracturadas meteorizadas, Rocas Dacíticas, Lahares con escorias y fragmentos lávicos, Depósito de flujos piroclásticos, ej.: Boquerón (G1)		640	910	760
4	C	C	Suelo duro	Suelo muy denso o arcilla dura.	Lavas fracturadas bien meteorizadas, Ignimbritas máficas meteorizadas, Lahares con escorias, Tobas aglomeradas, Tobas inferiores (Productos antiguos de TB4 de la caldera de Ilopango)		440	640	530
5		CD	Suelo medio duro	Suelo de arena densa o arcilla muy rígida.	Coluvios en profundidad, Sedimentos Aluviales, Lahares meteorizados, Ignimbritas de Boquerón (G2), Tobas Superiores en profundidad (Productos antiguos de TBJ de la caldera de Ilopango)		300	440	360
6	D	D	Suelo poco duro	Suelo de arena medianamente densa o suelo arcilloso rígido	Tobas Superiores superficiales (Productos antiguos de TBJ de la caldera de Ilopango) Tierra Blanca Joven proximal en profundidad, Lahares bien meteorizados		210	300	250
7		DE	Suelo blando	Suelo de arena suelta o suelo arcilloso medio rígido	Tierra Blanca Joven distal superficial, Suelos plásticos meteorizados, Suelos retrabajados con bloques de rocas y granos gruesos.		150	210	180
8	E	E	Suelo muy blando	Suelos de arena muy suelta o suelo arcilloso blando	Rellenos no compactados, Suelos orgánicos, Sedimentos fluviales o retrabajados de grano fino y Suelos bien meteorizados con arcillas blandas	<	150		
9	F	F	Suelos que requieren análisis de respuesta de sitio						

# Coeficientes de sitio



# Coeficientes de sitio

Aceleración máxima de terreno [SA{0.01 s}] = PGA - (0.01 s) en suelo firme	Tipo de Suelo	PGA = 0.01 g	PGA = 0.05 g	PGA = 0.1 g	PGA = 0.15 g	PGA = 0.2 g	PGA = 0.25 g	PGA = 0.3 g	PGA = 0.35 g	PGA = 0.4 g	PGA = 0.45 g
	BC	1.13	1.24	1.25	1.24	1.23	1.22	1.21	1.20	1.19	1.18
	C	1.38	1.46	1.43	1.39	1.35	1.32	1.29	1.27	1.24	1.22
	CD	1.71	1.69	1.59	1.51	1.44	1.39	1.34	1.30	1.26	1.23
	D	2.33	1.85	1.63	1.51	1.42	1.36	1.31	1.26	1.23	1.20
	DE	2.72	1.99	1.70	1.55	1.45	1.37	1.32	1.27	1.23	1.20
	E	2.13	1.55	1.25	1.08	0.96	0.86	0.79	0.72	0.66	0.61
	Tipo de Suelo	PGA = 0.5 g	PGA = 0.55 g	PGA = 0.6 g	PGA = 0.65 g	PGA = 0.7 g	PGA = 0.8 g	PGA = 0.9 g	PGA = 1 g	PGA = 1.5 g	PGA = 2 g
	BC	1.17	1.16	1.16	1.15	1.14	1.13	1.11	1.10	1.09	1.09
	C	1.20	1.18	1.16	1.15	1.13	1.11	1.08	1.06	1.04	1.04
	CD	1.20	1.17	1.15	1.12	1.10	1.07	1.03	1.00	0.98	0.98
	D	1.17	1.15	1.12	1.10	1.09	1.06	1.03	1.00	0.98	0.98
DE	1.17	1.15	1.12	1.10	1.09	1.06	1.03	1.00	0.98	0.98	
E	0.57	0.53	0.49	0.46	0.42	0.37	0.32	0.28	0.24	0.24	

Aceleración espectral de terreno [SA(0.1 s)] en suelo firme	Tipo de Suelo	SA(0.1 seg) = 0.01 g	SA(0.1 seg) = 0.05 g	SA(0.1 seg) = 0.1 g	SA(0.1 seg) = 0.15 g	SA(0.1 seg) = 0.2 g	SA(0.1 seg) = 0.25 g	SA(0.1 seg) = 0.3 g	SA(0.1 seg) = 0.35 g	SA(0.1 seg) = 0.4 g	SA(0.1 seg) = 0.45 g
	BC	1.19	1.21	1.25	1.27	1.28	1.28	1.28	1.27	1.27	1.27
	C	1.32	1.34	1.42	1.43	1.43	1.42	1.41	1.40	1.38	1.37
	CD	1.40	1.42	1.51	1.52	1.50	1.47	1.44	1.41	1.38	1.36
	D	1.65	1.67	1.73	1.69	1.62	1.56	1.50	1.45	1.40	1.35
	DE	1.75	1.75	1.74	1.67	1.60	1.54	1.48	1.42	1.37	1.33
	E	1.48	1.43	1.23	1.11	1.02	0.95	0.89	0.84	0.80	0.76
	Tipo de Suelo	SA(0.1 seg) = 0.5 g	SA(0.1 seg) = 0.55 g	SA(0.1 seg) = 0.6 g	SA(0.1 seg) = 0.65 g	SA(0.1 seg) = 0.7 g	SA(0.1 seg) = 0.8 g	SA(0.1 seg) = 0.9 g	SA(0.1 seg) = 1 g	SA(0.1 seg) = 1.5 g	SA(0.1 seg) = 2 g
	BC	1.26	1.26	1.26	1.25	1.25	1.24	1.24	1.23	1.20	1.17
	C	1.35	1.34	1.33	1.32	1.30	1.28	1.26	1.24	1.16	1.09
	CD	1.33	1.30	1.28	1.26	1.23	1.19	1.16	1.12	0.99	0.89
	D	1.31	1.26	1.23	1.19	1.16	1.10	1.05	1.00	0.82	0.71
DE	1.28	1.25	1.21	1.18	1.15	1.09	1.04	1.00	0.84	0.73	
E	0.73	0.69	0.66	0.64	0.61	0.56	0.52	0.48	0.34	0.23	

# MCE\*Coeficientes de sitio (Cálculo)

$$S_{Mn} = F_n S_n$$

**Ubicación:**

-89.3205 13.7841

$$Vs_{30} = 620.16 \text{ m/s.}$$

**Tipo de suelo: C**

$$T_n = 0.2 \text{ s}$$

$$S_{0.2} = 2.09 \text{ g}$$

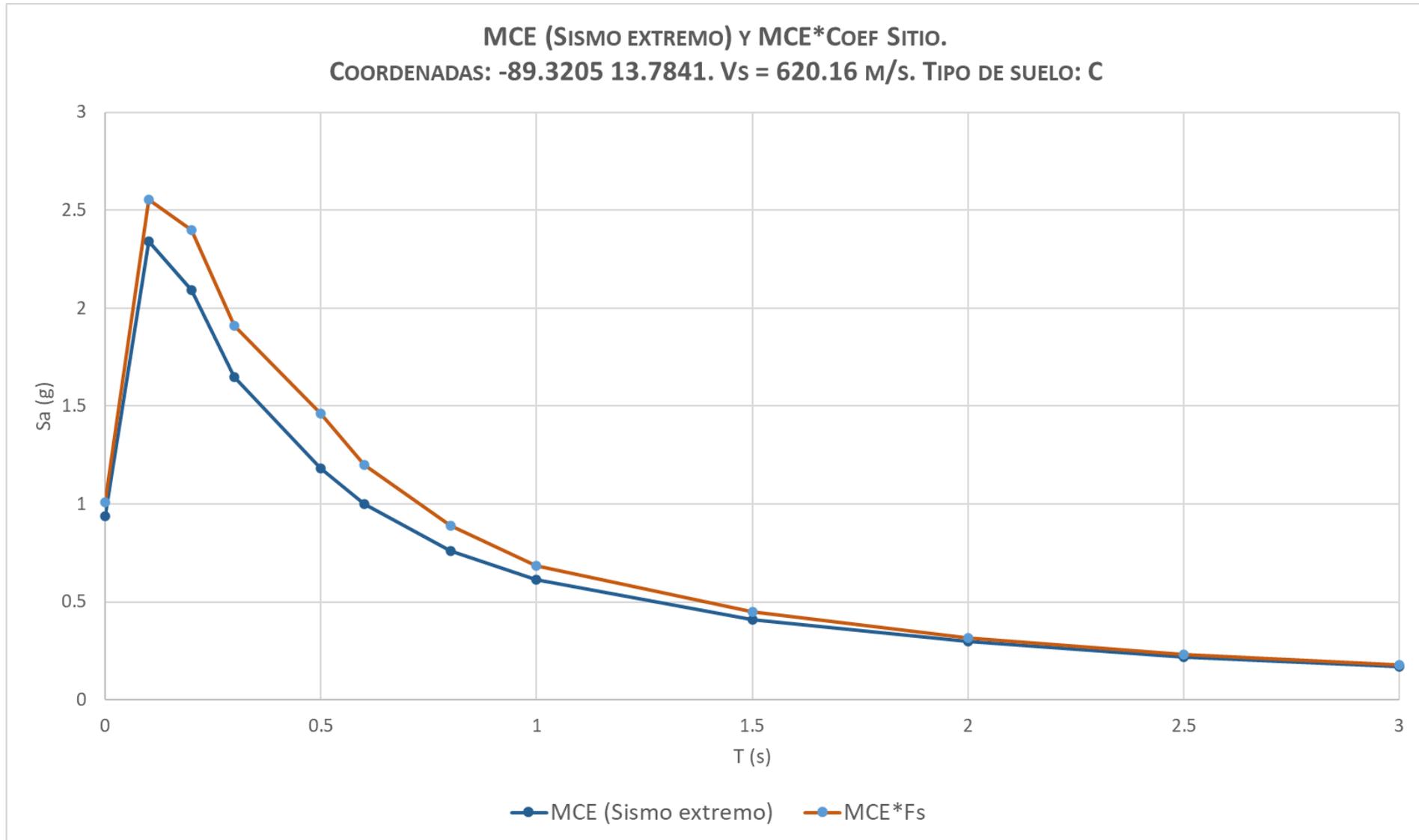
$$F_{0.2} = 1.15$$

Aceleración espectral de terreno [SA(0.2 seg)] en suelo firme										
Tipo de Suelo	SA(0.2 seg)= 0.01 g	SA(0.2 seg)= 0.05 g	SA(0.2 seg)= 0.1 g	SA(0.2 seg)= 0.15 g	SA(0.2 seg)= 0.2 g	SA(0.2 seg)= 0.25 g	SA(0.2 seg)= 0.3 g	SA(0.2 seg)= 0.35 g	SA(0.2 seg)= 0.4 g	SA(0.2 seg)= 0.45 g
BC	1.14	1.14	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.14	1.14
C	1.52	1.51	1.45	1.41	1.39	1.37	1.35	1.33	1.32	1.31
CD	1.74	1.75	1.79	1.77	1.74	1.70	1.67	1.64	1.61	1.58
D	1.88	1.89	1.93	1.88	1.82	1.76	1.70	1.64	1.60	1.55
DE	2.45	2.42	2.27	2.12	2.00	1.90	1.81	1.73	1.67	1.61
E	2.26	2.19	1.84	1.64	1.49	1.39	1.30	1.22	1.16	1.10
Tipo de Suelo	SA(0.2 seg)= 0.5 g	SA(0.2 seg)= 0.55 g	SA(0.2 seg)= 0.6 g	SA(0.2 seg)= 0.65 g	SA(0.2 seg)= 0.7 g	SA(0.2 seg)= 0.8 g	SA(0.2 seg)= 0.9 g	SA(0.2 seg)= 1 g	SA(0.2 seg)= 1.5 g	SA(0.2 seg)= 2 g
BC	1.14	1.14	1.14	1.13	1.13	1.13	1.12	1.12	1.11	1.09
C	1.30	1.29	1.28	1.27	1.26	1.25	1.23	1.22	1.18	1.15
CD	1.55	1.53	1.51	1.48	1.46	1.43	1.39	1.36	1.23	1.14
D	1.51	1.47	1.43	1.40	1.36	1.31	1.25	1.21	1.03	0.92
DE	1.55	1.50	1.46	1.42	1.38	1.31	1.25	1.19	1.00	0.88
E	1.05	1.00	0.96	0.92	0.88	0.82	0.76	0.71	0.51	0.38

**Entonces:  $S_{M0.2} = 2.09 * 1.15 = 2.40 \text{ g}$**

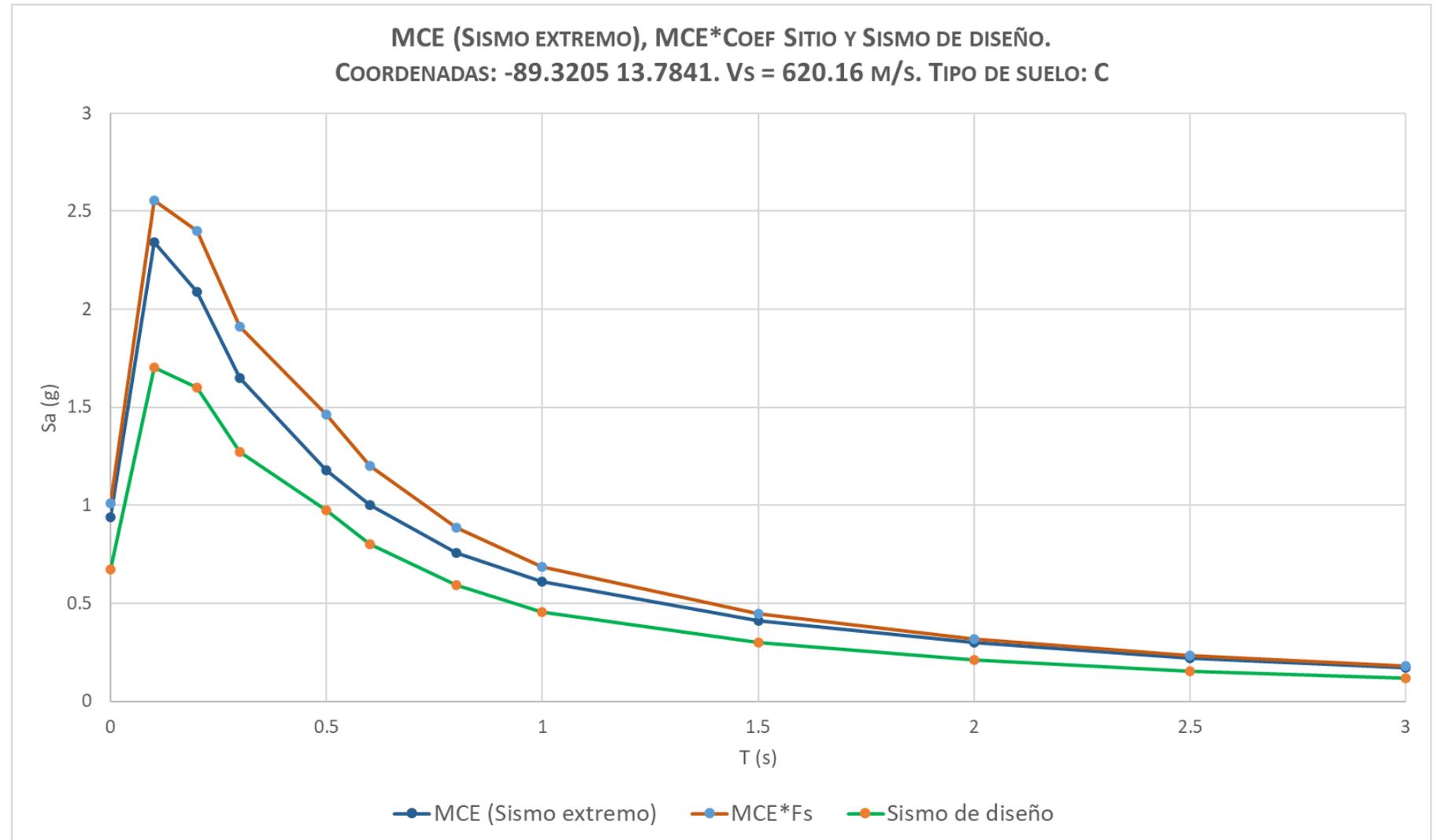
# Mce

## mce\*Coeficientes de sitio



# Parámetros del espectro de diseño

$$S_{Dn} = (2/3)S_{Mn}$$



# Espectro de diseño de dos periodos

$$T_0 = 0.2 S_{D1}/S_{DS}$$

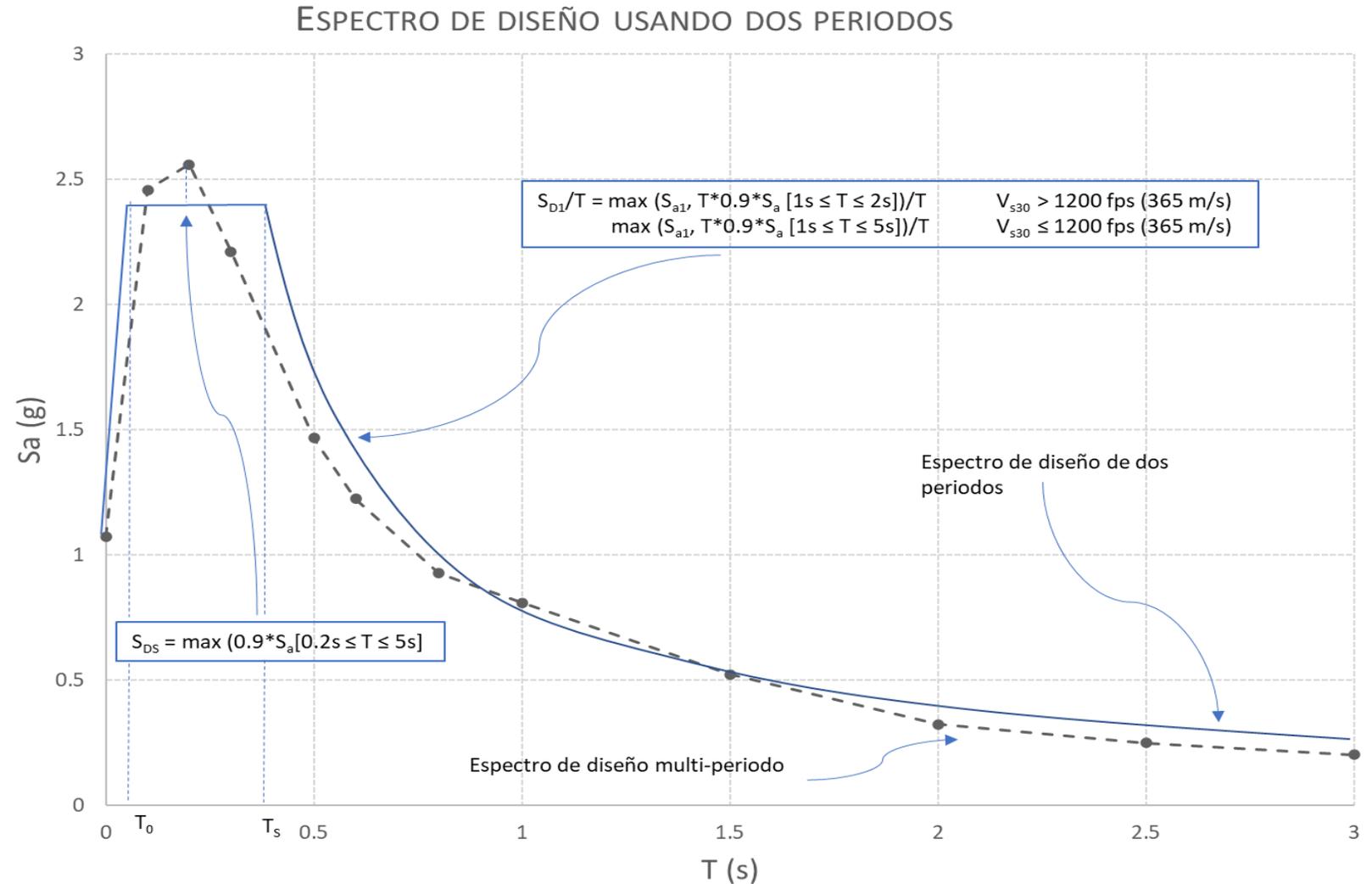
$$T_s = S_{D1}/S_{DS}$$

Para periodos menores que  $T_0$

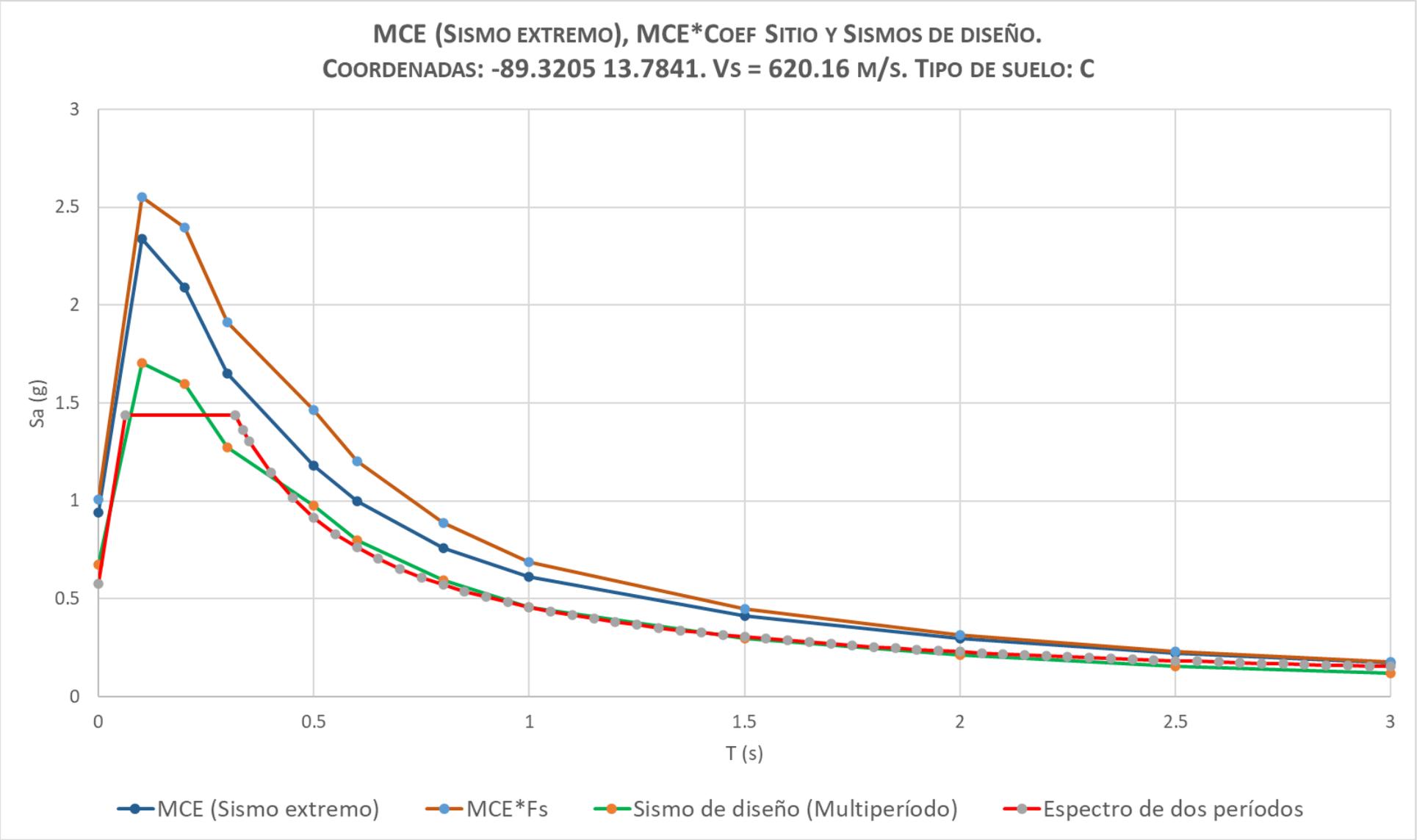
$$S_a = S_{DS} \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Para periodos mayores que  $T_s$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$



# Espectros



# Categoría de diseño sísmico

Las Categorías de Diseño Sísmico, en si, no tienen el objetivo de aumentar las fuerzas de diseño, en vez de ello se relacionan más con los requisitos de detallado y con la imposición de exigencias de diseño adicionales.

Dependen de:

- Categoría de Riesgo de la Edificación (Desempeño esperado)
- Intensidad de la sacudida (Incluye los efectos de sitio)

Las Categorías de Diseño Sísmico están íntimamente relacionada al concepto de Objetivo de Desempeño.

Se asigna una Categoría de Diseño Sísmico a las estructuras en base a la condición más severa de las aceleraciones de diseño de periodo corto y de periodo largo.

# Categoría de diseño sísmico

Valor de $S_{DS}$	Categoría de Riesgo	
	I o II o III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Categoría de Diseño Sísmico en base a los **parámetros de aceleración** para **periodo corto**

Valor de $S_{D1}$	Categoría de Riesgo	
	I o II o III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Categoría de Diseño Sísmico en base a los **parámetros de aceleración** para **periodo largo**

# Categoría de diseño sísmico

Existen las Categorías de diseño sísmico E y F que imponen requisitos de diseño adicionales.

Estos criterios de diseño adicionales tienen la intención específica de proveer un desempeño aceptable cuando ocurren movimientos muy intensos en sitios cercanos a fallas.

El parámetro de aceleración espectral mapeado (obtenido directamente del estudio de amenaza para el Terremoto Máximo Considerado) correspondiente al periodo espectral de 1 segundo,  $S_1$ , es el umbral que separa a las Categorías de diseño sísmico E y F del resto de Categorías.

**Categoría de Riesgo I, II y III,  $S_1 > 0.75g$   
Sísmico E**

**Categoría de Diseño**

**Categoría de Riesgo IV,  $S_1 > 0.75g$   
Sísmico F**

**Categoría de Diseño**

# Componente vertical del sismo de diseño

$$S_{DV} = 0.2S_{DS}$$

$$E_V = S_{DV} D$$

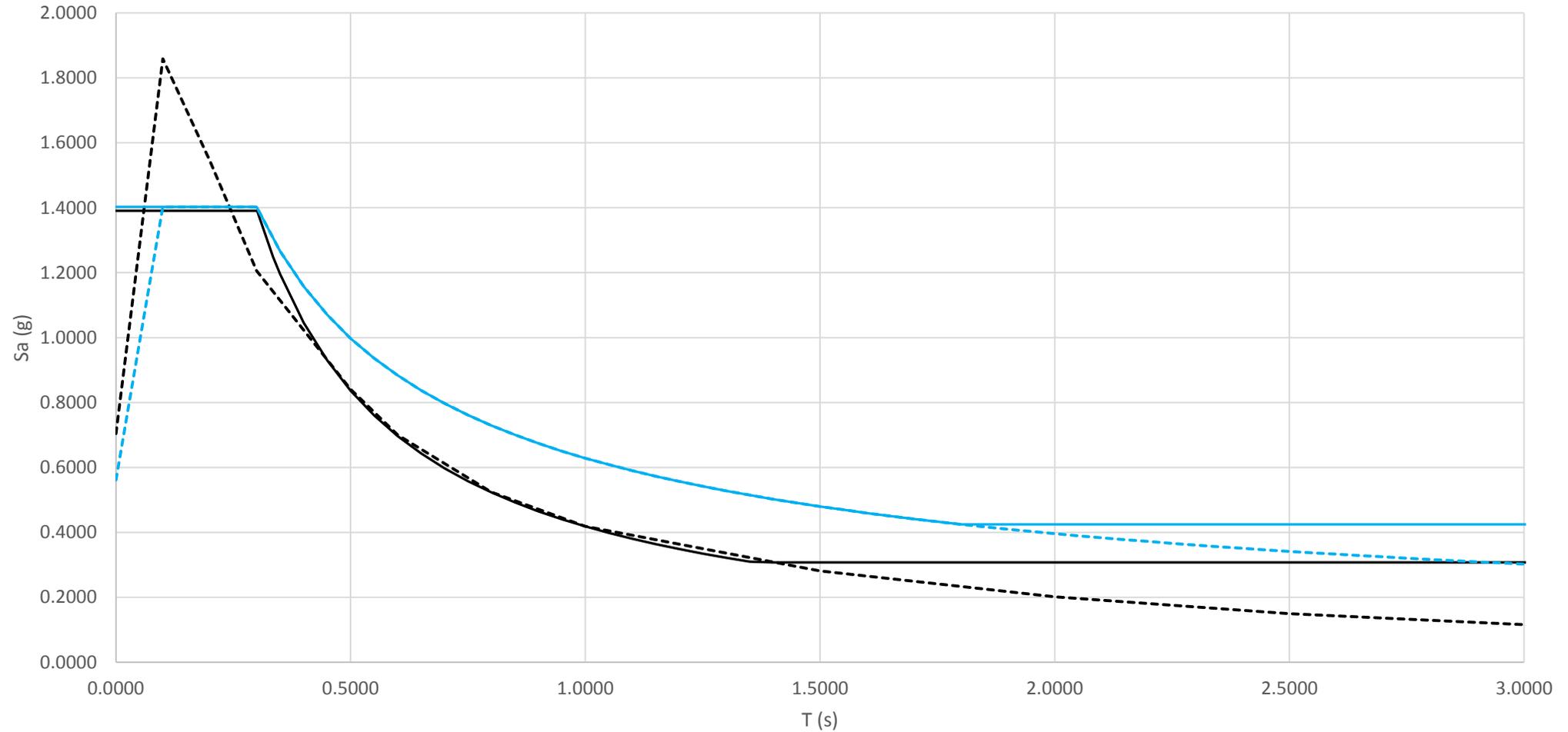
Donde:

$S_{DS}$  = Parámetro de aceleración espectral de diseño para periodo corto

$D$  = Carga muerta

# Espectros

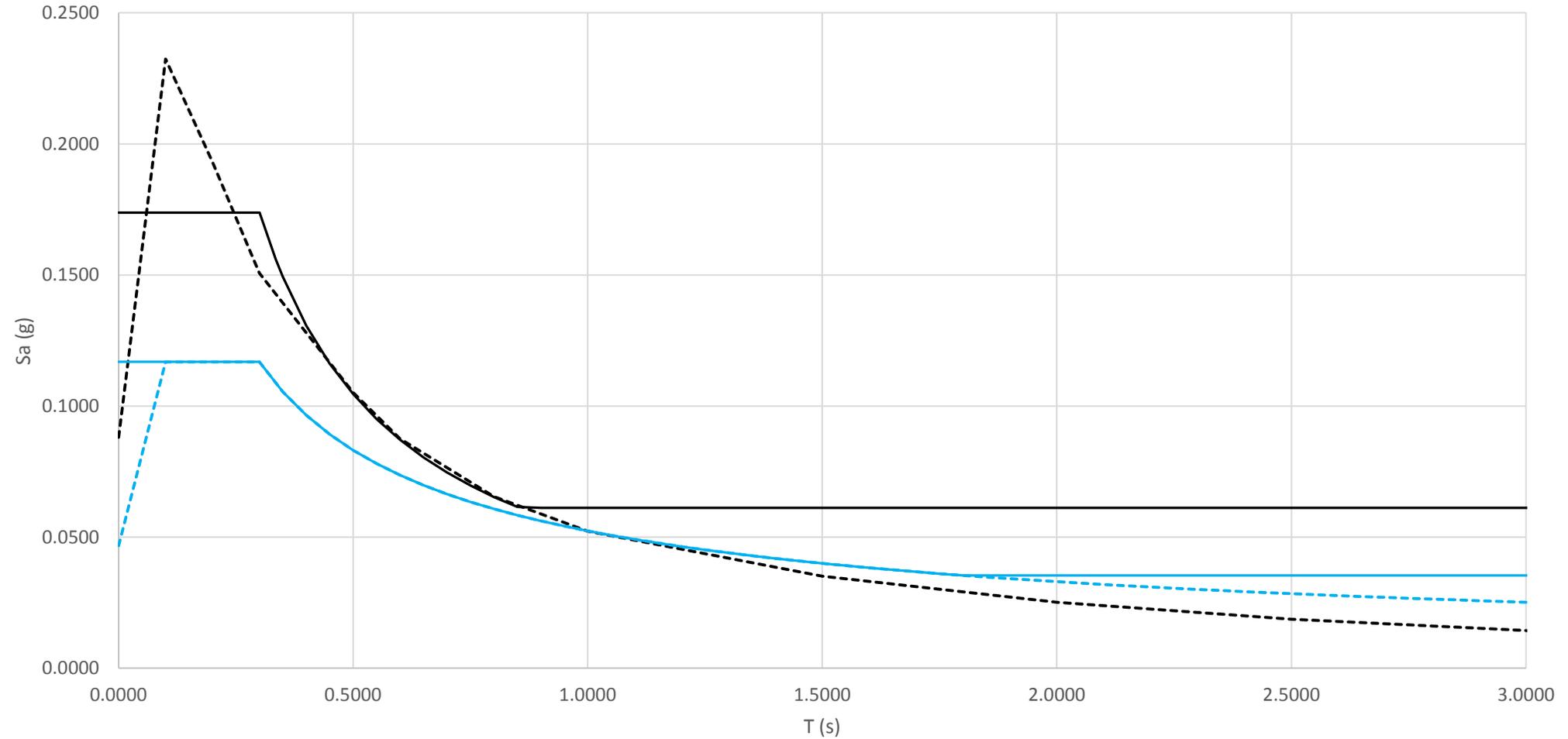
Espectros de diseño elástico PROPUESTA y NTDS-RESESCO.  
SUELO TIPO BC,  $V_s = 683.7$  m/s.



— PROPUESTA DOS PERIODOS ELÁSTICO    - - - PROPUESTA MULTIPERODO ELÁSTICO  
— ESPECTRO DISEÑO ESTÁTICO R=1 S1    - - - ESPECTRO DISEÑO DIINÁMICO R=1 S1

# Espectros

Espectros de diseño inelástico PROPUESTA y NTDS-RESESCO.  
SUELO TIPO BC,  $V_s = 683.7$  m/s.



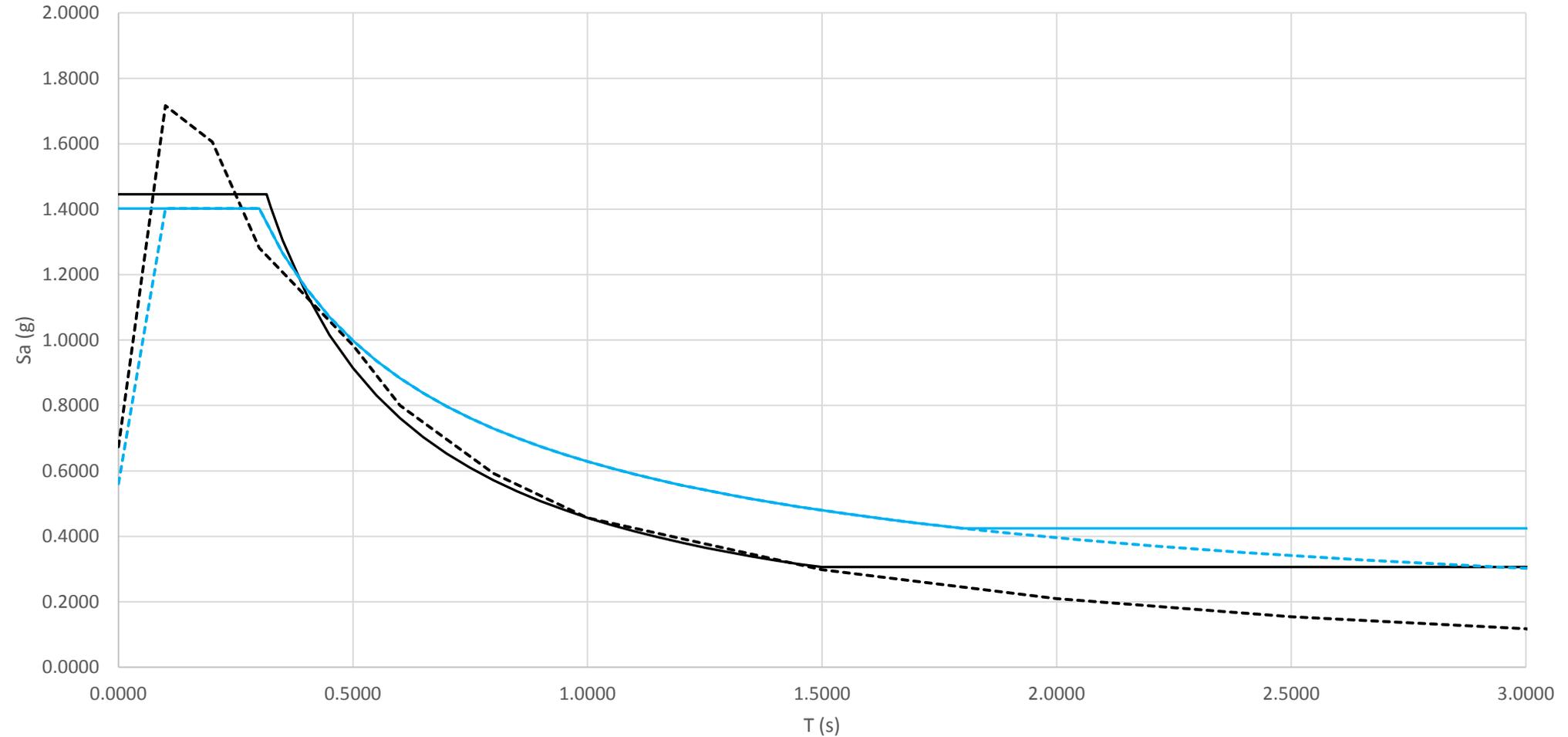
— PROPUESTA DOS PERIODOS MARCOS CR ESPECIALES

- - - PROPUESTA MULTIPERIDO MARCOS CR ESPECIALES

— ESPECTRO DISEÑO ESTÁTICO MARCOS DE CR DETALLADO ESPECIAL S1

- - - ESPECTRO DISEÑO DINÁMICO MARCOS CR DETALLADO ESPECIAL S1

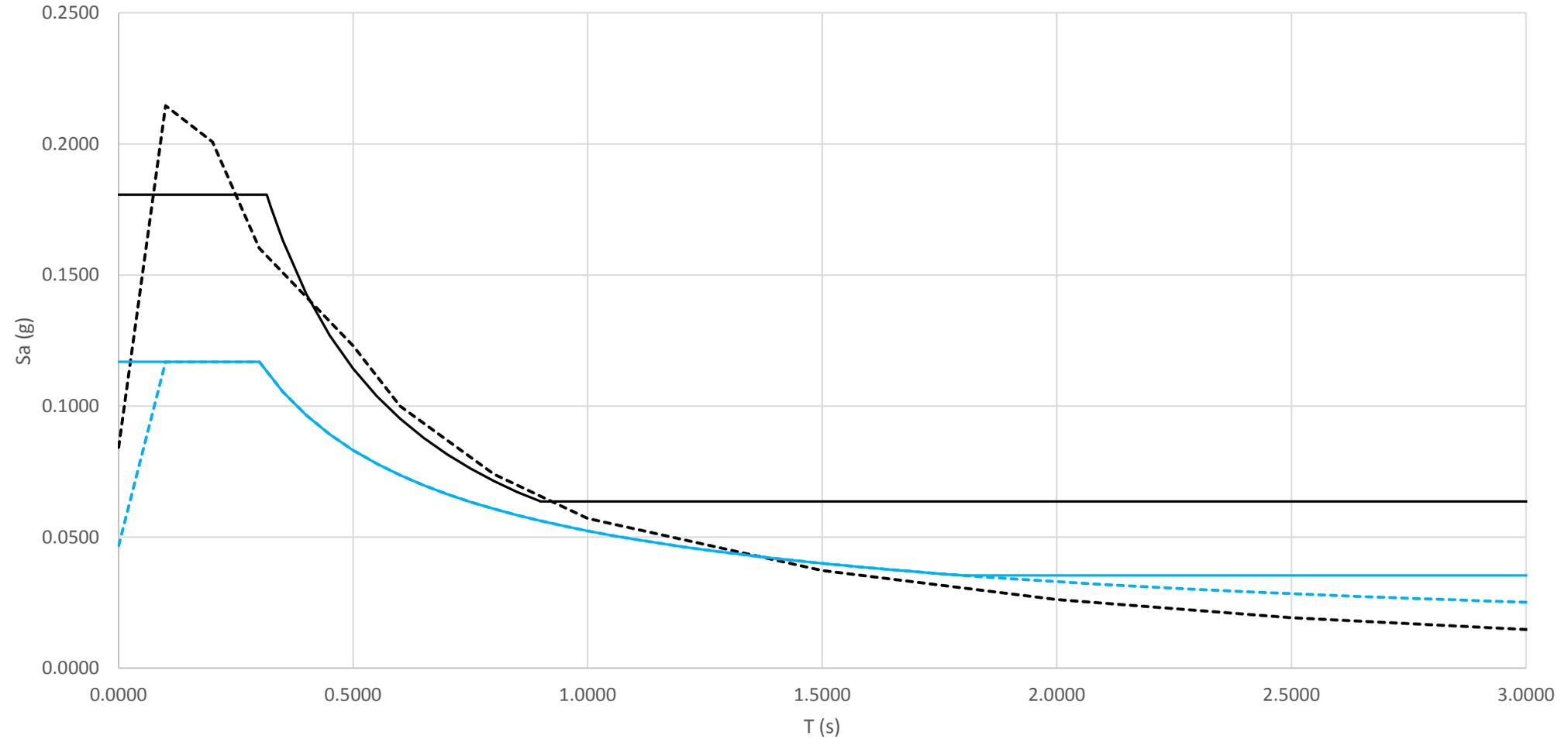
Espectros de diseño elástico PROPUESTA y NTDS-RESESCO.  
SUELO TIPO C,  $V_s = 507.723$  m/s.



— PROPUESTA DOS PERIODOS ELÁSTICO    - - - PROPUESTA MULTIPERODO ELÁSTICO  
— ESPECTRO DISEÑO ESTÁTICO R=1 S1    - - - ESPECTRO DISEÑO DINÁMICO R=1 S1

# Espectros

Espectros de diseño inelástico PROPUESTA y NTDS-RESESCO.  
SUELO TIPO C,  $V_s = 507.723$  m/s.



— PROPUESTA DOS PERIODOS MARCOS CR ESPECIALES

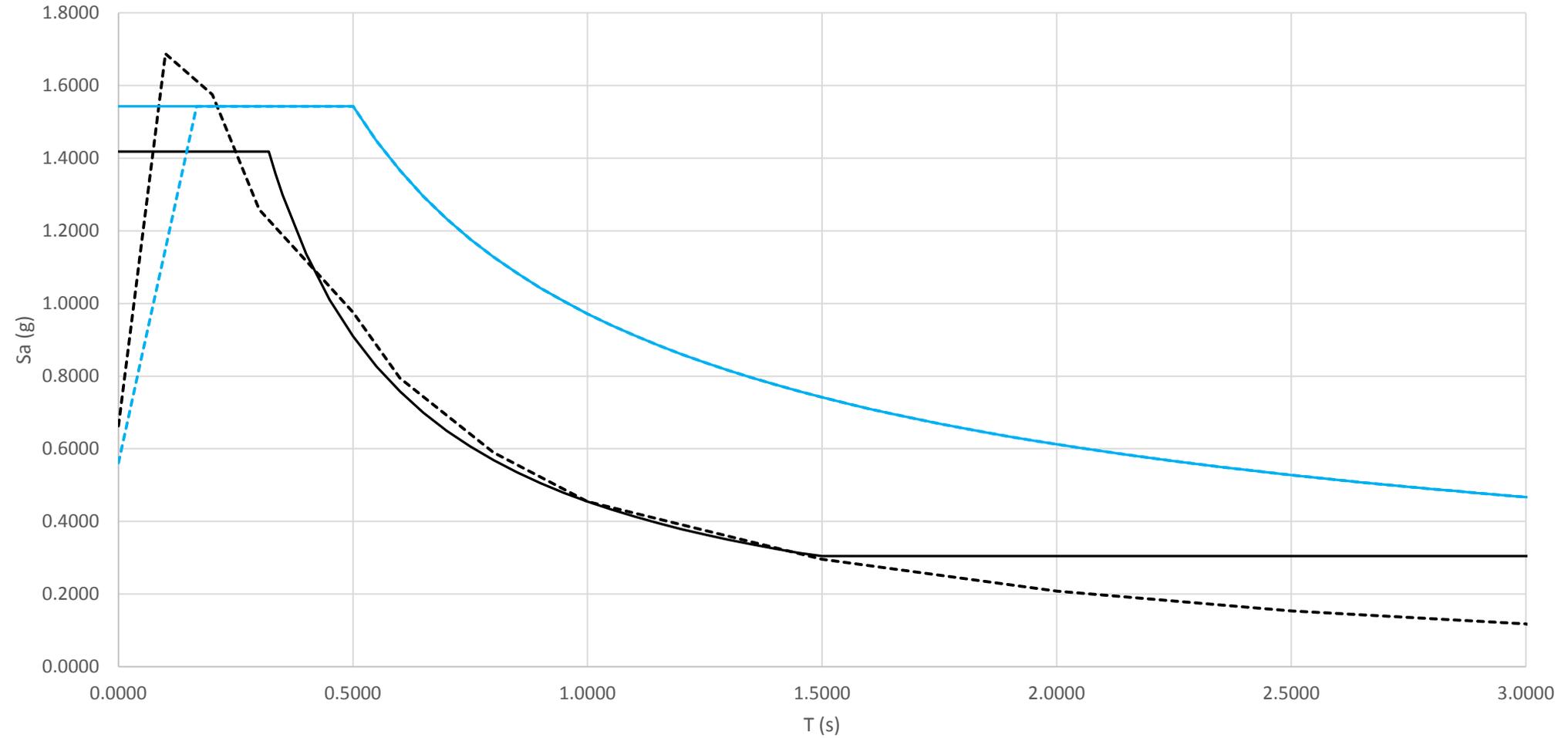
- - - PROPUESTA MULTIPERIODO MARCOS CR ESPECIALES

— ESPECTRO DISEÑO ESTÁTICO MARCOS DE CR DETALLADO ESPECIAL S1

- - - ESPECTRO DISEÑO DINÁMICO MARCOS CR DETALLADO ESPECIAL S1

# Espectros

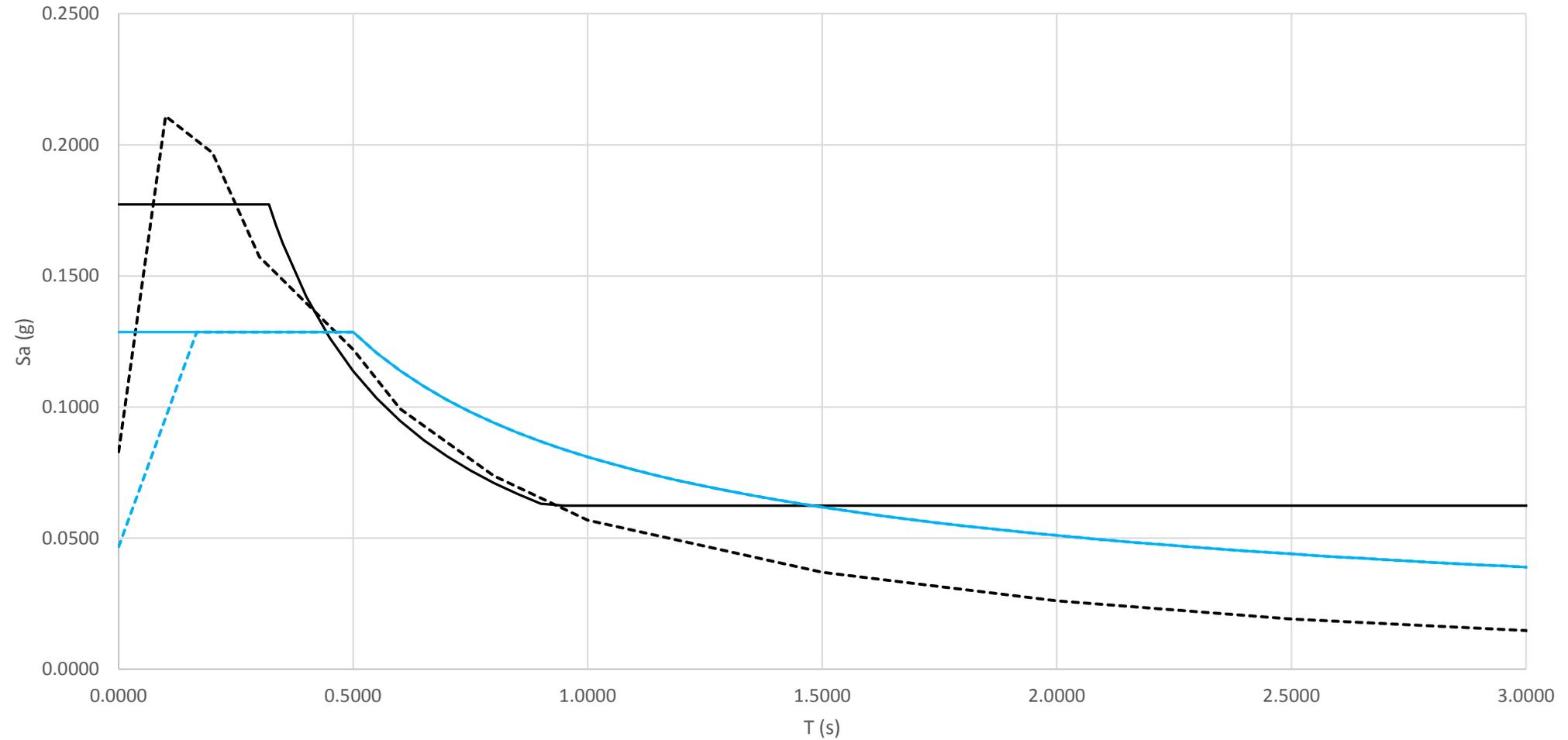
Espectros de diseño elástico PROPUESTA y NTDS-RESESCO.  
SUELO TIPO C,  $V_s = 485.3770$  m/s.



— PROPUESTA DOS PERIODOS ELÁSTICO    - - - PROPUESTA MULTIPERODO ELÁSTICO  
— ESPECTRO DISEÑO ESTÁTICO R=1 S2    - - - ESPECTRO DISEÑO DINÁMICO R=1 S2

# Espectros

Espectros de diseño inelástico PROPUESTA y NTDS-RESESCO.  
SUELO TIPO C,  $V_s = 485.3770$  m/s.



— PROPUESTA DOS PERIODOS MARCOS CR ESPECIALES

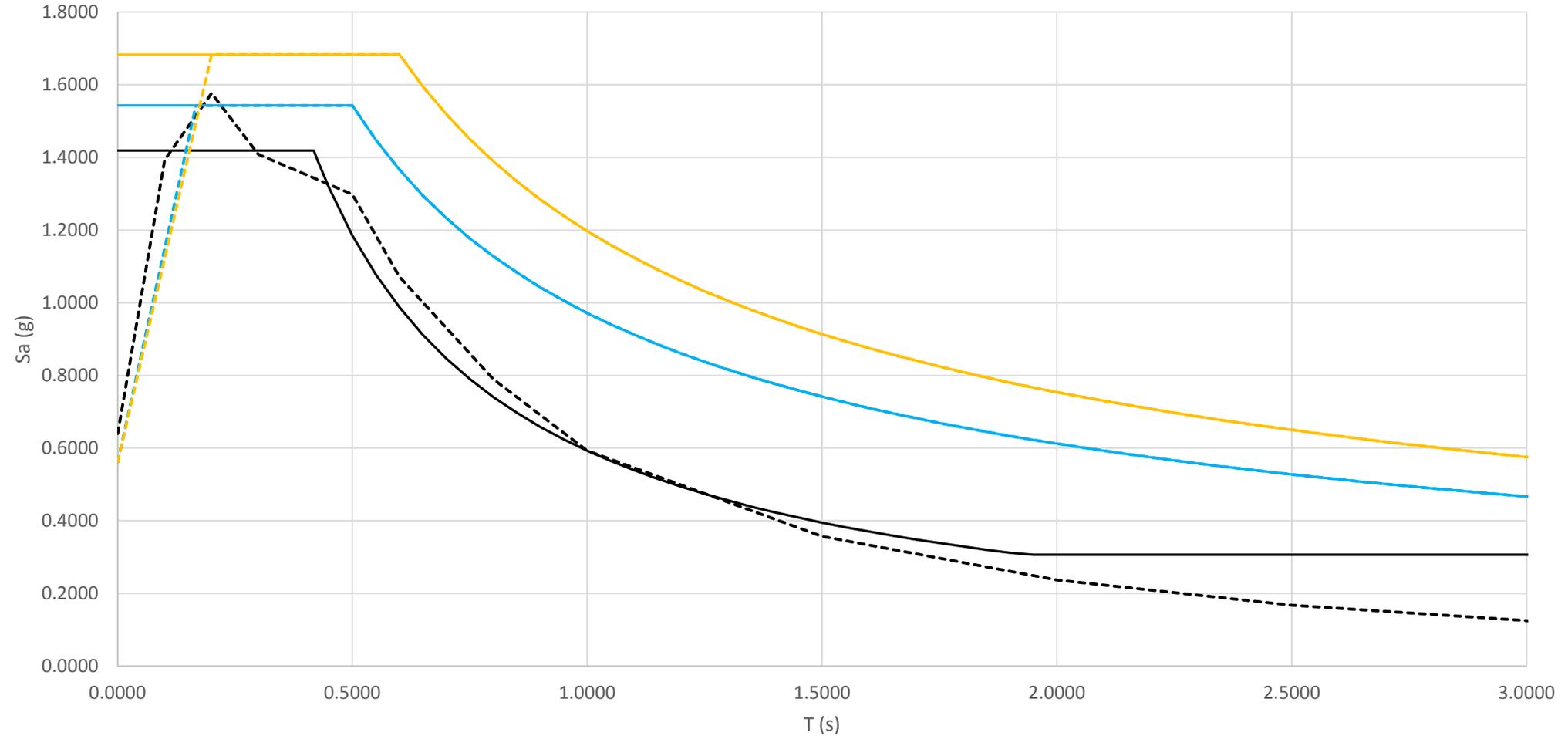
- - - PROPUESTA MULTIPERIODO MARCOS CR ESPECIALES

— ESPECTRO DISEÑO ESTÁTICO MARCOS DE CR DETALLADO ESPECIAL S2

- - - ESPECTRO DISEÑO DINÁMICO MARCOS CR DETALLADO ESPECIAL S2

# Espectros

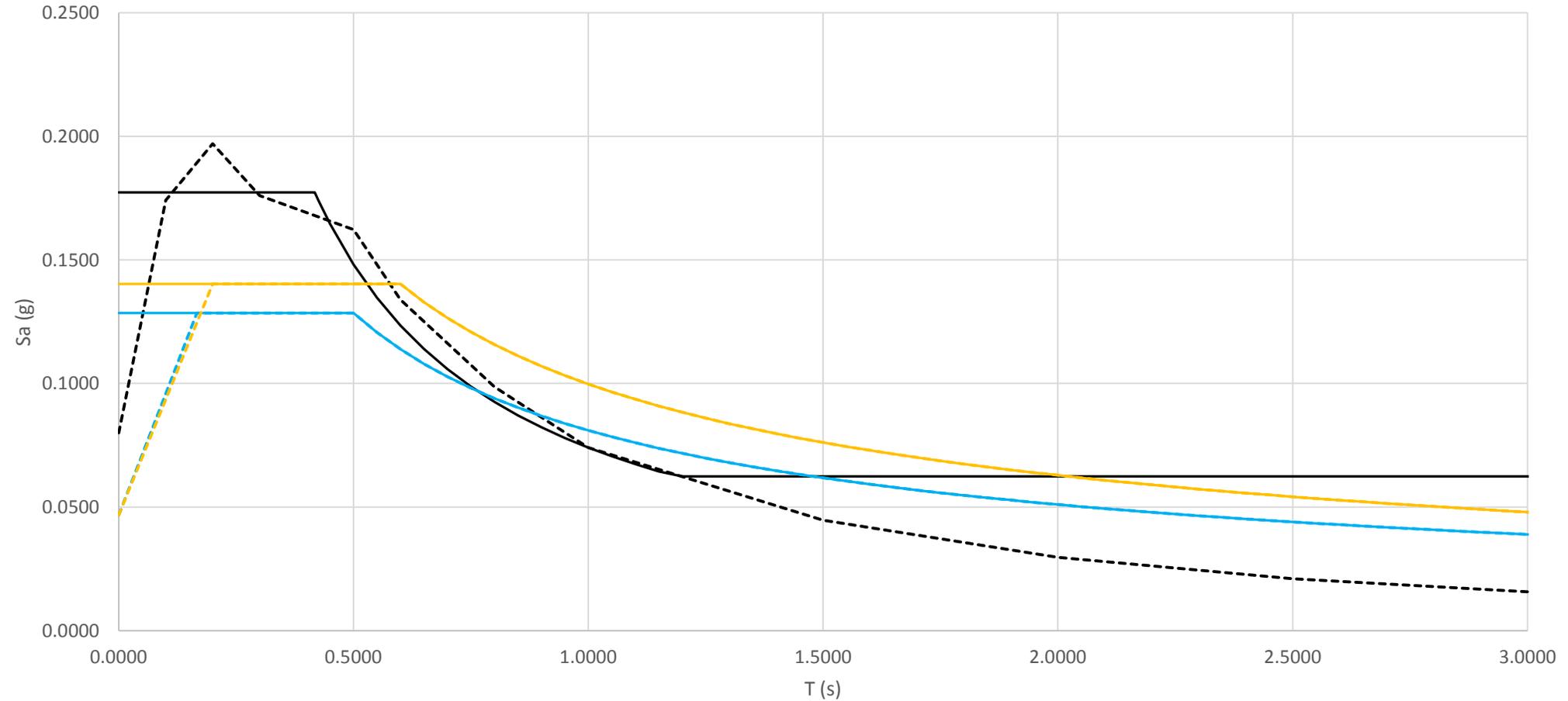
Espectros de diseño elástico PROPUESTA y NTDS-RESESCO.  
SUELO TIPO CD,  $V_s = 344.2630$  m/s.



— PROPUESTA DOS PERIODOS ELÁSTICO  
— ESPECTRO DISEÑO ESTÁTICO R=1 S2  
— ESPECTRO DISEÑO ESTÁTICO R=1 S3

- - - PROPUESTA MULTIPERODO ELÁSTICO  
- - - ESPECTRO DISEÑO DINÁMICO R=1 S2  
- - - ESPECTRO DISEÑO DINÁMICO R=1 S3

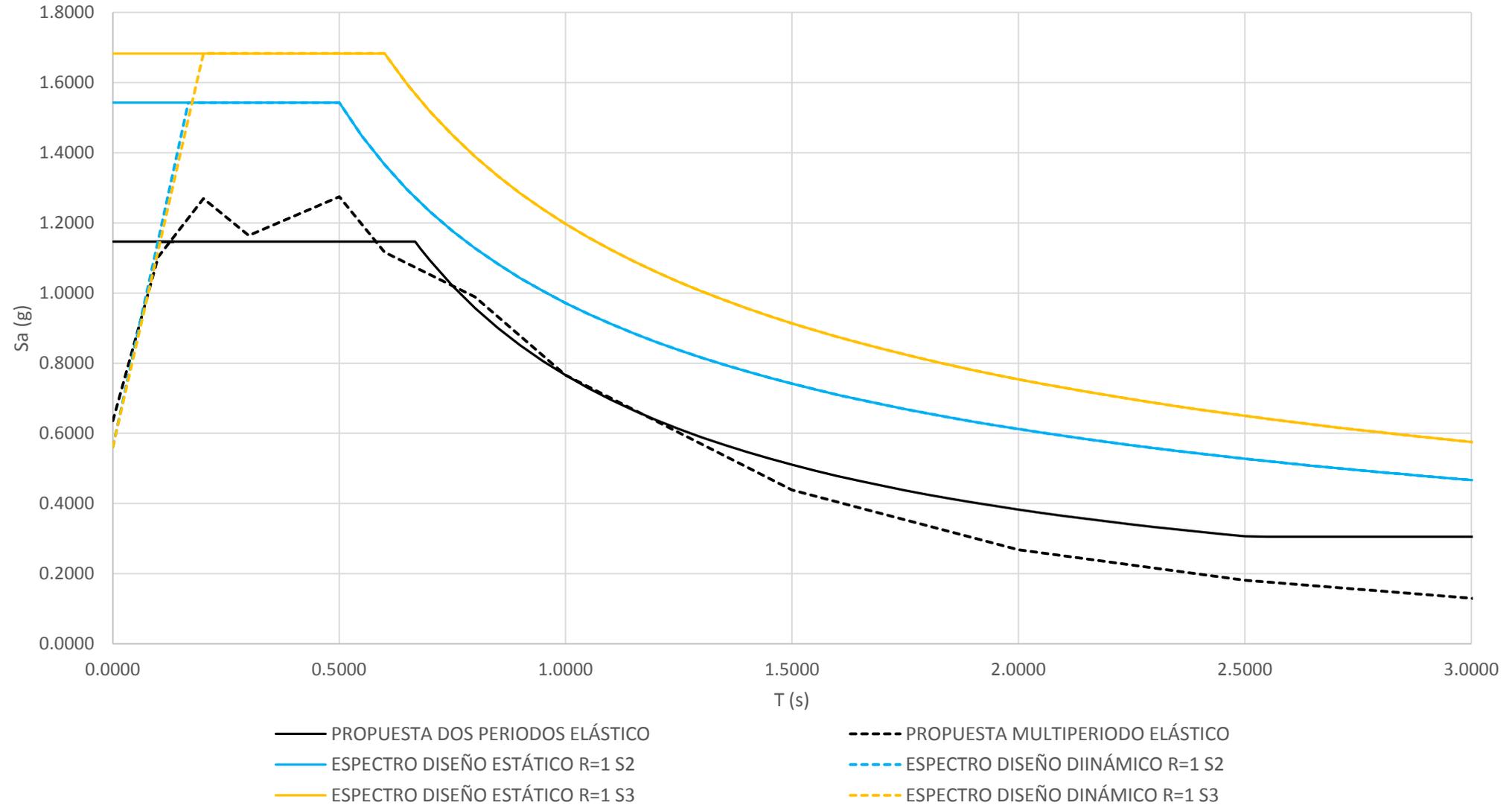
Espectros de diseño inelástico PROPUESTA y NTDS-RESESCO.  
SUELO TIPO CD,  $V_s = 344.2630$  m/s.



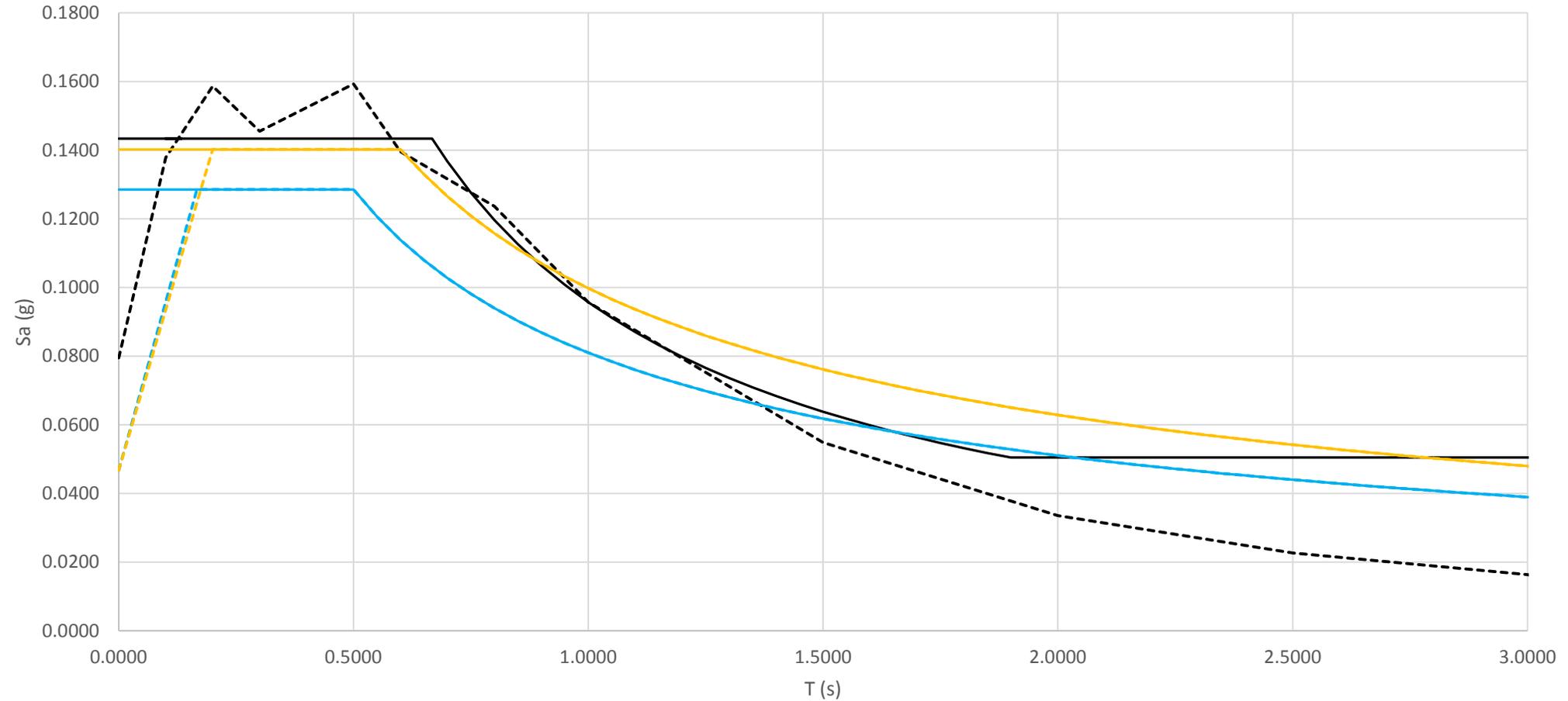
- PROPUESTA DOS PERIODOS MARCOS CR ESPECIALES
- - - PROPUESTA MULTIPERIODO MARCOS CR ESPECIALES
- ESPECTRO DISEÑO ESTÁTICO MARCOS DE CR DETALLADO ESPECIAL S2
- - - ESPECTRO DISEÑO DINÁMICO MARCOS CR DETALLADO ESPECIAL S2
- ESPECTRO DISEÑO ESTÁTICO MARCOS DE CR DETALLADO ESPECIAL S3
- - - ESPECTRO DISEÑO DINÁMICO MARCOS CR DETALLADO ESPECIAL S3

# Espectros

Espectros de diseño elástico PROPUESTA y NTDS-RESESCO.  
SUELO TIPO D,  $V_s = 254.9$  m/s.



Espectros de diseño inelástico PROPUESTA y NTDS-RESESCO.  
SUELO TIPO D,  $V_s = 254.9$  m/s.



- PROPUESTA DOS PERIODOS MARCOS CR ESPECIALES
- - - PROPUESTA MULTIPERIODO MARCOS CR ESPECIALES
- ESPECTRO DISEÑO ESTÁTICO MARCOS DE CR DETALLADO ESPECIAL S2
- - - ESPECTRO DISEÑO DINÁMICO MARCOS CR DETALLADO ESPECIAL S2
- ESPECTRO DISEÑO ESTÁTICO MARCOS DE CR DETALLADO ESPECIAL S3
- - - ESPECTRO DISEÑO DINÁMICO MARCOS CR DETALLADO ESPECIAL S3

# Mapas de diseño sísmico orientados al riesgo

SEAOC 2007 CONVENTION PROCEEDINGS

---



## Risk-Targeted versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States

*Nicolas Luco, Research Structural Engineer  
United States Geological Survey (USGS)  
Golden, Colorado*

*Bruce R. Ellingwood, College of Engineering Distinguished Professor  
Georgia Institute of Technology  
Atlanta, Georgia*

*Ronald O. Hamburger, Senior Principal & Director  
Simpson Gumpertz & Heger Inc.  
San Francisco, California*

*John D. Hooper, Principal & Director of Earthquake Engineering  
Magnusson Klemencic Associates  
Seattle, Washington*

*Jeffrey K. Kimball, Technical Specialist, Seismologist  
Defense Nuclear Facilities Safety Board  
Washington, D.C.*

*Charles A. Kircher, Principal  
Kircher & Associates  
Palo Alto, California*

# Mapas de diseño sísmico orientados al riesgo

La mayoría de códigos y estándares se basan en el supuesto de la amenaza uniforme, en donde, las aceleraciones de diseño son obtenidas para un periodo de retorno (o una probabilidad anual de excedencia) constante para todo el territorio en estudio.

Luco et al. (2007) establece que es más consistente con el uso final de los mapas de diseño sísmico el adoptar un supuesto de “riesgo constante” en el cual los sismos de diseño se establecen para un cierto nivel de riesgo sísmico, factible de calcular, tal como la probabilidad anual de colapso (Douglas et al., 2013).

Como se explica en Luco et al. (2007) diseñar usando el concepto de amenaza uniforme, como input, no produce, automáticamente, estructuras con probabilidades de colapso uniforme debido a que la capacidad a colapso es incierta. Hay varias razones para ello, los más importantes son:

1. La aceleración espectral relacionada con el movimiento del terreno que una estructura puede resistir sin colapsar típicamente dependerá de otras características del movimiento, por ejemplo, en la forma de toda la señal sísmica (acelerograma), y debido a que la forma es incierta, de igual manera lo es la aceleración espectral a la cual la estructura puede resistir sin colapsar

# Mapas de diseño sísmico orientados al riesgo

2. La variabilidad en el detallado y la calidad de la construcción, propiedades de los materiales, y otras características de la estructura que influyen directamente en tal capacidad a colapso.

- La manera que una variable aleatoria (no determinista), como lo es la incerteza de la capacidad a colapso, puede ser cuantificada es a través de su desviación estándar.
- Por tal motivo, se usa la desviación estándar del logaritmo natural de la capacidad a colapso, denotada por  $\beta$ , la cual puede ser obtenida de las funciones de fragilidad desarrolladas para tal fin.

# Mapas de diseño sísmico orientados al riesgo

Para definir la curva de fragilidad se necesita:

El parámetro de dispersión total,  $\beta$ , definido como la desviación estándar lognormal (que incluye la incerteza de la demanda y la incerteza en la calidad, la forma y las dimensiones de las construcciones), y

La capacidad media, o percentil 50,  $\alpha$ , (que se calcula de las funciones de fragilidad) o, en su defecto, por cualquier otro percentil de distribución de probabilidad, como por ejemplo el percentil 10 o 15, el que puede ser tomado igual a la **probabilidad a colapso de la estructura sometida al sismo MCE**.

# Mapas de diseño sísmico orientados al riesgo

Para el desarrollo de los mapas de diseño sísmico de riesgo constante se emplea la formula base del riesgo sísmico,  $y(a_0)$ , que se obtiene de la convolución de la curva de amenaza y la curva de fragilidad

$$y(a_0) = \int_0^{\infty} H(a) \frac{dP_{a_0}(a)}{da} da$$

- $P_{a_0}(a)$  es la curva de fragilidad que representa la probabilidad a colapso dado el movimiento del terreno  $a$ , para un nivel de diseño de  $a_0$
- $H(a)$  es la curva de amenaza sísmica que representa la frecuencia de excedencia correspondiente al nivel del movimiento del terreno  $a$ .

Se considerará que el riesgo sísmico  $y(a_0)$  corresponde a la probabilidad anual de colapso para una estructura dada.

Nótese que se utiliza la derivada de la curva de fragilidad caracterizada por una función de densidad de probabilidad, PDF.

# Mapas de diseño sísmico orientados al riesgo

Reescribiendo la ecuación anterior en términos similares a los que ocupa Luco et al. (2007), se tiene:

$$P[\text{Colapso}] = \int_0^{\infty} P[SA > c] f_{\text{capacidad}}(c) dc$$

La probabilidad de colapso en  $Y$  años puede ser obtenida a partir de la ecuación anterior. Siguiendo las deducciones, y supuestos, desarrollados por Luco et al. (2007) tal expresión es:

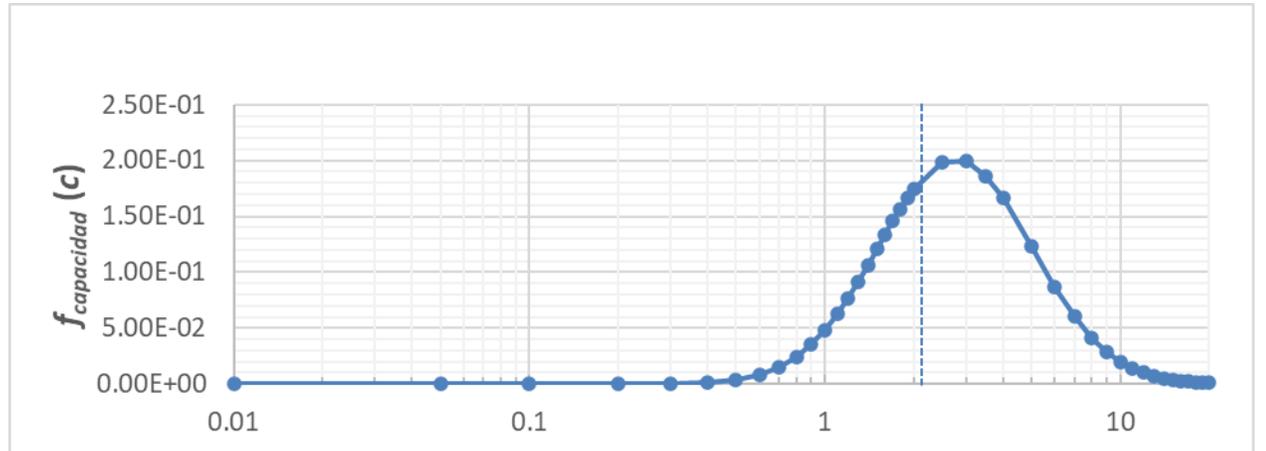
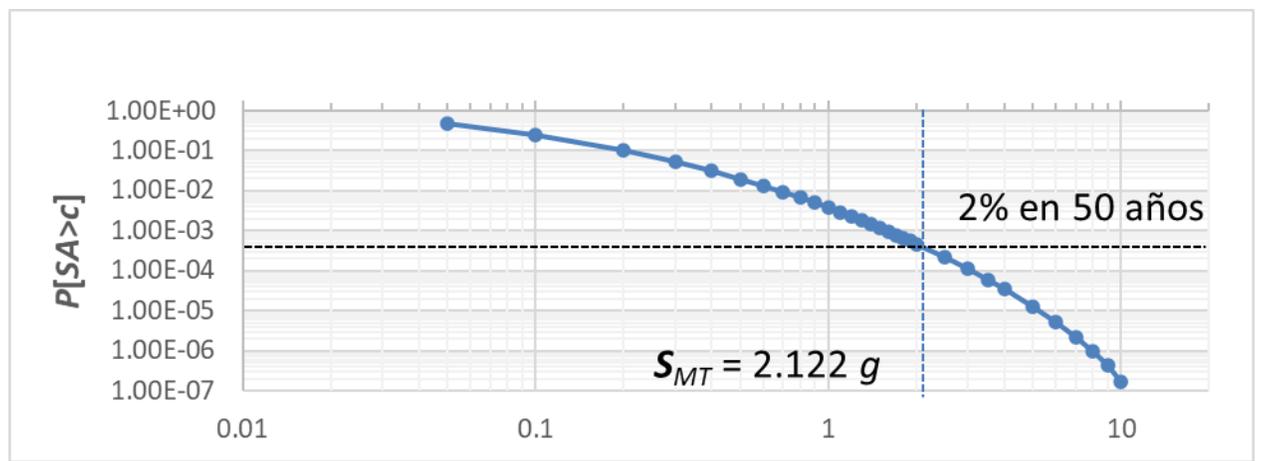
$$P[\text{Colapso en } Y \text{ años}] = 1 - (1 - P[\text{Colapso}])^Y$$

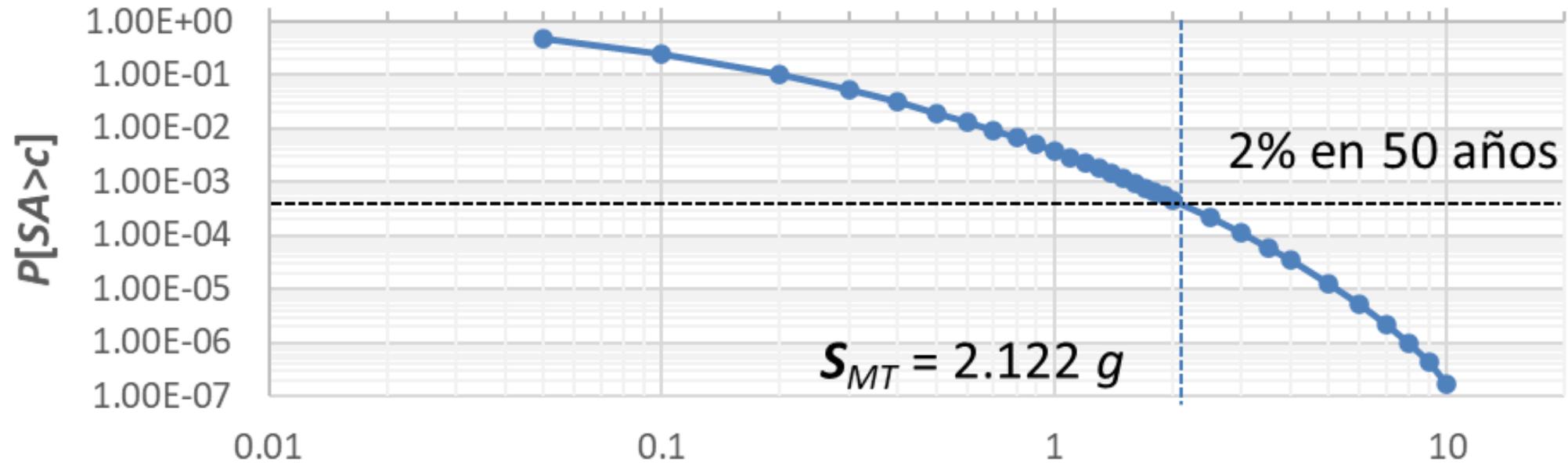
Para ejemplificar el uso de las ecuaciones antes mostradas en la obtención de la probabilidad de colapso para un periodo de 50 años de estructuras diseñadas para el sismo MCE (es decir utilizando mapas de amenaza uniforme) se emplea la información de la amenaza de un sitio ubicado en un lugar en San Salvador (latitud = -89.22826, longitud = 13.69419) y el periodo fundamental de vibración de una estructura es de 0.2 s.

**Probabilidad a Colapso en 50 años para el MCE (sismo extremo) obtenido de los mapas de amenaza uniforme, para una ubicación en San Salvador.**

**Latitud = -89.22826,  
Longitud = 13.69419**

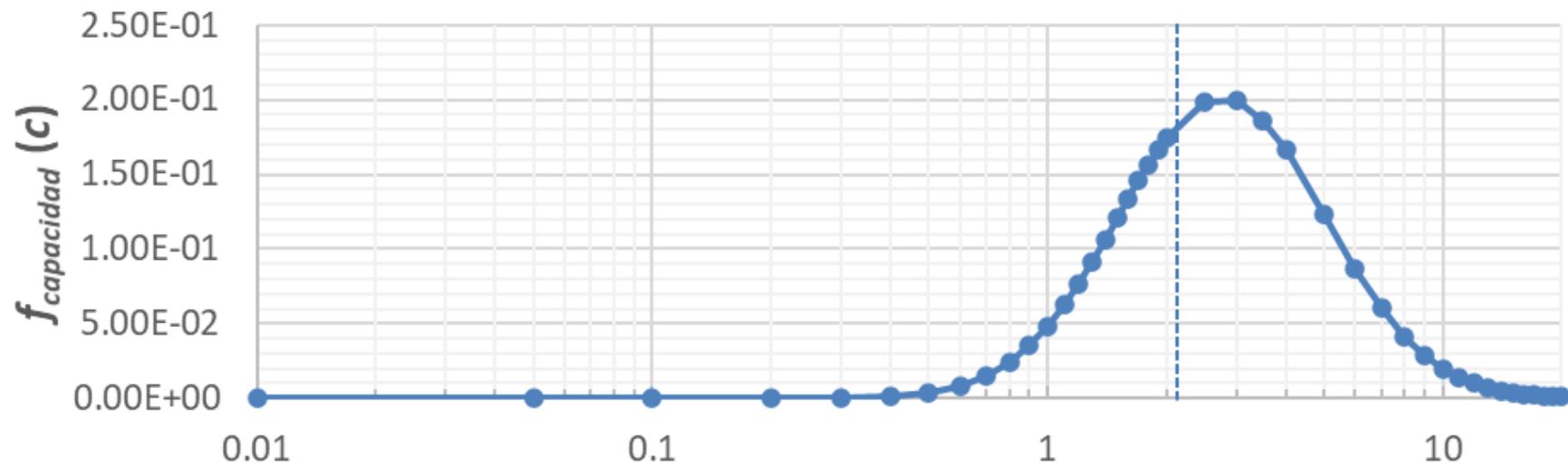
**Periodo fundamental de vibración = 0.2 s**





Curva de amenaza para la ordenada espectral correspondiente a 0.2 s,  $P[SA > c]$ , de la ubicación seleccionada. Es la probabilidad anual que la aceleración espectral a (0.2 s) exceda el valor  $c$  (capacidad de colapso).

Como punto de referencia, se ubica la probabilidad de excedencia del 2% en 50 años, o un sismo con periodo de retorno igual a 2500 años (MCE). La correspondiente aceleración espectral (SMT) es igual a 2.122 g.

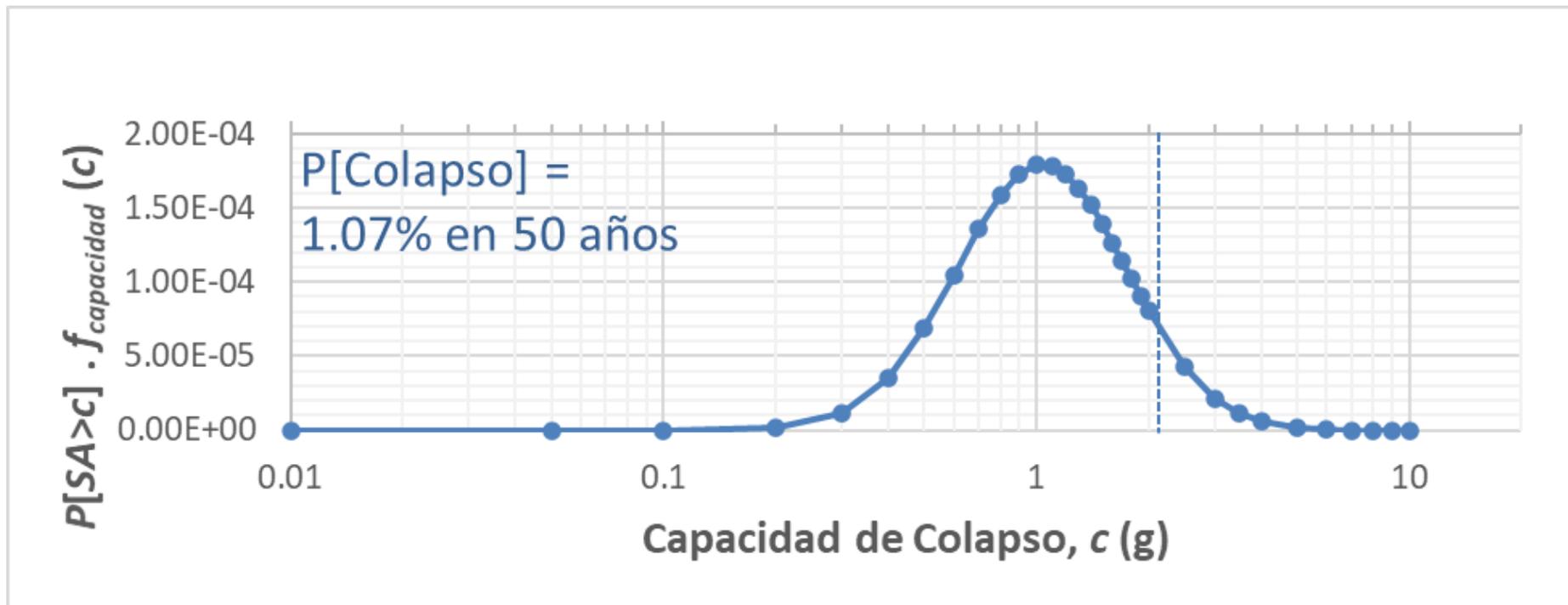


La función de densidad de probabilidad, PDF, de la capacidad a colapso de la estructura,  $f_{\text{capacidad}}(c)$ , o derivada de la curva de fragilidad de una población de edificios, cuando se somete al MCE.

La probabilidad a colapso de una estructura cuando se somete al sismo MCE. En este caso, en base a los estudios ejecutados en López y Hernández (2020), FEMA P-695, otra literatura y el criterio ingenieril, se establece que es igual al 15%, es decir, el percentil 15.

La desviación estándar,  $\beta$ , que, en base a investigaciones, orientadas al desarrollo de funciones de fragilidad de diferentes taxonomías estructurales propias de El Salvador (marcos de concreto reforzado, mampostería, edificios duales y marcos de acero), se establece en promedio entre 0.5 y 0.6, seleccionando éste último para tomar en cuenta, de mejor manera, la dispersión que existe en las diferentes estructuras en el país.

El valor de la aceleración espectral para la cual se considera que se alcanzará la probabilidad a colapso para el sismo MCE, calculado en el paso anterior como  $SMT = 2.122 \text{ g}$



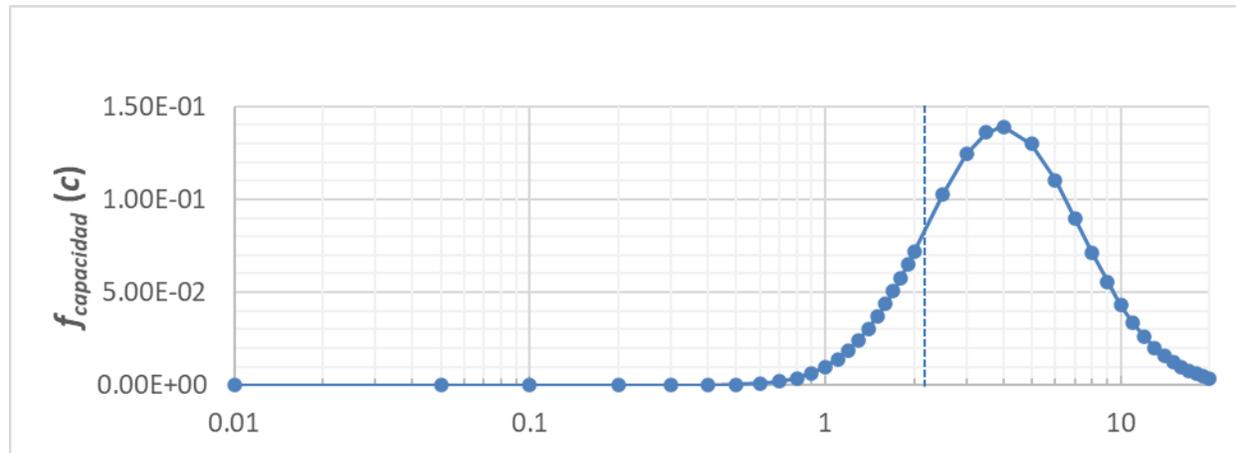
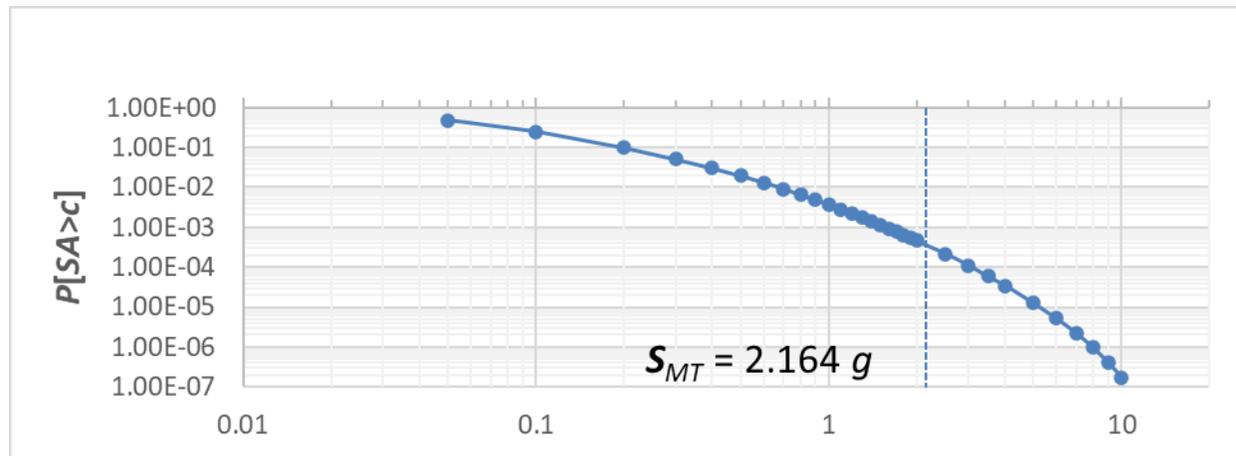
La probabilidad a colapso es de 1.07% en 50 años y se obtiene de la sumatoria del área bajo la curva hasta el valor de SMT. Y la curva no es más que el producto punto por punto de la curva de amenaza  $P[SA > c]$  y la función de distribución de probabilidad, PDF,  $f_{\text{capacidad}}(c)$ .

Repitiendo este procedimiento pueden obtenerse las probabilidades a colapso para los 1969 puntos restantes en el país. Se notó que la probabilidad a colapso mínima fue de 0.67% en 50 años y la máxima de 1.39% para el mismo periodo, por lo que el valor de 1.00% en 50 años se usó como la probabilidad meta.

## Movimiento del terreno orientado al riesgo, para una ubicación en San Salvador.

Latitud = -89.22826,  
Longitud = 13.69419

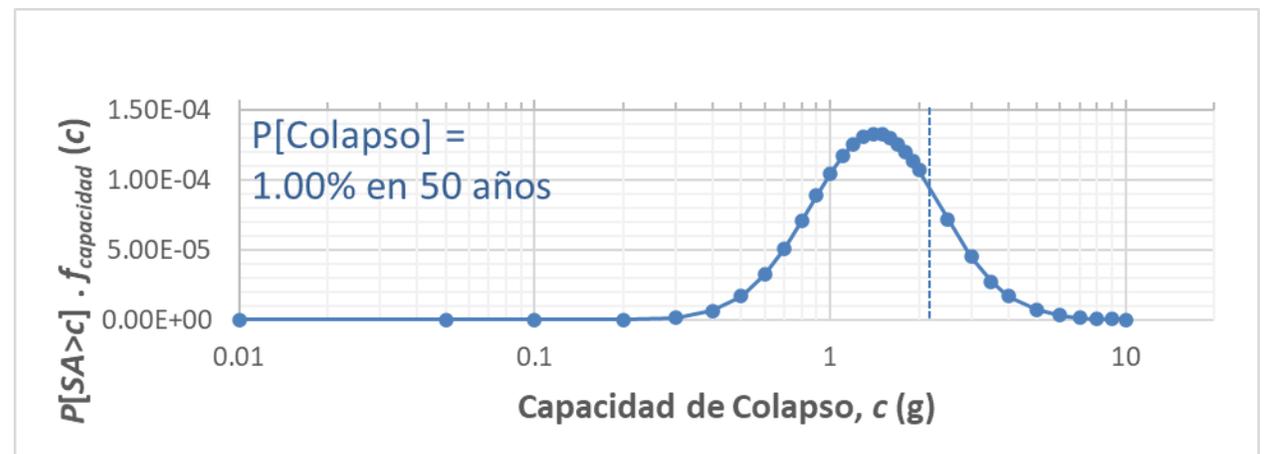
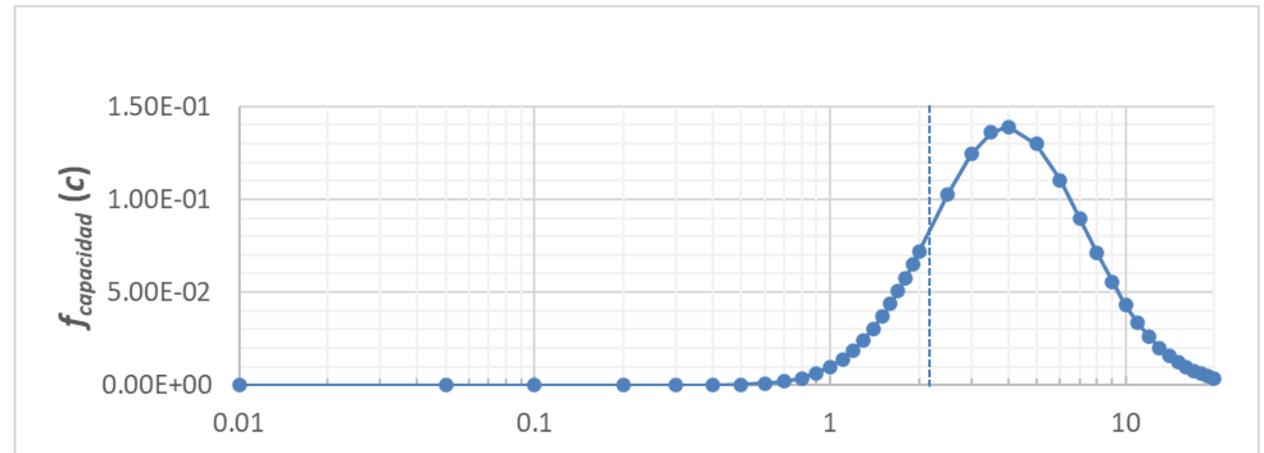
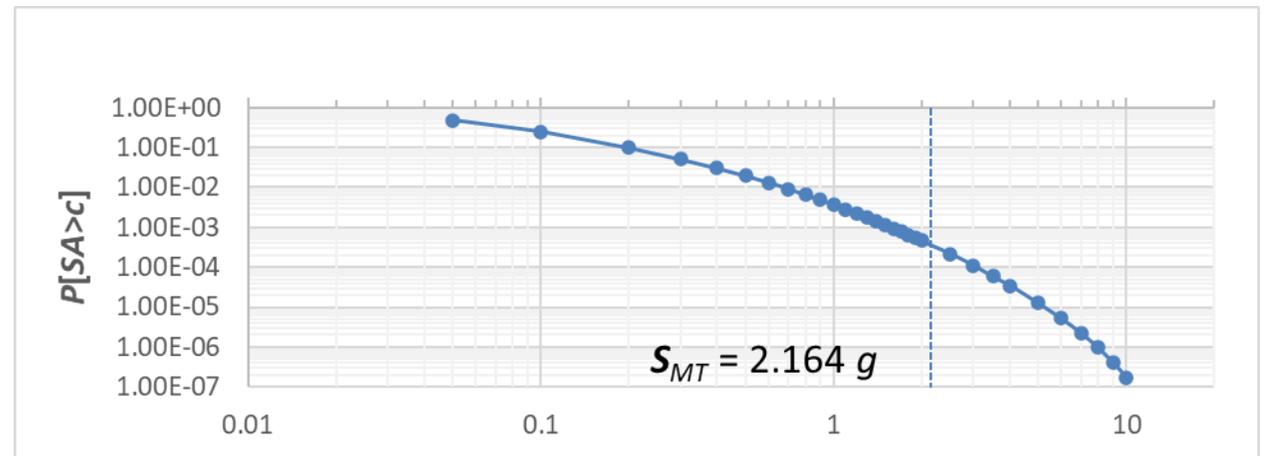
Periodo fundamental de vibración = 0.2 s



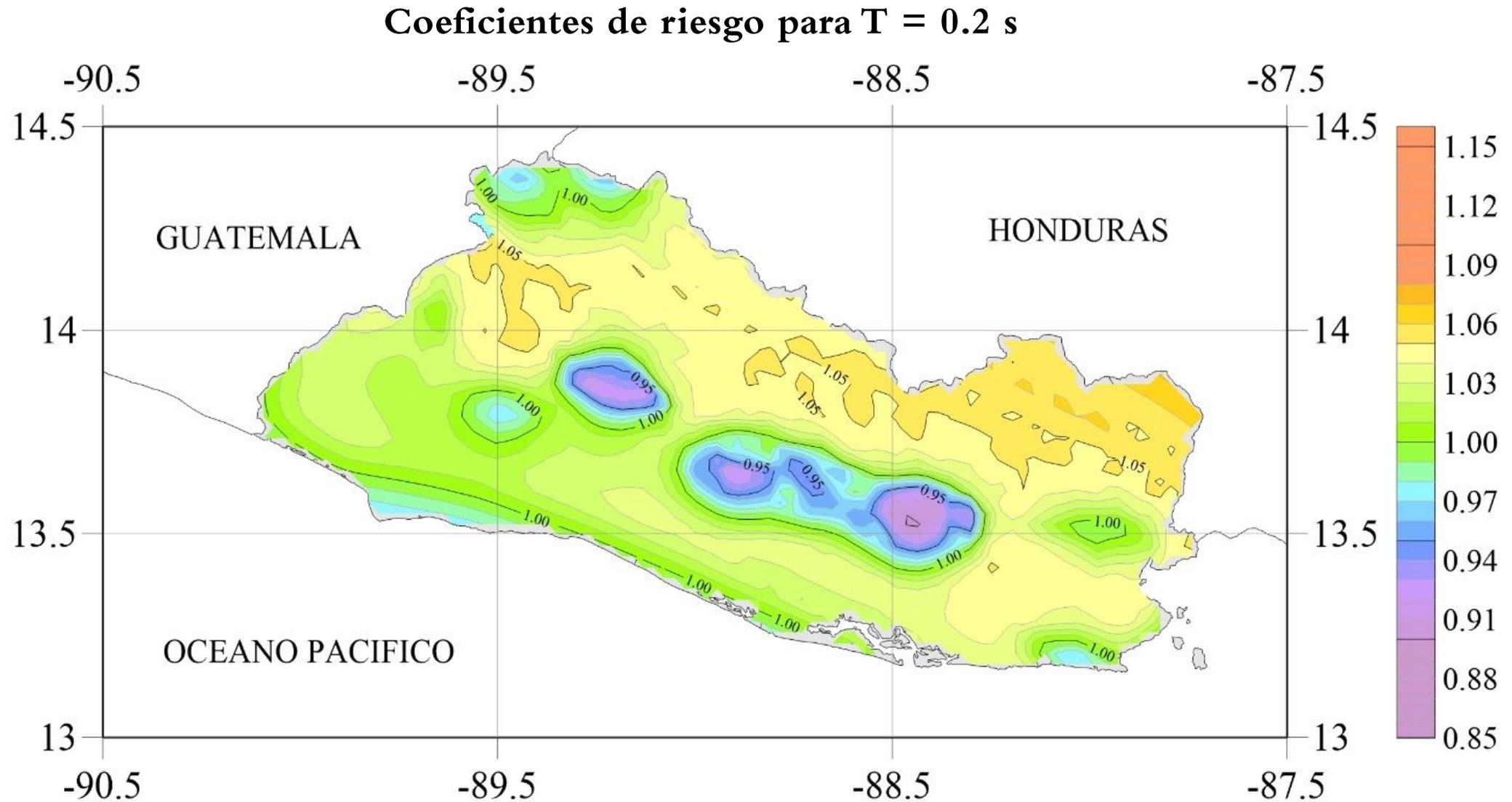
La metodología se basa en un proceso inverso iterativo en donde el resultado de la integral del riesgo es la probabilidad a colapso meta (fijo) y se deberá encontrar el correspondiente  $S_{MT}^*$  producto de las variaciones de las funciones de densidad de probabilidad (recordando que  $S_{MT}^*$  es una variable para su cálculo) y la correspondiente curva de amenaza (la cual no cambia).

La aceleración espectral para esa probabilidad a colapso meta es de 2.164 g.

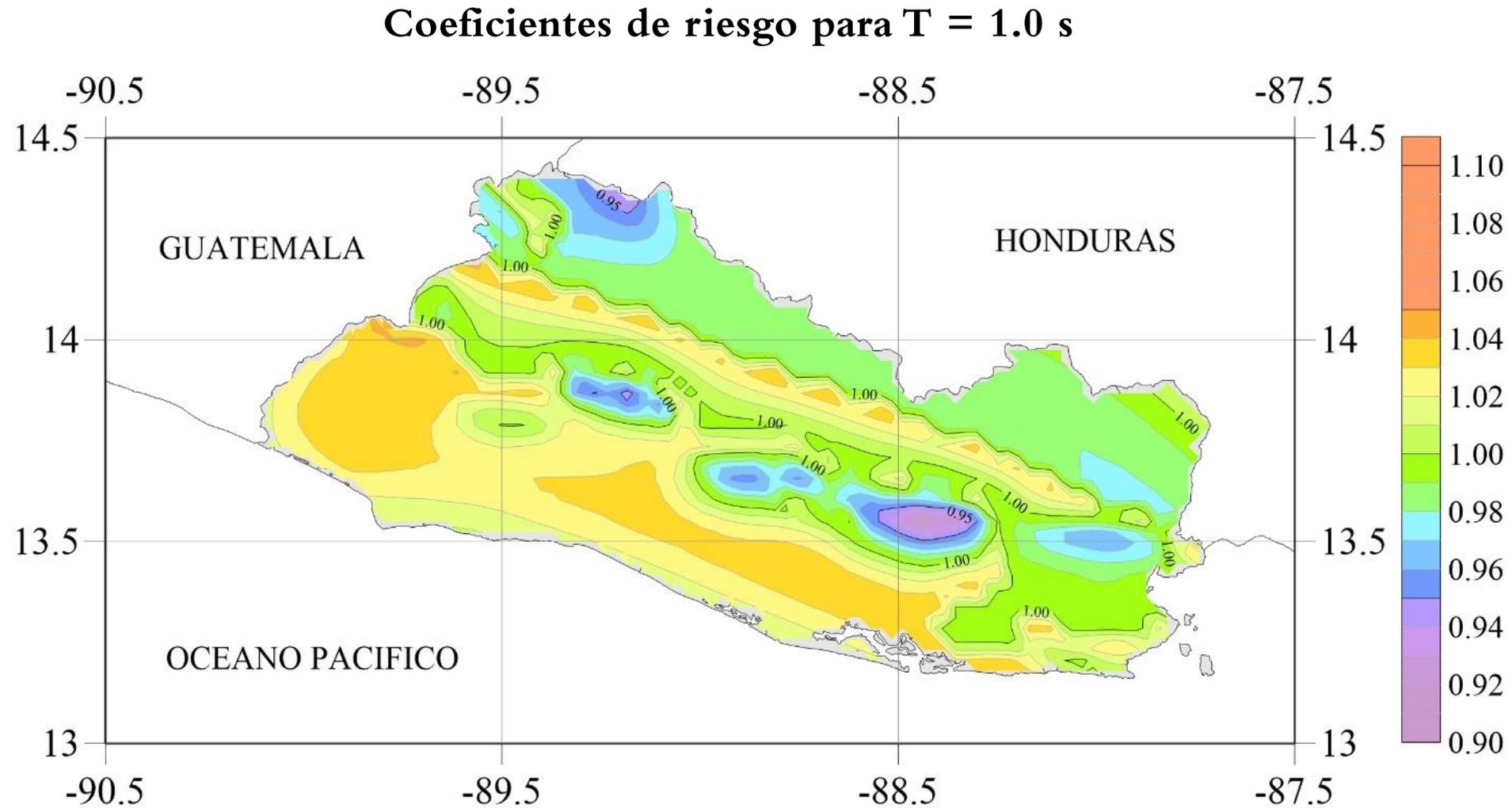
Repitiendo tal procedimiento para los restantes puntos del país se encuentra el mapa de diseño sísmico orientado al riesgo para una probabilidad a colapso del 1.00% en 50 años



Dividiendo las aceleraciones espectrales del **mapa de diseño sísmico** orientado al riesgo por las aceleraciones espectrales del **mapa de amenaza uniforme** se obtienen un mapa de coeficientes de riesgo



Dividiendo las aceleraciones espectrales del mapa de riesgo sísmico orientado al riesgo por las aceleraciones espectrales del mapa de amenaza uniforme se obtienen un mapa de coeficientes de riesgo



# Mapas de diseño sísmico orientados al riesgo

**La probabilidad a colapso ante el MCE (Sismo extremo) de un 15% =**

- Aproximadamente, hay un 15% de probabilidad que una edificación experimentará un colapso total o parcial cuando sea sometida al MCE.

**Probabilidad a colapso del 1.00% en 50 años =**

- Suponiendo una población de 100,000 edificios en todo el país, en promedio, se tendría 1000 estructuras colapsadas en 50 años o 20 colapsos de edificios por sismos por año.

La primera es la probabilidad de la estructura colapsando cuando se somete a la acción del MCE; en tanto que la segunda es la probabilidad de la estructura que colapse en un periodo de 50 años que depende de la primera y de la amenaza.

# Mapas de diseño sísmico orientados al riesgo

**Curva de fragilidad =**

- La Capacidad a colapso

**$\beta$  =**

- Incerteza de la capacidad a colapso

**SMT =**

- La aceleración espectral del MCE, para el periodo fundamental de vibración de la estructura, para la cual se produce el colapso.

# Referencias

- Alas Fernández, R.E., Grijalva Portal, S.O. (2018) “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica, por medio de curvas de fragilidad, utilizando el análisis dinámico no lineal incremental”. Tesis de para optar al título de Maestro en Ingeniería Estructural. Universidad de El Salvador.
- Alonso-Henar, J., Álvarez-Gómez, J.A., Martínez-Díaz, J.J. (2014) “Constraints for the recent tectonics of the El Salvador Fault Zone, Central America Volcanic Arc, from morphotectonic analysis”. *Tectonophysics*, 623, 1–13.
- Alonzo Hernández, R.A., Martínez Díaz, M.E. (2018) “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras de mampostería de uno y dos niveles a través de curvas de capacidad y fragilidad”. Tesis de para optar al título de Maestro en Ingeniería Estructural. Universidad de El Salvador.
- American Society of Civil Engineers. (1988). ASCE/SEI 7-88 Minimum design loads for buildings and other structures.
- American Society of Civil Engineers. (1995). ASCE/SEI 7-95 Minimum design loads for buildings and other structures.

# Referencias

- American Society of Civil Engineers. (2002). ASCE/SEI 7-02 Minimum design loads for buildings and other structures.
- American Society of Civil Engineers. (2005). ASCE/SEI 7-05 Minimum design loads for buildings and other structures.
- 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 7-10 Minimum design loads for buildings and other structures.
- Applied Technology Council. (1978). ATC 3-06 Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings.
- Applied Technology Council. (1995-a). ATC-19 Structural response modification factors.
- Applied Technology Council. (1995-b). ATC-34 A critical review of current approaches to earthquake-resistant design.
- Applied Technology Council. (1996). ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Volume 1 & 2.

# Referencias

- 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.
- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES). (2018). Normas de Seguridad Estructural para la República de Guatemala, NSE 2 Demandas estructurales, condiciones de sitio. Guatemala.
- Beavers, J.M. (2002). A review of seismic hazard description in US design codes and procedures. *Prog Struct Engng Mater.* 4: 46- 63.
- Bridget Garnier, Basil Tikoff, Omar Flores, Brian Jicha, Charles DeMets, Beatriz Cosenza-Murales, Douglas Hernandez, Griselda Marroquin, Luis Mixco, Walter Hernandez (2020) “An integrated structural and GPS study of the Jalpatagua fault, southeastern Guatemala”. *Geosphere* 2020; 17 (1): 201-225.
- Building Seismic Safety Council. (1991). NEHRP recommended provisions for the development of the seismic regulations of the new buildings. Washington D.C.
- Building Seismic Safety Council. (1994). NEHRP recommended provisions for the development of the seismic regulations of the new buildings. Washington D.C.
- Canora, C., Martinez-Diaz, J.J., Villamor, P., Staller, A., Berryman, K., Alvarez-Gomez, J., Capote, R., Diaz, M. (2014) “Structural evolution of the El Salvador Fault Zone: an evolving fault system within a volcanic arc”, *J. Iberian Geology*, 40, 471- 488,

# Referencias

Chopra, A. (2012). Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering (Fourth ed.). Prentice Hall.

Dengo, G., Fiedler, G., Knudsen, C., Lomnitz, C., & Rosenblueth, E. (1965). El Salvador, Misión de reconocimiento sísmológico, Informe preliminar (Mayo 1965). UNESCO, París.

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.

Galán Galdámez, O.E., Samayoa Escalante, J.C. (2020) “Desarrollo de curvas de fragilidad y vulnerabilidad para edificaciones de mampostería reforzada de un nivel” Tesis de para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de El Salvador.

International Code Council. (2000). International Building Code, Fall Church, VA.

International Conference of Building Officials. (1994). Uniform Building Code, Volume 2, Structural Engineering design provisions. Whittier, California.

# Referencias

- Kircher, C.A., Rezaeian, S., Luco, N. (2019). Proposed Multi-Period Response Spectra and Ground Motion Requirements of the 2020 NEHRP Recommended Provisions and ASCE 7-22. In 2019 SEAOC convention proceedings.
- 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. López Menjivar, M.A., Hernández De Paz, J. (2020) “Evaluación de la respuesta y vulnerabilidad sísmica de edificios de marcos resistentes a momentos y su cuantificación”. Informe para el Banco Interamericano de Desarrollo.
- López Menjivar, M.A., Hernández De Paz, J. (2018) “Desarrollo de las curvas de fragilidad y vulnerabilidad Documento final”. Informe para el Banco Mundial.
- Luco, N., Ellingwood, B.C., Hamburger, R.O. Hooper, J.D., Kimball, J.K., Kircher, C.A. (2007). Risk-Targeted versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States. In SEAOC 2007 convention proceedings.
- Luft, R.W. (1989) “Comparison among earthquake codes”, Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 4. 767-789.
- Martinez-Diaz, Jose & Mulas, Marcos & Alonso-Henar, Jorge & Álvarez-Gómez, José & Benito, Belén & Canora, Carolina & Arevalo, Juan & Staller, Alejandra & Villamor, Pilar. (2016). “Morfo-tectonic and seismotectonic evidences of a large seismic source near San Salvador: The Guaycume Fault”

# Referencias

- McIntosh, R.D., Pezesh, S. (1997). Comparison of the Recent U.S. Seismic Codes. *Journal of Structural Engineering*, Vol 123, No 8. 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 Salud (2004). Norma para diseño y construcción de hospitales y establecimientos de Salud.
- Rivera Domínguez, M.E., Romero Romero, I.E., Suriano Méndez, Q.A. (2018) “Elaboración de curvas de vulnerabilidad para edificios de marcos de acero” Tesis de para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de El Salvador.
- 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.
- SEAOC (2009) SEAOC Blue Book: Seismic design recommendations, September 2009 Compilation. 296p
- S.K. Ghosh Associates, Inc. (2000). Comparison of the Seismic Provisions of Model Building Codes and Standards to the 1997 NEHRP Recommended Provisions, Report. Northbrook, Illinois.

# Referencias

- S.K. Ghosh Associates, Inc. (2001). Comparison of the Seismic Provisions of the 1997 Uniform Building Code to the 1997 NEHRP Recommended Provisions, Report. Northbrook, Illinois.
- Staller, A., Martinez-Diaz, J., Benito, B., Alonso-Henar, J., Hernandez, D., Hernandez-Rey, R., Diaz, M. (2016) “Present-day crustal deformation along the El Salvador Fault Zone from ZFESNet GPS network”, *Tectonophys*, 670, 66–81.
- Structural Engineers Association of California (SEAOC). (1990). SEAOC recommended lateral force requirements and commentary. Seismology Committee, SEAOC, Sacramento, California.
- Styron, R., & Pagani, M. (2020). “The GEM Global Active Faults Database”. *Earthquake Spectra*, 36(1\_suppl), 160–180.

# **Modernización de las provisiones que rigen el diseño sísmico**

**Combinaciones de Cargas, Cargas Muertas y Vivas**

**Jaime Hernández De Paz**  
**Ing. Civil, MIE.**

# Contenido

- Contexto de las actuales combinaciones de carga por sismo.
- Combinaciones de cargas.
- Cargas Muertas.
- Cargas Vivas

# 1. Contexto de las actuales combinaciones de carga por sismo.

## 1. Contexto de las actuales combinaciones de carga por sismo

### 1.1 Combinaciones por sismo (Resesco)

Art. 21 define las combinaciones de carga por sismo:

$$0.75 (1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.87 \text{ S}) = 1.05 \text{ CM} + 1.275 \text{ CV} + 1.4025 \text{ S}$$
$$0.90 \text{ CM} + 1.43 \text{ S}$$

Donde:

CM = Carga Muerta

CV = Carga Viva

S = Carga sísmica horizontal

### 1.2 Factor de modificacion de respuesta “R” (NTDS)

La Tabla 7 (NTDS) define los diferentes sistemas estructurales y su respectivo valor de “R”.

**TABLA 7**  
**SISTEMAS ESTRUCTURALES**

Sistema Básico Estructural <sup>(1)</sup>	Sistema Resistente a Fuerzas Laterales - Descripción	C <sub>d</sub> <sup>(2)</sup>	R <sup>(3)</sup>	H <sup>(4)</sup>
SISTEMA A	1. Marcos de acero o concreto con detallado especial	8	12	S.L. (5)
	2. Marcos de concreto con detallado intermedio	5	5	15
	3. Marcos de acero con detallado ordinario	6	7	30

# 1. Contexto de las actuales combinaciones de carga por sismo

## 1.3 DISEÑO BASADO EN ESTADO LIMITE Y ESFUERZO DE TRABAJO

NEHRP-94 y ASCE 7-95: Diseño basado en Resistencia o Estado Limite

UBC-94 y SEAOC-90: Diseño basado en Esfuerzos de Trabajo

Cuando se comparan los cortantes basales calculados se debe ajustar los valores de cortante basal de los códigos que usan el enfoque de esfuerzos por un factor que varía entre **1.4** a **1.5** [1].

El UBC en Estados Unidos adopta un factor de carga de **1.4** en conjunto con la ecuación del coeficiente sísmico, implicando que el factor de carga real es  $R / 1.4$  [2].

[1]: R.D. McIntosh, S. Pezeshk. *Comparison of recent U.S. seismic codes*. Journal of Structural Engineering, August 1997, pages 993-1000.

[2]: M.J.N. Priestley, T. Paulay. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, Inc. 1992.

# 1. Contexto de las actuales combinaciones de carga por sismo

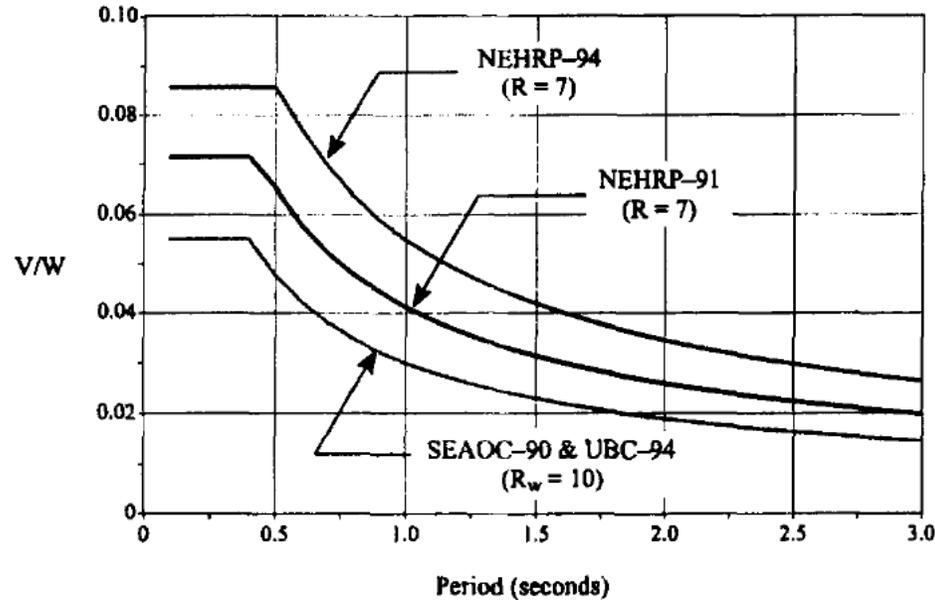
## COMPARISON OF RECENT U.S. SEISMIC CODES

By R. D. McIntosh<sup>1</sup> and S. Pezeshk,<sup>2</sup> Members, ASCE

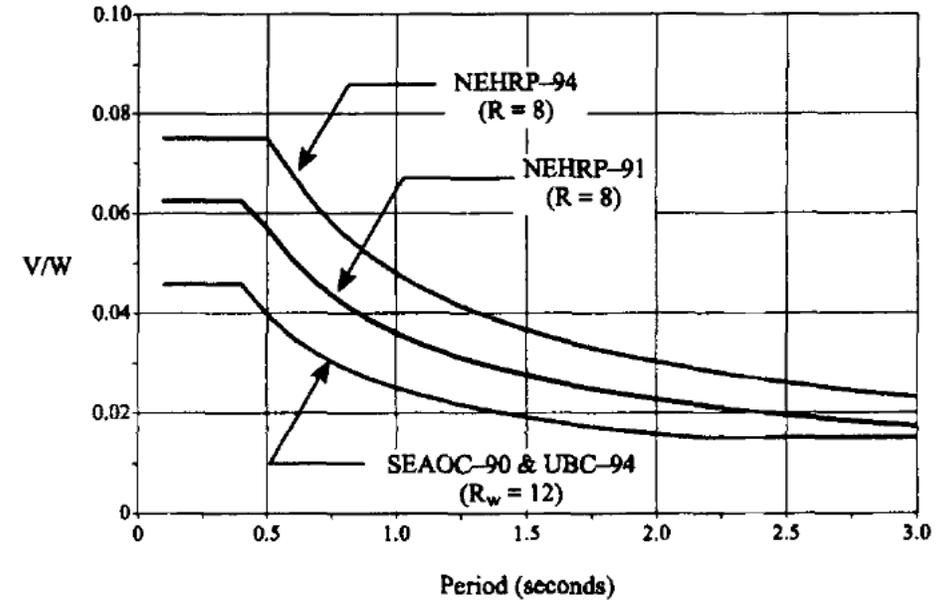
**ABSTRACT:** This paper compares National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP), Structural Engineers Association of California (SEAOC), ASCE 7, and *Uniform Building Code* (UBC) seismic design provisions to address the differences in their philosophies and applicabilities. These documents are compared by focusing on issues such as (1) purpose of earthquake codes; (2) type of document and target audience; (3) lateral forces; and (4) analysis provisions. NEHRP and ASCE 7 documents are based on strength design while UBC and SEAOC are based on allowable or working stress design. There are other fundamental differences among these documents such as the required methods of analysis, building importance, detailing requirements, soil amplification factors, drift control and P-delta amplification, and the method of assigning an importance factor. Several tables and graphs are presented to illustrate the similarities and differences among these codes.

$$10 / 7 = 1.43$$

$$12 / 8 = 1.50$$



**FIG. 3. Eccentrically Braced Steel Frame System with Reinforced Masonry Considering  $A_s = A_v = Z = 0.2$ ,  $S = 1.2$ ,  $C_s = 0.24$ , and  $C_v = 0.32$**



**FIG. 5. Special Moment Resisting Reinforced Concrete Frame System and Reinforced Masonry Considering  $A_s = A_v = Z = 0.2$ ,  $S = 1.2$ ,  $C_s = 0.24$ , and  $C_v = 0.32$**

# 1. Contexto de las actuales combinaciones de carga por sismo

## 1.4 Comparativo para marcos especiales en **concreto reforzado**

CODIGO	AÑO	R	$C_s$	COMBINACION DE CARGA	COMBINACION CON “R”
ATC 3-06	1978	7	$\frac{1.2A_v S}{RT^{2/3}}$	$1.2Q_D + 1.00Q_L + 1.00Q_E$	$1.2Q_D + 1.00Q_L + \frac{Q_E}{7}$
SEAOC	1990	12	$\frac{ZIC}{R_w}$	$1.4(D + L + E)$ $= 1.4D + 1.4L + 1.4E$	$1.4D + 1.4L + \frac{E}{8.6}$
UBC-97	1997	8.5	$\frac{C_v I}{RT}$	$1.2D + 1.0E + (f_1L + f_2S)$	$1.2D + \frac{E}{8.5} + (f_1L + f_2S)$
IBC 2003	2003	8	$\frac{1.2S_{DS}}{R}$	$1.2D + 1.0E + f_1L + f_2S$	$1.2D + \frac{E}{8} + f_1L + f_2S$
ASCE 7-10	2010	8	$\frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$	$(1.2 + 0.2S_{DS})D + 1.0\rho Q_E + L + 0.2S$	$(1.2 + 0.2S_{DS})D + \frac{\rho Q_E}{8} + L + 0.2S$
NTDS 1997	1997	12	$\frac{AIC_o}{RT^{2/3}}$	$0.75(1.4CM + 1.7CV + 1.87S)$ $= 1.05CM + 1.275CV + 1.4025S$	$1.05CM + 1.275CV + \frac{S}{8.6}$

# 1. Contexto de las actuales combinaciones de carga por sismo

## 1.5 Comparativo para marcos especiales en **acero estructural**

CODIGO	AÑO	R	$C_s$	COMBINACION DE CARGA	COMBINACION CON “R”
ATC 3-06	1978	8	$\frac{1.2A_v S}{RT^{2/3}}$	$1.2Q_D + 1.00Q_L + 1.00Q_E$	$1.2Q_D + 1.00Q_L + \frac{Q_E}{8}$
SEAOC	1990	12	$\frac{ZIC}{R_w}$	$1.00D + 1.00L + 1.00E$	$1.00CM + 1.00CV + \frac{S}{12}$
UBC-97	1997	8.5	$\frac{C_v I}{RT}$	$D + L + S + \frac{E}{1.4}$	$D + L + S + \frac{E}{11.9}$
IBC 2003	2003	8	$\frac{1.2S_{DS}}{R}$	$D + 0.7E + L + S$	$D + \frac{E}{11.4} + L + S$
ASCE 7-10	2010	8	$\frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$	$(1.0 + 0.14S_{DS})D + H + F + 0.7\rho Q_E$	$(1.0 + 0.14S_{DS})D + H + F + \frac{\rho Q_E}{11.4}$
NTDS 1997	1997	12	$\frac{AIC_o}{RT^{2/3}}$	$1.00CM + 1.00CV + 1.00S$	$1.00CM + 1.00CV + \frac{S}{12}$

## 2. Combinaciones de carga

### **2. Combinaciones de carga**

#### **2.1 Combinaciones básicas**

Las estructuras, componentes y fundaciones deberán ser diseñadas de manera tal que su resistencia de diseño sea igual o exceda los efectos de las cargas según el método de diseño utilizado: Resistencia Última o Esfuerzo de Trabajo.

#### **2.2 Combinaciones básicas considerando el efecto de cargas sísmicas**

Cuando una estructura se encuentra bajo la acción de las cargas sísmicas, las combinaciones de cargas deberán ser consideradas además de las presentadas en la sección 2.1. Los efectos más desfavorables de las cargas sísmicas deberán ser investigados.

## 2. Combinaciones de carga

	Resistencia Ultima		Esfuerzos Admisibles	
Combinaciones básicas	1.4 D	(1-1)	D	(2-1)
	1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr ó R)	(1-2)	D + L	(2-2)
	1.2 D + 1.0 L + 1.6 (Lr ó R)	(1-3)	D + 0.75 L + 0.75 (Lr ó R)	(2-3)
Combinaciones por sismo	1.2 D + L + Ev ± Eh	(1-4)	D + 0.75 L + 0.53 Ev ± 0.53 Eh	(2-4)
	0.9 D - Ev ± Eh	(1-5)	0.6 D - 0.7 Ev ± 0.7 Eh	(2-5)

- i) Donde el factor de carga en L de la combinación 1-4 es permitido que sea 0.5 para todas las ocupaciones en donde el valor de carga viva sea menor o igual a 100 PSF (490 kg/m<sup>2</sup>).
- ii) Dependiendo de la categoría de diseño, los efectos ortogonales podrán ser considerados.

Donde:

D = Carga Muerta

L = Carga Viva

Lr = Carga Viva de techo

R = Carga de lluvia

Eh = Carga sísmica horizontal

Ev = Carga sísmica vertical

## 2. Combinaciones de carga

	Resistencia Ultima		Esfuerzos Admisibles	
Combinaciones básicas	1.4 D	(1-1)	D	(2-1)
	1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L <sub>r</sub> ó R)	(1-2)	D + L	(2-2)
	1.2 D + 1.0 L + 1.6 (L <sub>r</sub> ó R)	(1-3)	D + 0.75 L + 0.75 (L <sub>r</sub> ó R)	(2-3)
Combinaciones por sismo	1.2 D + L + E <sub>v</sub> ± E <sub>h</sub> /8	(1-4)	D + 0.75 L + 0.53 E <sub>v</sub> ± E <sub>h</sub> /15	(2-4)
	0.9 D - E <sub>v</sub> ± E <sub>h</sub> /8	(1-5)	0.6 D - 0.7 E <sub>v</sub> ± E <sub>h</sub> /11.4	(2-5)

Edificio C/R especial R=8



Edificio acero especial R=8



- i) Donde el factor de carga en L de la combinación 1-4 es permitido que sea 0.5 para todas las ocupaciones en donde el valor de carga viva sea menor o igual a 100 PSF (490 kg/m<sup>2</sup>).
- ii) Dependiendo de la categoría de diseño, los efectos ortogonales podrán ser considerados.

Donde:

D = Carga Muerta

L = Carga Viva

L<sub>r</sub> = Carga Viva de techo

R = Carga de lluvia

E<sub>h</sub> = Carga sísmica horizontal

E<sub>v</sub> = Carga sísmica vertical

## 3. Cargas muertas

### 3. Cargas muertas

#### 3.1 Definición

Las cargas muertas están compuestas por el peso de todos los materiales de construcción incorporados en el edificio incluyendo, sin limitarse a: paredes, rellenos para pisos, pisos, techos, cielos falsos, escaleras, particiones, acabados, repellos y otros ítems similares que formen parte de la estructura o arquitectura, así como equipo de servicio fijo.

#### 3.2 Pesos de materiales y construcción

- i) Para determinar el peso muerto para propósitos de diseño, el peso real de los materiales y construcción deberá ser usado.
- ii) Los pesos unitarios y otras suposiciones acerca de la carga muerta se dejarán consignados en el informe de diseño estructural.
- iii) El peso propio de la estructura se considerará carga muerta.

## 3. Cargas muertas

### 3.3 CARGAS MUERTAS SUPERPUESTAS

#### **Pisos**

Se aplicará el peso propio del piso más el peso de los rellenos de nivelación necesarios

#### **Bloques y particiones**

Deberá tomarse en cuenta el peso de los ladrillos o bloques y particiones interiores que no estén incorporados al sistema estructural.

En oficinas, viviendas y áreas para locales comerciales se deberá tomar una carga, por bloques no inferior a  $75 \text{ kg/m}^2$ . Esto podrá no aplicar en edificaciones donde las paredes son estructurales y ya están consideradas en el peso propio.

#### **Fachadas y cerramientos perimetrales**

Las paredes exteriores de cierre, ventanería, barandales y otros cerramientos perimetrales se aplicarán como cargas lineales uniformemente distribuidas sobre el perímetro del entrepiso. Esto podrá no aplicar en edificaciones donde las paredes son estructurales y ya están consideradas en el peso propio.

### 3. Cargas vivas

#### 4. Cargas vivas

##### 4.1 Definiciones

**Carga viva:** Una carga producida por el uso del edificio y otras estructuras la que no incluye cargas por construcción y cargas por el medio ambiente, tales como viento, lluvia, sismo, inundación o carga muerta..

**Carga viva de techo:** Una carga en el techo producida por trabajadores, equipo y materiales de mantenimiento.

##### 4.2 Cargas vivas uniformemente distribuidas

- i) Cargas vivas establecidas. Según se define en la Tabla 1.3
- ii) Provisiones por particiones. La carga viva por particiones será de  $75 \text{ kg/m}^2$ . Pero puede no ser considerada cuando la mínima carga viva especificada es mayor a  $390 \text{ kg/m}^2$ .

### 3. Cargas vivas

#### 4.3 Cargas vivas concentradas

Están definidas en la Tabla 1.3. A menos que se especifique de otra manera, la carga concentrada deberá considerarse que está aplicada sobre una superficie de 760 mm por 760 mm y deberá ubicarse de tal manera que produzca el mayor efecto de carga en los miembros.

#### 4.4 Cargas en pasamanos, barandas, agarraderos, sistemas de barreras de vehículos y escaleras fijas

- i) Pasamanos y barandas. Una carga concentrada de 95 kg aplicada en cualquier dirección y en cualquier punto.
- ii) Carga uniforme. Los pasamanos y barandas también deberán ser diseñados para resistir cargas de 75 kg/m aplicadas en cualquier dirección.
- iii) Agarraderos. Una carga concentrada de 115 kg aplicada en cualquier dirección y punto del agarradero.
- iv) Barreras para vehículos. Una carga de 2,700 kg aplicada horizontalmente en cualquier dirección, a una altura entre 500-700 mm arriba de la superficie del piso o rampa de rodamiento.
- v) Escaleras fijas. Una carga concentrada de 140 kg aplicada en cualquier punto.

### 3. Cargas vivas

#### 4.5 Cargas por impacto

Aun cuando las cargas vivas definidas en las secciones anteriores consideran cierto rango de efectos por impacto, provisiones deberán ser hechas en el diseño estructural para el uso y cargas que involucren vibraciones inusuales y fuerzas de impacto.

- i) Elevadores. Todos los elementos bajo cargas dinámicas por elevadores deberán ser diseñadas siguiendo lo prescrito en el ASME A17.
- ii) Cambios de pendiente en estacionamientos. [Factor de impacto de 1.3](#).
- iii) Maquinaria. Según Tabla 1.1:

Tabla 1.1. Incremento debido a la carga viva capaz de generar impacto

Vigas de puentes grúas con cabina de operación y conexiones	25 %
Vigas de puentes grúas operados por control remoto y sus conexiones	10 %
Apoyos de maquinarias livianas, movida mediante motor eléctrico o por un eje	20 %
Apoyos de maquinaria de émbolo o movida por motor a pistón, mínimo	50 %
Tensores que sirvan de apoyo a pisos o balcones suspendidos o escaleras	33 %

### 3. Cargas vivas

#### 4.6 Cargas en estacionamientos

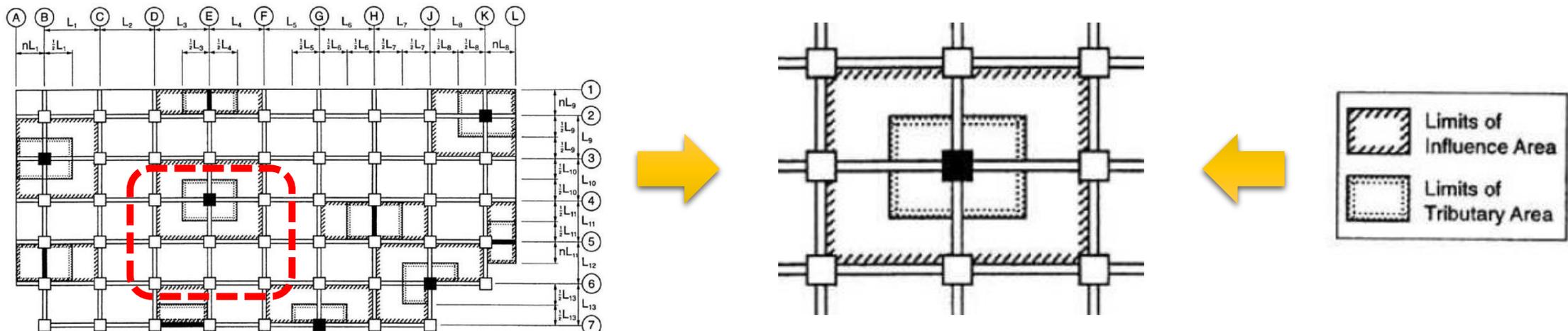
- i) Vehículos de pasajeros. Según se define en la Tabla 1.3 o las siguientes cargas concentradas:
  - Para estacionamientos restringidos a vehículos de pasajeros cuya capacidad no sea mayor de 9 personas, **1360 kg** aplicada en un área de **115 mm** por **115 mm**.
  - En estructuras con estacionamientos mecánicos sin losas que se usan para aparcar vehículos de pasajeros solamente, **1020 kg** por rueda.
- ii) Camiones y buses. De acuerdo a las especificaciones *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*; sin embargo, las provisiones de fatiga y la tolerancia de la carga dinámica no es necesario que se apliquen.

### 3. Cargas vivas

#### 4.7 Reducción en las cargas vivas uniformemente distribuidas.

Excepto para las cargas vivas uniformemente distribuidas de techo, todas las otras cargas vivas uniformemente distribuidas,  $L_0$  en la Tabla 1.3, se permite su reducción acorde con los requisitos de las secciones 4.7.1 a la 4.7.4.

La fórmula para determinar la reducción de la carga viva está en función del área tributaria,  $A_T$ , y la razón entre su área de influencia,  $A_I$ , y su área tributaria en la forma del factor  $K_{LL}$  ( $K_{LL} = A_I/A_T$ ) y se usa para definir el área de influencia de un miembro en función de su área tributaria. El área de influencia,  $A_I$ , debe entenderse como el área del piso sobre el cual la superficie de influencia en que los efectos estructurales difieren significativamente de cero. Ver ASCE 7-16 C4.7.1.



### 3. Cargas vivas

#### 4.7.1 Reducción en las cargas vivas uniformemente distribuidas

Considerando las limitaciones de las Secciones 4.7.2 hasta 4.7.4, los miembros para los cuales el valor de  $K_{LLAT}$  es de  $37m^2$  o más se les permite que sean diseñados para una carga viva reducida de acuerdo con la siguiente formula:

$$L = L_0 \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LLAT}}} \right)$$

Tabla 1.2. Factor de carga viva por elemento,  $K_{LL}$

Elemento	$K_{LL}$
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas en voladizo	4
Columnas de borde con losas en voladizo	3
Columnas en esquina con losas en voladizo	2
Columnas de borde sin losas en voladizo	2
Vigas interiores	2
Todos los otros miembros no identificados, incluyendo: Vigas de borde con losas en voladizo Vigas en voladizo Losas unidireccionales Losas bidireccionales Miembros sin provisiones para la continua transferencia del cortante normal a su claro	1

### 3. Cargas vivas

Donde:

$L$  = Carga viva de diseño reducida por  $m^2$  de área soportada por el miembro

$L_0$  = Carga viva de diseño no reducida por  $m^2$  de área soportada por el miembro

$K_{LL}$  = Factor de carga viva por elemento, Tabla 1.2

$A_T$  = Área tributaria en  $m^2$

$L$  no deberá ser menor que  $0.50L_0$  para miembros que sostienen un piso, y  $L$  no deberá ser menor que  $0.40L_0$  para miembros que sostienen dos o más pisos.

#### 4.7.2 Grandes cargas vivas

Las cargas vivas que excedan los  $490 \text{ kg}/m^2$  no deberán ser reducidas.

#### 4.7.3 Garajes para vehículos de pasajeros

Las cargas vivas no deben ser reducidas en los garajes para vehículos de pasajeros.

#### 4.7.4 Áreas de reunión

Las cargas vivas no deben ser reducidas en áreas de reunión.

### 3. Cargas vivas

#### 4.8 Cargas vivas para edificaciones

Tabla 1.3. Cargas vivas para edificaciones

<b>Tipo de ocupación o uso</b>	<b>Carga uniforme, <math>L_0</math>, kN/m<sup>2</sup> (Kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>¿Se permite la reducción de la carga viva?</b>	<b>Carga concentrada kN (Kg)</b>
Residencial			
Habitaciones y pasillos	1.96 (200)	SI	
Balcones	3.43 (350)	SI	
Escaleras	3.43 (350)		
Oficinas			
Oficinas	2.45 (250)	SI	8.90 (907)
Lobbies y corredores en primera planta	4.90 (500)	NO	8.90 (907)
Corredores arriba de la segunda planta	3.92 (400)	NO	
Área de la cafetería	4.90 (500)	NO	8.90 (907)
Hoteles			
Habitaciones	1.96 (200)	SI	
Servicios y áreas públicas	4.90 (500)	NO	
Educativos			
Aulas	2.45 (250)	SI	4.42 (450)
Pasillos y escaleras	4.90 (500)	NO	
Salones de lectura (biblioteca)	3.43 (350)	SI	4.42 (450)
Áreas de estantería (biblioteca)	7.16 (730)	NO	7.85 (800)

### 3. Cargas vivas

Tabla 1.3. Cargas vivas para edificaciones

Tipo de ocupación o uso	Carga uniforme, $L_0$ , kN/m <sup>2</sup> (Kg/m <sup>2</sup> )	¿Se permite la reducción de la carga viva?	Carga concentrada kN (Kg)
Áreas de reunión			
Escaleras	4.90 (500)		
Balcones	4.90 (500)		
Vestíbulos	4.90 (500)		
Plazas	4.90 (500)		
Salones con asiento fijo	2.94 (300)		
Salones sin asiento fijo	4.90 (500)		
Escenarios y circulaciones	7.16 (730)		
Estacionamientos			Según sección 4.6
Vehículos livianos de pasajeros	2.45 (250)	NO	
Camiones y buses	Ver sección 4.6	-	
Instalaciones deportivas			
Zonas de circulación	4.90 (500)	NO	
Zonas de asientos fijos	3.92 (400)	NO	
Zonas sin asientos	7.84 (800)	NO	
Canchas deportivas	Ver nota (a)	-	
Almacenes			
Mayoristas	5.88 (600)	NO	800
Minoristas	4.90 (500)	NO	1200

### 3. Cargas vivas

Tabla 1.3. Cargas vivas para edificaciones

Tipo de ocupación o uso	Carga uniforme, $L_0$ , kN/m <sup>2</sup> (Kg/m <sup>2</sup> )	¿Se permite la reducción de la carga viva?	Carga concentrada kN (Kg)
Bodegas			
Livianas	5.88 (600)	NO	
Pesadas	11.76 (1200)	NO	
Fabricas			
Industrias livianas	5.88 (600)	NO	8.83 (900)
Industrias pesadas	11.76 (1200)	NO	13.35 (1360)
Cubiertas pesadas			
Azoteas de concreto con acceso.	1.96 (200)	NO	
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas.	0.98 (100)	NO	
Azoteas con inclinación mayor de 20°.	0.74 (75) <sup>(b)</sup>	NO	
Azoteas usadas para jardín o reuniones.	4.90 (500)	NO	
Cubierta livianas			
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final).	0.24 (25) <sup>(b),(c)</sup>	NO	1.33 (135)

[a] Carga depende del tipo de cancha

[b] Sobre proyección horizontal

[c] Carga no reducible

Para hospitales utilizar lo establecido en la “Norma para diseño y construcción de hospitales y establecimientos de salud”, 2004 (Ministerio de Salud, 2004).

### 3. Cargas vivas

#### **5.8.1 Pasarelas**

Para pasarelas o puentes peatonales, la carga viva mínima es de  $500 \text{ kg/m}^2$ . No aplica reducción de carga viva.

#### **4.8.2 Otros**

Para cargas no contempladas en la Tabla 1.3 referirse a la Tabla 4.3-1 o Tabla C4.3-1 del ASCE/SEI 7 – 2016.

# **Modernización de las provisiones que rigen el diseño sísmico**

Requerimientos de diseño sísmico para estructuras de edificios  
Procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente  
Análisis Espectral de Respuesta Modal

**José Carlos Hasbún. Ing. Civil, Dr.**

# Contenido

- **Capítulo 7.** Requerimientos de diseño sísmico para estructuras de edificios. (Capítulo 12. ASCE 7-16)
- **Capítulo 8.** Procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente. (Sección 12.8. ASCE 7-16)
- **Capítulo 9.** Análisis Espectral de Respuesta Modal. (Sección 12.9. ASCE 7-16)

# Capítulo 7. Requerimientos de diseño sísmico para estructuras de edificios. (Capítulo 12. ASCE 7-16)

- Bases del diseño estructural.
- Definiciones y símbolos.
- Selección del sistema estructural.
- Flexibilidad de diafragma.
- Irregularidades en la configuración horizontal.
- Irregularidades en la configuración vertical.
- Limitaciones y requisitos adicionales para sistemas con irregularidades estructurales.
- Redundancia.
- Efectos de la carga sísmica y combinaciones.
- Dirección de las cargas.
- Selección del procedimiento de análisis.
- Criterios de modelación.
- Requerimientos de derivas y de deformaciones.

# Sección 7.1. Bases del diseño estructural.

- La estructura del edificio debe incluir sistemas resistentes a fuerzas verticales y horizontales completos, con resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía adecuadas para resistir los efectos del terremoto de diseño dentro de los límites prescritos de deformación.
- Debe suponerse que los movimientos del terreno de diseño pueden ocurrir a lo largo de cualquier dirección horizontal de la estructura del edificio.
- La conformidad de los sistemas estructurales debe demostrarse por medio de la construcción de un modelo matemático y su evaluación ante los efectos del movimiento del terreno de diseño.
- Las fuerzas sísmicas de diseño y su distribución en la altura del edificio deben definirse conforme a uno de los procedimientos aplicables.

## Sección 7.2. Definiciones y símbolos.

### Definiciones.

Altura estructural, Base, Colector, Diafragma.

Estructura tipo péndulo invertido.

Marcos de momento (ordinarios, intermedios, especiales); marcos arriostrados concéntricos (ordinarios y especiales) y excéntricos; paredes estructurales (de carga y de corte) y no estructurales.

### Símbolos.

$C_d$  Factor de amplificación de deflexiones.

$h_n$  Altura estructural.

$R$  Factor de modificación de respuesta.

$\rho$  Factor de redundancia.

$\Omega_0$  Factor de sobrerresistencia.

## Sección 7.3. Selección del sistema estructural.

- Los sistemas estructurales resistentes a fuerzas verticales y horizontales deben clasificarse en alguna de las tipologías consideradas en el reglamento.
- Se especifican los factores  $R$ ,  $\Omega_0$  y  $C_d$ ; las limitaciones del sistema estructural atendiendo a la CDS y las referencias a normativas donde se especifican las características de detallado del sistema. Se incluyen los límites de la altura estructural,  $h_n$ .
- Se permite combinar sistemas estructurales, en distintas direcciones o en la misma dirección. Existen, sin embargo, requisitos específicos adicionales.
- Pueden utilizarse otros sistemas estructurales alternativos contemplados en el ASCE 7 o aprobados por la autoridad con jurisdicción y la Comisión Rectora Permanente para Edificaciones Sismoresistentes.

## Sección 7.3. Selección del sistema estructural.

- **Sistema S1.** Sistema de marcos de momento. Marcos de momento resisten la totalidad de las cargas verticales y proveen toda la resistencia a fuerzas sísmicas.
- **Sistema S2.** Sistema de paredes estructurales. Paredes estructurales resisten todas o casi todas las cargas verticales y proveen toda la resistencia a fuerzas sísmicas.
- **Sistema S3.** Sistema combinado. Un marco espacial esencialmente completo resiste todas o casi todas las cargas verticales. Paredes de corte o marcos arriostrados proveen la resistencia a fuerzas sísmicas.
- **Sistema S4.** Sistema dual. Un marco espacial esencialmente completo resiste todas o casi todas las cargas verticales. La resistencia sísmica es proporcionada por marcos de momento y paredes de cortante o marcos arriostrados.
- **Sistema S5.** Sistema de columnas en voladizo. La resistencia sísmica se proporciona enteramente por columnas que actúan como voladizos desde la base.

## Sección 7.3. Selección del sistema estructural.

Requisitos específicos de los sistemas estructurales.

**Sistema S1.** Sistema de marcos de momento. En las CDS D, E y F se requieren marcos especiales a momento y los marcos deben ser continuos hasta la base.

**Sistema S4.** Sistema dual. Los marcos de momento deben ser capaces de resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas de diseño.

**Sistema S5.** Sistema de columnas en voladizo. La resistencia axial requerida de las columnas en voladizo no debe exceder el 15% de la resistencia axial disponible, incluyendo los efectos de esbeltez. El diseño de las fundaciones para resistir el efecto de volteo producido por la carga sísmica debe incluir la sobrerresistencia.

Estructuras tipo péndulo invertido. (Más del 50% de la masa concentrada en el extremo superior junto con restricción rotacional en dicho extremo). Independientemente del sistema constructivo, las columnas deben diseñarse considerando una variación uniforme del momento flector, desde el valor calculado en la base hasta la mitad de este valor en el extremo superior.

## Sección 7.4. Flexibilidad del diafragma.

A menos que el diafragma pueda idealizarse como flexible o como rígido, el análisis estructural debe incluir la consideración explícita de la rigidez del diafragma.

Condición de diafragma flexible.

Sistemas de piso y techo construidos con madera y con decks metálicos sin concreto colado en el sitio.

Condición de diafragma rígido.

Losas densas de concreto reforzado y decks metálicos con concreto colado en el sitio que poseen una relación longitud a peralte menor o igual que 3 en estructuras sin irregularidades horizontales.

Condición de diafragma flexible basada en cálculo.

Base: relación de la deformación calculada al centro del diafragma y la deriva promedio al centro del diafragma calculada a partir de las deformaciones en los extremos del diafragma.

## Sección 7.5. Irregularidades en la configuración horizontal.

Una tabla que describe la irregularidad, los criterios para identificarla y los requerimientos que las estructuras asignadas a determinadas CDS deben cumplir cuando dicha irregularidad se presenta.

- 1.a Irregularidad torsional.
- 1.b Irregularidad torsional extrema.
2. Irregularidad de esquina reentrante.
3. Irregularidad por discontinuidad del diafragma
4. Irregularidad por desfase fuera del plano
5. Irregularidad por sistemas no paralelos

## Sección 7.6. Irregularidades en la configuración vertical.

Una tabla que describe la irregularidad , los criterios para identificarla y los requerimientos que las estructuras asignadas a determinadas CDS deben cumplir cuando dicha irregularidad se presenta.

- 1.a Irregularidad por entrepiso flexible.
- 1.b Irregularidad extrema por entrepiso flexible.**
2. Irregularidad en la distribución del peso.
3. Irregularidad geométrica vertical
4. Irregularidad por discontinuidad en el plano de un elemento vertical resistente a fuerzas laterales
- 5.a Irregularidad por entrepiso débil.
- 5.b Irregularidad extrema por entrepiso débil**

## Sección 7.7. Limitaciones y requisitos adicionales para sistemas con irregularidades estructurales.

Estructuras asignadas a CDS E o F.

No deben presentar irregularidad torsional extrema, irregularidad extrema por entrepiso flexible ni irregularidad por entrepiso débil.

Entrepisos con debilidad extrema.

Las estructuras con irregularidad extrema por entrepiso débil no debe poseer más de dos niveles o 9.0 m de altura estructural.

## Sección 7.8. Redundancia.

Se debe asignar un factor de redundancia,  $\rho$ , al sistema resistente a fuerzas sísmicas en cada una de las dos direcciones ortogonales para todas las estructuras en conformidad con esta sección.

Es importante mencionar en este contexto que el factor de redundancia multiplica el efecto de las cargas sísmicas, como se expone en 7.9.

Este factor puede tomar el valor de **1.0** o de **1.3** y tiene el efecto de reducir el factor de modificación de respuesta **R** para estructuras que poseen menor grado de redundancia.

## Sección 7.8. Redundancia.

**Condiciones para las cuales  $\rho$  es igual a 1.0.**

- Estructuras asignadas a las **CDS B o C.**
- Cálculo de derivas; de efectos P – delta.
- Diseño de componentes no estructurales; diseño de estructuras no similares a edificios.
- Diseño de colectores, empalmes y conexiones en donde se incluye la sobrerresistencia
- Diseño de miembros y conexiones en donde se requiere incluir la sobrerresistencia.
- Determinación de cargas sobre los diafragmas; diseño de paredes estructurales para fuerzas fuera del plano.

## Sección 7.8. Redundancia.

Factor de redundancia,  $\rho$ , para **CDS D** a F.

- Estructuras **CDS D** con irregularidad torsional extrema:  $\rho = 1.3$ . No se incluyen **CDS E** y **F** porque esta irregularidad no se permite.
- Otras estructuras **CDS D** y estructuras **CDS E** o F:  $\rho = 1.3$ , a menos se cumpla una de las siguientes condiciones (en cuyo caso,  $\rho = 1.0$ ) :
  - Cada entrepiso que resiste más del 35% del cortante basal cumple ciertos requerimientos que dependen del sistema resistente a fuerzas sísmicas. Condición que requiere remover componentes estructurales del modelo para determinar su efecto en la estructura remanente
  - Estructuras regulares en planta en todos los niveles; en cada entrepiso que resiste más del 35% del cortante basal, los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas consisten en al menos dos crujías de marcos o entramados perimetrales a cada lado de la estructura. Existen criterios para paredes estructurales.

## Sección 7.9. Efectos de la carga sísmica y combinaciones.

Combinaciones de cargas sísmicas con el efecto de otras cargas:

$$1.2 D + 1.0 L + E_v \pm E_h \quad (D + 0.75 L + 0.53 E_v \pm 0.53 E_h)$$

$$0.9 D - E_v \pm E_h \quad (0.6 D - 0.7 E_v \pm 0.7 E_h)$$

$E_v$ : Carga sísmica vertical. Apartado 6.4:  $E_v = 0.2 S_{DS} D$

$E_h$ : Carga sísmica horizontal.

$$E_h = \rho Q_E$$

$\rho$  Factor de redundancia.

$Q_E$  Efectos de las fuerzas sísmicas horizontales. (Efectos producidos por el cortante basal)

## Sección 7.9. Efectos de la carga sísmica y combinaciones.

### Efecto de las cargas sísmicas considerando la sobrerresistencia.

Sustituir en las combinaciones de carga anteriores  $E_{mh}$  por  $E_h$ .

$$E_{mh} = \Omega_o Q_E$$

$E_{mh}$  Efecto de las fuerzas sísmicas horizontales incluyendo la sobrerresistencia

$\Omega_o$  Factor de sobrerresistencia.

Algunos elementos de estructuras debidamente detalladas no son capaces de resistir en forma segura las demandas sísmicas a través de comportamiento inelástico (sistemas discontinuos y colectores, por ejemplo) por lo cual deben diseñarse con suficiente resistencia como para permanecer en régimen elástico.

## Sección 7.9. Efectos de la carga sísmica y combinaciones.

Efecto de las cargas sísmicas considerando la sobrerresistencia.

Efecto de la carga sísmica horizontal limitada por capacidad.

$$E_{mh} \leq E_{cl}$$

$E_{cl}$  Máxima fuerza (acción) que puede desarrollarse en un componente estructural determinada mediante un análisis racional de mecanismo plástico.

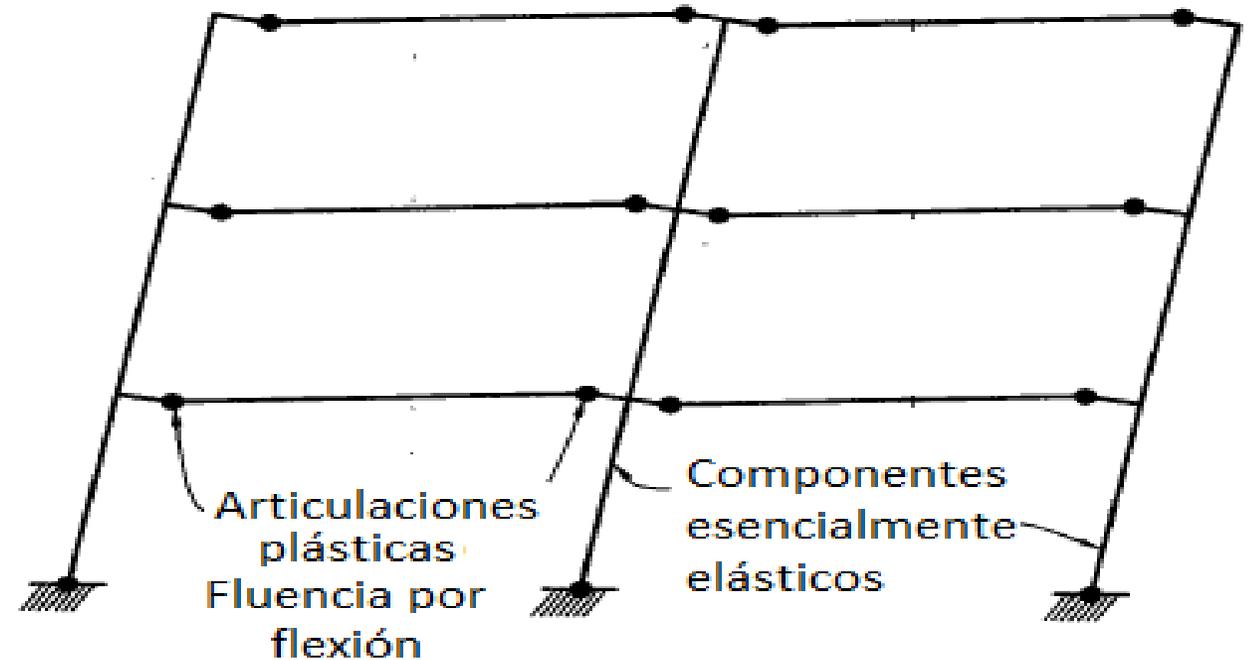
Cuando el documento de referencia del material requiere de un diseño limitado por capacidad, la fluencia de ciertos elementos en la estructura limita la fuerza que puede ser transferida a otros elementos.

## Sección 7.9. Efectos de la carga sísmica y combinaciones.

### Ejemplo.

En el diseño con acero estructural, los marcos de momento especiales generalmente se configuran para que la disipación de energía se genere a través de fluencia por flexión en las vigas, cerca, pero fuera de las conexiones con las columnas.

Las conexiones y las columnas se diseñan para permanecer esencialmente elásticas ante tal circunstancia.

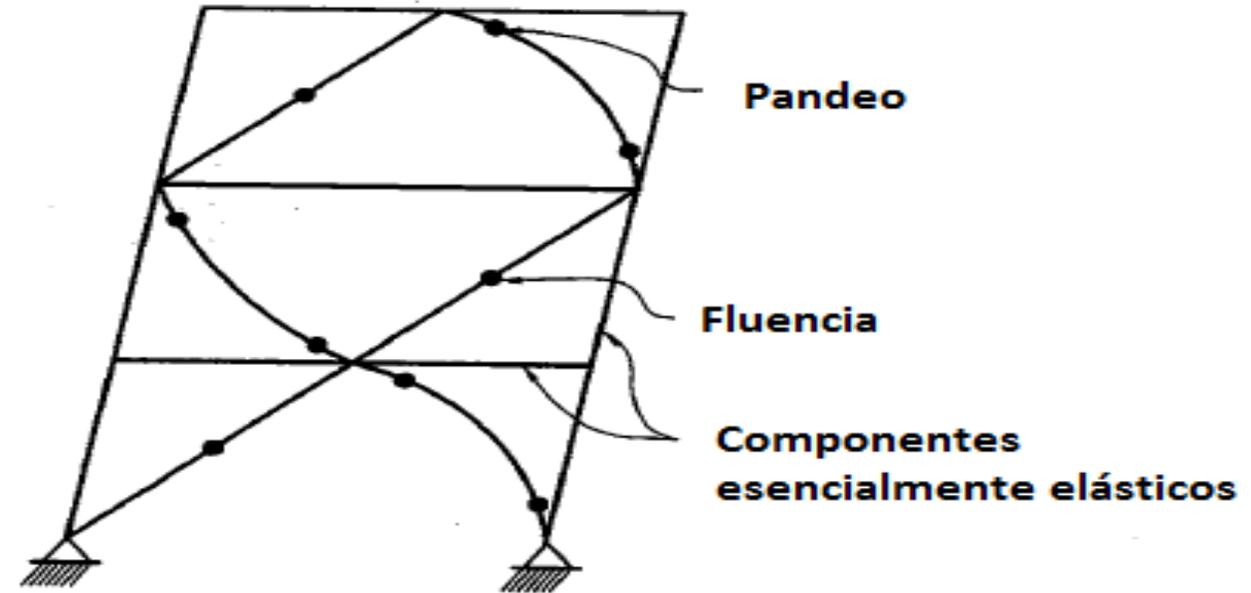


# Sección 7.9. Efectos de la carga sísmica y combinaciones.

## Ejemplo.

En el diseño con acero estructural, los marcos arriostrados concéntricos especiales generalmente se configuran para que la disipación de energía se genere a través de fluencia por tensión y/o pandeo por compresión en los arriostramientos.

Las conexiones de los arriostramientos a las columnas y vigas; las conexiones entre vigas y columnas; las vigas y las columnas, se diseñan para permanecer esencialmente elásticas ante tal circunstancia.



## Sección 7.10. Dirección de las cargas.

Las direcciones de aplicación de las fuerzas sísmicas utilizadas en el diseño deben ser aquellas que produzcan los efectos de carga más críticos.

Se considera que este requisito se satisface con los procedimientos especificados en esta sección, los cuales dependen de la CDS.

- Estructuras asignadas a **CDS B**.

Se permite que las fuerzas sísmicas de diseño se apliquen en forma independiente en cada una de las direcciones ortogonales.

Frecuentemente el diseño de este tipo de estructuras está controlado por otros efectos de cargas.

## Sección 7.10. Dirección de las cargas.

- **Estructuras asignadas a CDS C.**

Estas estructuras deben cumplir, como mínimo, los requerimientos para las estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico B.

Para estructuras que poseen irregularidad por sistemas resistentes no paralelos (irregularidad horizontal tipo 5) se debe utilizar uno de los siguientes procedimientos:

Procedimiento de combinación ortogonal.

La estructura debe analizarse utilizando cualquiera de los procedimientos permitidos en la sección 7.11 con la carga aplicada en forma independiente en dos direcciones ortogonales cualesquiera. El requerimiento se considera satisfecho si los elementos estructurales y las fundaciones se diseñan para el 100% de las fuerzas en una dirección más el 30% de las fuerzas en la dirección perpendicular.

Aplicación simultánea de movimientos del terreno ortogonales.

La estructura debe analizarse utilizando un procedimiento de análisis de la historia de respuesta lineal o no lineal, con pares ortogonales de historias de aceleración del terreno aplicadas simultáneamente.

## Sección 7.10. Dirección de las cargas.

- **Estructuras asignadas a CDS D a F.**

La aplicación de las fuerzas sísmicas debe, como mínimo, cumplir con los requerimientos de las estructuras asignadas a la CDS C.

Cualquier columna o pared que forma parte de dos o más sistemas resistentes a fuerzas sísmicas que se intersectan, sujeta a una carga axial mayor o igual al 20% de la resistencia de diseño axial de la columna o pared, debe diseñarse para el efecto de carga más crítico debido a la aplicación de las fuerzas sísmicas en cualquier dirección. Se permite utilizar cualquiera de los procedimientos especificados en el apartado de las CDS C para satisfacer este requisito.

Aunque en la propuesta no se incluyen procedimientos de análisis de historia en el tiempo, puede consultarse la sección 12.9.2 (análisis de la historia de respuesta lineal) o el capítulo 16 (análisis de la historia de respuesta no lineal) del ASCE 7-16.

## Sección 7.11. Selección del procedimiento de análisis.

El análisis estructural debe cumplir con los requerimientos especificados en esta sección, los cuales están basados en la CDS, en las propiedades dinámicas y en las condiciones de regularidad o irregularidad estructural de la edificación.

Procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente (Procedimiento FLE).

- Edificios asignados a las Categorías de Diseño Sísmico B y C.
- Edificios con Categoría de Riesgo I o II que no excedan de 2 pisos sobre la base.
- Edificios con altura estructural inferior a 48 m que no presenten irregularidades horizontales del tipo 1a (torsional) o 2a (esquina reentrante), o que no presenten irregularidades verticales del tipo 1a (por entrepiso flexible), 1b (extrema por entrepiso flexible), 2 (distribución del peso) o 3 (geométrica vertical).
- Edificios con altura estructural superior a 48 m sin irregularidades estructurales con  $T < 3.5$

TS, en donde: 
$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

## Sección 7.11. Selección del procedimiento de análisis.

### **Análisis Espectral de Respuesta Modal (Análisis ERM).**

Se permite utilizar el **Análisis Espectral de Respuesta Modal** que se detalla en el capítulo 9 en todos los edificios.

Otros procedimientos de análisis.

En todos los edificios es permitido utilizar los siguientes procedimientos de análisis:

Análisis de la historia de respuesta lineal realizado conforme a la sección 12.9.2 del ASCE 7-16.

Análisis de la historia de respuesta no lineal realizado conforme al capítulo 16 del ASCE 7-16.

## Sección 7.12. Criterios de modelación.

### Modelo de la fundación.

Se permite considerar a la estructura como empotrada en la base. Como alternativa, puede considerarse la flexibilidad de la fundación en consistencia con esta sección. Normalmente, si la fundación se considera rígida, el cortante basal que se determina es conservador.

El comportamiento lineal carga – deformación de las fundaciones debe representarse por medio de una rigidez lineal equivalente utilizando propiedades del suelo que sean compatibles con los niveles de deformación del mismo asociados al movimiento del terremoto de diseño.

A menos que puedan justificarse otras variaciones, en los análisis dinámicos deben considerarse incrementos y decrementos del 50% en el valor de la rigidez y los valores mayores de respuesta deben ser utilizados en el diseño.

## Sección 7.12. Criterios de modelación.

Definición del peso sísmico efectivo.

El peso sísmico efectivo,  $W$ , debe incluir la carga muerta por encima de la base y las cargas que se prescriben a continuación.

- a. En áreas utilizadas para almacenamiento, debe incluirse al menos el 25% de la carga viva de piso.
- b. El peso total del equipo operativo permanente.
- c. El peso de jardines de techo y de áreas similares.

**Cuando un edificio vibra durante un sismo solo aquella porción de la masa que se encuentra físicamente fijada a la estructura debe considerarse como efectiva. Por ello, las cargas vivas debidas a muebles sueltos, a equipos sueltos y a personas que utilizan la edificación no tienen por qué ser incluidas.**

## Sección 7.12. Criterios de modelación.

### Modelo de la estructura.

Se debe construir un modelo matemático de la estructura para determinar las acciones en los miembros y los desplazamientos en la estructura ante las cargas aplicadas. Los requerimientos generales son:

- Incluir la rigidez y resistencia de componentes significativos para la distribución de fuerzas y deformaciones.
- Representar la distribución espacial de masa y rigidez.
- Considerar los efectos de las secciones agrietadas en las propiedades de rigidez de los componentes estructurales de concreto y de mampostería.
- Incluir la contribución de las deformaciones de las zonas de panel a la deriva total de entrepiso en los sistemas de marcos de momento de acero estructural.

## Sección 7.12. Criterios de modelación.

### **Modelo de la estructura.**

Las estructuras que poseen irregularidad torsional, por desfase fuera del plano o por sistemas resistentes no paralelos deben ser analizadas con modelos 3D. En donde se utilice un modelo tridimensional se debe considerar un mínimo de tres grados de libertad en cada nivel de la estructura, dos de traslación en direcciones ortogonales y uno de rotación torsional con respecto al eje vertical.

Cuando los diafragmas no han sido clasificados como rígidos o como flexibles, el modelo debe incluir las características de rigidez de los diafragmas.

Cuando se realizan análisis dinámicos lineales se debe utilizar un mínimo de tres grados de libertad en cada nivel de la estructura, dos de traslación en direcciones ortogonales y uno de rotación torsional con respecto al eje vertical.

## Sección 7.13. Requerimientos de derivas y deformaciones.

Límites para las derivas de entrepiso.

La deriva de entrepiso de diseño,  $\Delta$ , determinada con el Procedimiento de la FLE (capítulo 8) o con el Análisis ERM (capítulo 9) no debe exceder la deriva de entrepiso admisible,  $\Delta_a$ , (especificada en una tabla), en ningún entrepiso.

Dependiendo del tipo de estructura y de la Categoría de Riesgo, las derivas varían entre el 1% y el 2.5% de la altura del entrepiso. El cálculo de  $\Delta$  considera el factor de amplificación de deflexiones,  $C_d$ , y el factor de importancia sísmica,  $I_e$ .

Para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas constituidos únicamente por marcos de momento en estructuras asignadas a las categorías de riesgo D, E o F:

$$\Delta \leq \frac{\Delta_a}{\rho}$$

Recordar que en el cálculo de las derivas, se considera  $\rho = 1.0$ . Así, si en estos casos,  $\rho = 1.3$ , la deriva admisible es más restrictiva.

## Sección 7.13. Requerimientos de derivas y deformaciones.

### Deflexiones del diafragma.

La deflexión en el plano del diafragma no debe exceder la deflexión permisible de los componentes fijados al mismo, esto es, de aquella que permite que el componente fijado al diafragma mantenga su integridad estructural.

### Separación estructural.

Las partes de la estructura que no se diseñan y construyen para actuar como una unidad integral deben estar separadas por una distancia suficiente para evitar contactos (choques) que puedan producir daños.

Las separaciones deben permitir (acomodar) el desplazamiento máximo de respuesta inelástica de la estructura,  $\delta M$ , la cual debe determinarse en localizaciones críticas considerando los desplazamientos por traslación y por torsión, incluyendo las amplificaciones torsionales si son aplicables.

## Sección 7.13. Requerimientos de derivas y deformaciones.

Separación estructural (continuación).

El desplazamiento máximo de respuesta inelástica de la estructura,  $\delta_M$ , se calcula con la siguiente expresión:

$$\delta_M = \frac{C_d \delta_{m\acute{a}x}}{I_e}$$

donde  $\delta_{m\acute{a}x}$  es el desplazamiento elástico máximo en la localización crítica.

Estructuras adyacentes en la misma propiedad, deben separarse al menos una distancia  $\delta_{MT}$ .

$$\delta_{MT} = \sqrt{\delta_{M1}^2 + \delta_{M2}^2}$$

Estructuras que colindan con una línea de propiedad no común a una vía pública, deben alejarse de la línea de propiedad al menos una distancia igual a  $\delta_M$

## Sección 7.13. Requerimientos de derivas y deformaciones.

Compatibilidad de deformaciones para categorías de diseño sísmico D, E y F.

Cada componente estructural no incluido en el sistema resistente a fuerzas sísmicas debe diseñarse para los efectos de la carga de gravedad y de las fuerzas sísmicas que resulten del desplazamiento causado por la deriva de entrepiso de diseño  $\Delta$ , calculada conforme al procedimiento FLE.

Aun cuando existen elementos estructurales que no se detallan para proveer resistencia a las fuerzas sísmicas, pueden participar en la respuesta de la estructura y sufrir daño severo. Esta disposición requiere que el diseñador provea un nivel de detallado dúctil que sea apropiado para las deformaciones calculadas.

# Capítulo 8. Procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente. (Sección 12.8. ASCE 7-16)

1. Cortante Basal Sísmico.
2. Determinación del período fundamental.
3. Distribución vertical de las fuerzas sísmicas.
4. Distribución horizontal del cortante sísmico.
5. Volteo.
6. Determinación de derivas de entrepiso
7. Efectos P – Delta.

# Capítulo 8. Procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente. (Sección 12.8. ASCE 7-16)

- Procedimiento que incorpora de manera sencilla los efectos de la respuesta dinámica inelástica en un análisis estático lineal.
- Procedimiento aplicable a estructuras que no poseen discontinuidades significativas de masa y rigidez en su altura y donde la respuesta a los movimientos del terreno es predominante en la dirección horizontal, sin efectos de torsión considerables. (Véase el apartado 7.11).

# Sección 8.1. Cortante Basal Sísmico.

En la dirección de análisis:

$$V = C_s W$$

$C_s$  Coeficiente de respuesta sísmico (conforme esta sección).

$W$  Peso sísmico efectivo (Sección 7.12.2).

Cálculo del coeficiente de respuesta sísmico.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \leq \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$S_{DS}, S_{D1}$  Conforme a Sección 6.3.8.

$R$  Coeficiente de modificación de respuesta (Tabla 7.1).

$I_e$  Factor de importancia (Sección 2.2.2).

## Sección 8.1. Cortante Basal Sísmico.

Límites inferiores de  $C_s$ .

Niveles de cortante basal mínimo para el diseño.

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

Ecuación que afecta primordialmente a sitios en el campo lejano.

Para estructuras ubicadas en emplazamientos donde  $S_1 \geq 0.6 g$ :

$$C_s \geq \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Ecuación aplicable a sitios cercanos a fallas activas mayores. Ciertos efectos del movimiento del terreno, denominados movimientos tipo pulso, pueden incrementar las demandas en estructuras de período largo.

## Sección 8.1. Cortante Basal Sísmico.

### **Reducción por la interacción Suelo – Estructura.**

Se permiten reducciones en las fuerzas sísmicas y en los respectivos desplazamientos por efectos de interacción suelo – estructura, siempre que tales efectos se determinen conforme al capítulo 19 del ASCE 7-16 o a otras referencias aprobadas por la autoridad competente.

Los procedimientos de análisis que normalmente se utilizan para considerar los efectos de sismo suponen que la estructura posee una base rígida en la interfase fundación – suelo. Recuérdese que la sección 7.12 permite tal suposición.

En realidad, la respuesta de la estructura es afectada por la interacción de tres sistemas interconectados: la estructura, su fundación y el medio geológico subyacente.

# Sección 8.1. Cortante Basal Sísmico.

Límites de SDS en la determinación de  $C_s$  y  $E_v$ .

Se permite calcular  $C_s$  y  $E_v$  con  $SDS = 1.0 \geq 0.70$  SDS del sitio.

Requerimientos.

- No existen irregularidades verticales ni horizontales.
- La estructura no posee más de cinco niveles.
- El período fundamental de la estructura,  $T \leq 0.5$  s (Sección 8.2)
- Se cumplen requerimientos para  $\rho = 1.0$ . (Sección 7.8.2)
- La clase de sitio no es E o F. (Sección 6.2.3).
- Estructura con categoría de riesgo I o II. (Sección 6.3.11).

Disposición que refleja el juicio ingenieril relacionado con el favorable desempeño de este tipo de estructuras en el pasado.

## Sección 8.2. Determinación del período fundamental.

El período fundamental de vibración de la estructura,  $T$ , en la dirección de análisis considerada, debe determinarse utilizando un análisis apropiadamente fundamentado.

Requerimiento:  $T \leq C_u T_a$

**C<sub>u</sub>** Coeficiente para el límite superior del período (Tabla 8.1).

**T<sub>a</sub>** Período fundamental aproximado (Sección 8.2.1)

Requerimiento que evita utilizar un cortante basal demasiado bajo que puede obedecer a una flexibilidad sobreestimada o a imprecisiones en la masa o en la rigidez del modelo analítico.

Uno de los efectos importantes del factor  $C_u$  es disminuir el conservadurismo inherente de las expresiones que se utilizan para definir el período fundamental aproximado,  $T_a$ .

Alternativamente:  $T = T_a$

## Sección 8.2. Determinación del período fundamental.

Período Fundamental aproximado.

$$T_a = C_t h_n^x$$

$h_n$  Altura estructural de la edificación.

$C_t, x$  Coeficientes del período aproximado (Tabla 8.2).

Existen expresiones alternativas.

Sistema estructural	$C_t$	$x$
	$h_n$ (m)	
Marcos resistentes a momento de acero estructural	0.0724	0.8
Marcos resistentes a momento de concreto reforzado.	0.0466	0.9
Marcos arriostrados de acero estructural	0.0731	0.75
Todos los demás sistemas estructurales.	0.0488	0.75

Tabla 8.2

## Sección 8.2. Determinación del período fundamental.

Requerimiento:  $T \leq C_u T_a$

$S_{D1}$	$C_u$
$\geq 0.30$	1.4
0.20	1.5
0.15	1.6
$\leq 0.10$	1.7

Tabla 8.1

## Sección 8.3. Distribución vertical de las fuerzas sísmicas.

Fuerza sísmica en cada nivel de la estructura.

$$F_x = C_{vx} V \quad ; \quad C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

$C_{vx}$  Factor de distribución vertical.

$w_i, w_x$  Porción del peso sísmico efectivo de la estructura,  $\mathbf{W}$ , asignado al nivel  $\mathbf{i}, \mathbf{x}$ , respectivamente.

$h_i, h_x$  Altura desde la base al nivel  $\mathbf{i}, \mathbf{x}$ , respectivamente.

$k$  Exponente asociado al período fundamental de la estructura, determinado como sigue:

$$\text{Para } T \leq 0.5 \text{ s} \quad k = 1$$

$$\text{Para } T \geq 2.5 \text{ s} \quad k = 2$$

Para  $0.5 \text{ s} < T < 2.5 \text{ s}$  se interpola linealmente entre 1 y 2.

*El exponente  $k$  considera el efecto de los modos superiores de vibración, más influyentes en estructuras con mayor valor de  $T$ .*

## Sección 8.4. Distribución horizontal del cortante sísmico de entrepiso.

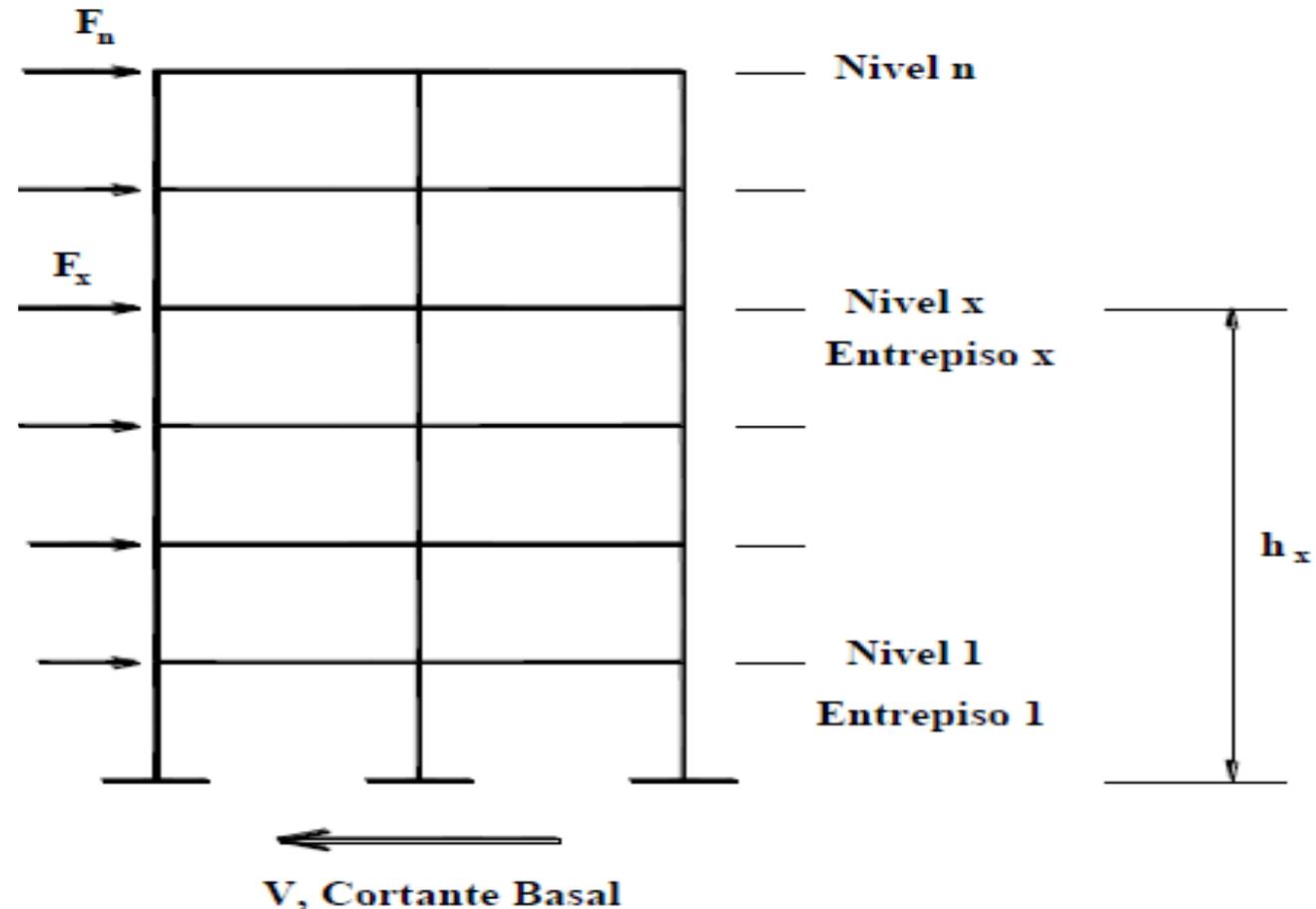
$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

en donde:

$V_x$  Cortante sísmico en entrepiso  $x$ , el cual se delimita por los niveles  $x$  y  $x - 1$ .

$F_i$  Fuerza sísmica que actúa en el nivel  $i$  de la edificación.

$n$  Número de niveles de la edificación.



## Sección 8.4. Distribución horizontal del cortante sísmico de entrepiso.

La distribución de  $V_x$  debe realizarse sobre la base de la rigidez relativa de los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas en dicho entrepiso y de la rigidez del diafragma.

### Torsión inherente, $M_t$

Torsión que resulta de la excentricidad entre el centro de masas (**el centro de cortantes**) y el centro de rigidez del entrepiso.

$M_t$  debe considerarse en diafragmas no flexibles.

*$M_t$  se incluye automáticamente en los análisis 3D. Si se utilizan (y se permiten) análisis 2D los centros de rigidez y los centros de masas deben determinarse en cada entrepiso y las fuerzas sísmicas aplicadas deben ajustarse en consecuencia.*

*En diafragmas flexibles, la distribución horizontal de las fuerzas sísmicas se realiza sobre la base de las masas que son tributarias a los elementos resistentes, sin considerar efectos de torsión.*

## Sección 8.4. Distribución horizontal del cortante sísmico de entrepiso.

### Torsión accidental, $M_{ta}$

En diafragmas no flexibles se debe incluir tanto los momentos de torsión inherente,  $M_t$ , como los momentos de torsión accidental,  $M_{ta}$ , causada por un desplazamiento del centro de masas, a cada lado de la posición calculada, igual al 5% de la dimensión de la estructura en dirección perpendicular a la del análisis.

*$M_{ta}$  puede ser causada por el incremento de la excentricidad entre los centros de rigidez y los centros de cortantes (por incertidumbres en la determinación de la distribución de las masas y rigideces de la estructura) o por componentes de torsión provenientes del movimiento del terreno.*

*La torsión accidental puede afectar a cualquier estructura y potencialmente más a aquellas que poseen irregularidad torsional.*

## Sección 8.4. Distribución horizontal del cortante sísmico de entrepiso.

### Torsión accidental, $M_{ta}$

Cuando las fuerzas de sismo se aplican simultáneamente en dos direcciones ortogonales, la excentricidad accidental solo necesita aplicarse en la dirección que produce el mayor efecto.

$M_{ta}$  debe aplicarse a todas las estructuras para detectar si existe alguna irregularidad horizontal.

$M_{ta}$  no necesita incluirse cuando se determinan las fuerzas sísmicas o se calculan las derivas de entrepiso, excepto en estructuras asignadas a CDS **B** con irregularidad torsional extrema y CDS **C**, **D**, **E** y **F** con cualquier irregularidad torsional.

## Sección 8.4. Distribución horizontal del cortante sísmico de entrepiso.

### Amplificación del momento de torsión accidental.

En estructuras asignadas a CDS **C**, **D**, **E** o **F** que poseen irregularidad torsional, los efectos de  $\mathbf{M}_{ta}$  deben amplificarse por el factor  $\mathbf{A}_x$ :

$$A_x = \left( \frac{\delta_{m\acute{a}x}}{1.2 \delta_{prom}} \right)^2 \quad \text{con } 1.0 \leq A_x \leq 3.0$$

$\delta_{m\acute{a}x}$  Desplazamiento máximo del nivel  $\mathbf{x}$  considerando  $\mathbf{A}_x = 1$ .

$\delta_{prom}$  Promedio de los desplazamientos en los extremos del nivel  $\mathbf{x}$  considerando  $\mathbf{A}_x = 1$ .

*En estructuras con irregularidad torsional se amplifica  $\mathbf{M}_{ta}$  para considerar los incrementos causados por la potencial fluencia de los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas ubicadas en el perímetro y otros factores que pueden conducir a una inestabilidad torsional dinámica.*

## Sección 8.4. Distribución horizontal del cortante sísmico de entrepiso.

*Combinaciones de carga para definir  $Q_E$  cuando deben considerarse los efectos de la excentricidad accidental y los efectos ortogonales.*

*En cada dirección principal, la dirección  $X$ , por ejemplo:*

$Q_{E,X}$  *Efecto de sismo en la dirección  $X$ . Fuerzas sísmicas en los centros de masas.*

$Q_{E,X+AT}$  *Efecto de sismo en la dirección  $X$ . Fuerzas sísmicas desplazadas en la dirección positiva.*

$Q_{E,X-AT}$  *Efecto de sismo en la dirección  $X$ . Fuerzas sísmicas desplazadas en la dirección negativa.*

$$Q_E = \pm Q_{E,X+AT} \pm 0.3 Q_{E,Y}$$

$$Q_E = \pm Q_{E,X-AT} \pm 0.3 Q_{E,Y}$$

$$Q_E = \pm 0.3 Q_{E,X} \pm Q_{E,Y+AT}$$

$$Q_E = \pm 0.3 Q_{E,X} \pm Q_{E,Y-AT}$$

## Sección 8.5. Volteo.

La estructura debe ser diseñada para resistir los efectos de volteo producidos por el sistema de fuerzas determinadas en la sección 8.3.

*El momento de volteo es la suma de los momentos de las fuerzas sísmicas con respecto a la base de la estructura. Las acciones de volteo pueden ser resistidas por cargas muertas y pueden ser combinadas con cargas muertas, vivas y otras cargas, en conformidad con las combinaciones de carga que incluyen los efectos de sismo.*

## Sección 8.6. Determinación de las derivas de entrepiso.

Deriva de entrepiso de diseño,  $\Delta$ : diferencia de las deflexiones de los centros de masas de los niveles que limitan al entrepiso.

Donde los centros de masas no se encuentren alineados verticalmente, se permite calcular la deflexión en el nivel inferior basándose en la proyección vertical del centro de masas del nivel superior.

En estructuras asignadas a CDS C, D, E o F con irregularidad torsional.  $\Delta$  debe calcularse como la mayor diferencia de las deflexiones de puntos alineados verticalmente, arriba y abajo en el entrepiso considerado, a lo largo de cualquiera de los bordes de la estructura.

## Sección 8.6. Determinación de las derivas de entrepiso.

La deflexión del nivel  $\mathbf{x}$ ,  $\delta_{\mathbf{x}}$ , usada para calcular  $\Delta$ , se calcula:

$$\delta_{\mathbf{x}} = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e}$$

$C_d$  Factor de amplificación de deflexiones del sistema resistente a fuerzas sísmicas, definido en la tabla 7.1.

$\delta_{xe}$  Deflexión en el punto de interés determinada por medio de un análisis elástico.

$I_e$  Factor de importancia que depende de la categoría de riesgo.

*Nótese que las fuerzas usadas para calcular  $\delta_{xe}$  se multiplican por el factor  $I_e$  y que en el cálculo de  $\delta_{\mathbf{x}}$ , este mismo factor aparece en el denominador. Lo anterior es apropiado porque, con algunas excepciones, las  $\Delta_a$  de la sección 7.13 son más rigurosas para las categorías de riesgo mayores.*

## Sección 8.6. Determinación de las derivas de entrepiso.

Cortante basal mínimo para el cálculo de las derivas.

En el cálculo de  $\Delta$  deben utilizarse las fuerzas de diseño prescritas en este capítulo, pero no es necesario considerar el límite  $C_s \geq 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$  (límite que suele afectar a sitios en el campo lejano).

Período para calcular las derivas

Para revisar el cumplimiento de los límites para las derivas de diseño (Sección 7.13.1), se permite utilizar las fuerzas sísmicas de diseño basadas en el período fundamental calculado para la estructura sin la aplicación del límite  $T \leq C_u T_a$

Este límite impuesto a T tiene el propósito de no subestimar las fuerzas de diseño, pero si las fuerzas usadas para calcular  $\Delta$  son inconsistentes con las fuerzas sísmicas que corresponden a T entonces los desplazamientos pueden sobreestimarse.

## Sección 8.7. Efectos P - Delta.

Los efectos P – delta no necesitan considerarse cuando el coeficiente de estabilidad,  $\theta$ , es menor o igual a 0.10.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$

$P_x$  Carga de diseño vertical total en y por encima del nivel x. Al calcularla ningún factor de carga necesita exceder a 1.0.

$\Delta$  Deriva que ocurre simultáneamente con  $V_x$ .

$V_x$  Fuerza cortante sísmica que actúa en el entrepiso x.

$h_{sx}$  Altura del entrepiso x.

Los efectos P –  $\Delta$  pueden evaluarse comparando la respuesta de segundo orden con la respuesta de primer orden, precisamente la definición del coeficiente de estabilidad.

## Sección 8.7. Efectos P - Delta.

$$\theta \leq \theta_{m\acute{a}x} \quad ; \quad \theta_{m\acute{a}x} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25$$

**$\beta$**  Relación entre demanda y capacidad a cortante del entrepiso  **$\mathbf{x}$** .  
Conservadoramente, puede hacerse  **$\beta = 1.0$** .

*La demanda es  $\mathbf{V}_x$ . La capacidad puede ser el cortante de entrepiso que corresponde a la primera fluencia significativa.*

*Alternativa y conservadoramente, puede calcularse la relación entre demanda y resistencia de cada miembro en el sistema resistente a fuerzas sísmicas en el entrepiso y utilizar la relación mayor como valor de  **$\beta$** .*

Cuando  **$\theta$**  excede el límite establecido, la estructura es potencialmente inestable y debe rediseñarse.

## Sección 8.7. Efectos P - Delta.

Cuando  $0.10 \leq \theta \leq \theta_{m\acute{a}x}$  debe determinarse, por medio de un análisis racional, el factor de incremento en los desplazamientos y en las fuerzas de los miembros asociado a los efectos P – delta.

Alternativamente:

$$\textit{Factor incremental} = \frac{\theta}{1 - \theta}$$

Cuando los efectos P – delta se incluyen automáticamente en el análisis, el límite superior establecido para  $\theta$  debe siempre satisfacerse, sin embargo, se permite que el valor de  $\theta$  calculado usando los resultados de tal análisis, sea dividido entre el factor  $(1+\theta)$  antes de verificar el cumplimiento de dicho límite.

# Capítulo 9. Análisis Espectral de Respuesta Modal. (Sección 12.9. ASCE 7-16)

- Número de modos.
- Parámetros de respuesta modal.
- Combinación de parámetros de respuesta.
- Escalado (ajuste) de valores de diseño de respuestas combinadas.
- Distribución horizontal del cortante.
- Efectos P – Delta.
- Reducción por la interacción Suelo – Estructura.
- Modelado estructural

## Sección 9.1. Número de modos.

El análisis de la estructura debe incluir el número suficiente de modos para obtener la participación de una masa modal igual al 100% de la masa de la estructura. Para este propósito, se permite representar todos aquellos modos con períodos inferiores a **0.05 s** en un solo modo de cuerpo rígido con período igual a **0.05 s**.

*En general, los modos más influyentes en el diseño de edificios tienen períodos modales mayores que 0.05 s. Por tanto, se espera una respuesta “rígida” de todos estos modos. La mayoría de los programas de análisis estructural de propósito general tienen la capacidad de considerar modos de masa residual para cumplir con este requerimiento del estándar*

## Sección 9.1. Número de modos.

En concepto de excepción, se permite que el análisis incluya un número mínimo de modos para obtener la participación de una masa modal combinada de al menos el 90% de la masa de la estructura en cada una de las direcciones horizontales ortogonales.

Este enfoque ha sido incluido en los reglamentos de diseño desde hace muchos años y todavía se considera adecuado para la mayoría de las estructuras de edificios que típicamente no tienen masas modales significativas en el rango de períodos cortos.

## Sección 9.2. Parámetros de respuesta modal.

Para cada modo de respuesta, los valores de los parámetros de diseño de interés (derivadas de entrepiso, fuerzas de miembro individuales, etc.) deben calcularse usando el espectro de respuesta definido en la sección 6.3.6 dividido por  $(R/I_e)$ . Los desplazamientos y derivadas deben multiplicarse por  $(C_d/I_e)$ .

Las ordenadas espectrales se dividen entre  $R$  para tomar en cuenta el comportamiento inelástico y se multiplican por  $I_e$  para proveer la resistencia adicional necesaria para mejorar el desempeño de las estructuras importantes. Al igual que en el procedimiento de la fuerza lateral equivalente, los desplazamientos y derivadas elásticas se multiplican por  $C_d$  y se reducen por  $I_e$  para obtener los desplazamientos inelásticos esperados.

## Sección 9.3. Combinación de parámetros de respuesta.

Los valores de cada parámetro de interés deben combinarse usando el método RCSC, el método CCC, u otro enfoque presentado en ASCE 7-16.

Cuando existen modos cercanamente espaciados que tienen una correlación cruzada significativa de respuesta traslacional y torsional debe utilizarse el método CCC.

El amortiguamiento especificado en cada modo debe ser consistente con el nivel de amortiguamiento usado en el desarrollo del espectro de respuesta de diseño. En el espectro de la sección 6.3.6 la fracción de amortiguamiento crítico considerada es **0.05**.

El método RCSC o el método CCC se aplica con la carga actuando en una dirección a la vez. Cuando deben considerarse los efectos ortogonales, los resultados de una dirección pueden añadirse al 30% de los resultados de la dirección ortogonal.

## Sección 9.4. Escalado (ajuste) de valores de diseño de respuestas combinadas.

Se debe calcular un cortante basal  $V$  en cada una de las dos direcciones horizontales ortogonales usando el período fundamental de la estructura  $T$  en cada dirección con el procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente del capítulo 8.

Escalado (ajuste) de fuerzas.

Cuando el período fundamental en una determinada dirección,  $T$ , excede a  $C_u T_a$ ,  $T$  debe ser tomado como  $C_u T_a$ .

Cuando el cortante basal proveniente de la combinación modal requerida,  $V_t$ , es menor que el 100% del cortante basal calculado con el procedimiento de la fuerza lateral equivalente,  $V$ , las fuerzas deben multiplicarse por el factor  $(V/V_t)$ .

## Sección 9.4. Escalado (ajuste) de valores de diseño de respuestas combinadas.

Escalado (ajuste) de derivas.

Cuando la respuesta combinada para el cortante basal,  $V_t$ , es menor que  $C_s W$ , y cuando  $C_s$  es determinada con la ecuación 8.5, esto es:

$$C_s \geq \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{Sitios cercanos a fallas activas mayores.}$$

las derivas deben multiplicarse por el factor  $(C_s W / V_t)$ .

Los desplazamientos obtenidos con este procedimiento solo se escalan en estos casos. En las demás situaciones no es necesario escalar los desplazamientos porque el uso de un modelo demasiado flexible dará como resultado estimaciones conservadoras de los desplazamientos que no necesitan escalarse más.

## Sección 9.5. Distribución horizontal del cortante.

La distribución horizontal del cortante sísmico debe realizarse conforme a la sección 8.4, excepto que cuando los efectos de la torsión accidental se incluyen en el modelo de análisis dinámico, no se requiere amplificar el momento de torsión accidental.

Enfoques básicos para considerar la torsión accidental.

- *Aplicar estáticamente en puntos ficticios separados del centro de masas las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis. Aproximación estática que requiere amplificar la torsión accidental.*
- *Modificar las características dinámicas de la estructura (modificando la distribución horizontal de las masas, reasignando masas concentradas) para considerar directamente la torsión accidental. La demanda computacional se incrementa (al menos dos análisis adicionales por cada dirección principal).*

## **Sección 9.6. Efectos P-Delta.**

Los efectos P – Delta deben considerarse conforme a la sección 8.7 (requerimientos del índice de estabilidad).

El cortante basal usado para determinar los cortantes y las derivas de entrepiso deben determinarse conforme a la sección 8.6 (determinación de las derivas; cortante basal mínimo y período para su cálculo).

## **Sección 9.7. Reducción por interacción suelo-estructura.**

Se permite una reducción por la interacción suelo – estructura cuando tales efectos se determinan conforme a procedimientos presentados en el capítulo 19 del ASCE 7-16 u otro enfoque equivalente.

## Sección 9.8. Modelado estructural.

Se debe construir un modelo matemático de acuerdo con la sección 7.12, excepto que las estructuras diseñadas conforme a este capítulo deben analizarse usando modelos tridimensionales.

Cuando los diafragmas no se hayan clasificado como rígidos, el modelo deben incluir las características de rigidez del diafragma y los grados de libertad dinámicos adicionales necesarios para considerar su participación en la respuesta dinámica.

Con los programas modernos frecuentemente es más difícil descomponer una estructura en modelos planos que desarrollar modelos tridimensionales completos y es más fácil modelar la flexibilidad del diafragma. Por ello, cuando se utiliza este análisis se requiere un modelo tridimensional, incluso en aquéllas estructuras con diafragmas que pueden designarse como flexibles.

# **Modernización de las provisiones que rigen el diseño sísmico**

**Evaluación de la respuesta y vulnerabilidad sísmica de marcos resistentes a momentos y su cuantificación, orientado a la obtención de los factores “ $\theta$ ”, “ $\beta$ ” y “ $r$ ”**

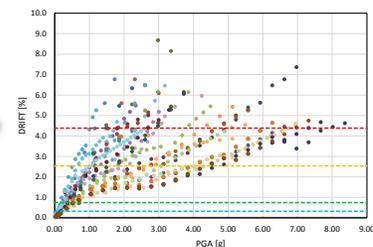
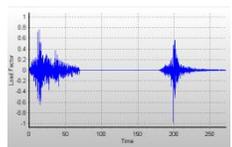
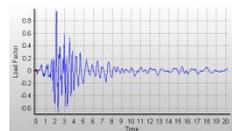
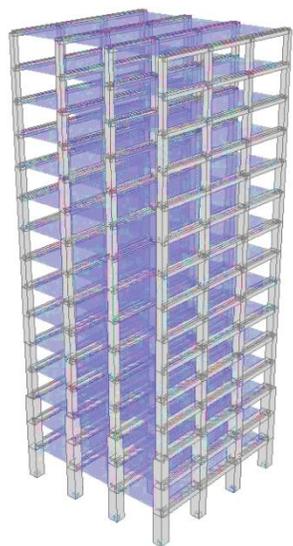
**Jaime Hernández De Paz  
Ing. Civil, MIE.**

# Contenido

- Introducción
- Clasificación de los edificios y otras estructuras
- Combinaciones de carga
- Carga muerta
- Cargas vivas
- Criterios de diseño sísmico
- Requerimientos de diseño sísmico para estructuras de edificios
- Procedimiento de la fuerza lateral equivalente
- Análisis espectral de respuesta modal
- Mapas de diseño sísmico orientados al riesgo “mapas de riesgo uniforme”

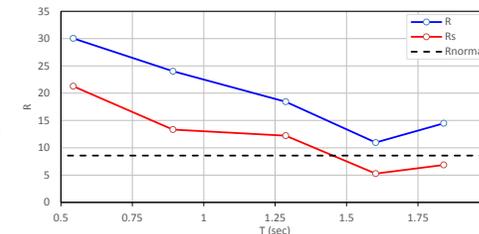
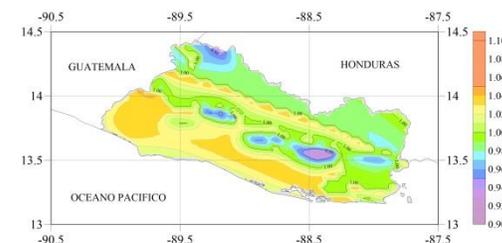
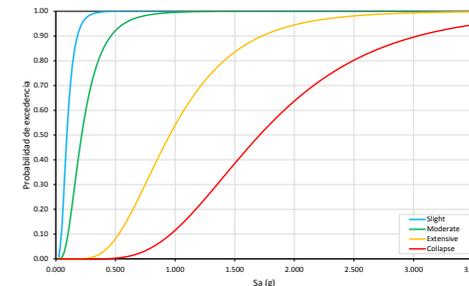
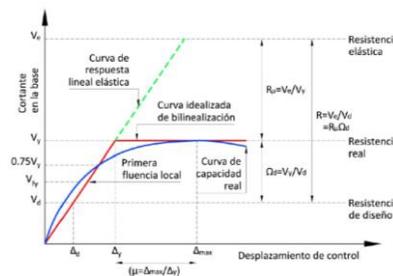
# Contenido

1. **Preparativos:** tipología, modelos, demanda
2. **Curvas de fragilidad:** Mediana ( $\theta$ ) y Desviación Estándar ( $\beta$ )
3. Factor de modificación de respuesta “**R**”



$$\ln \theta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i$$

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



# 1. Preparativos

## 1. Preparativos

### 1.1 Que tipología estructural evaluar?

Consideraciones tomadas en cuenta:

- Actuales tendencias constructivas
- Demandas de uso actuales
- El sistema estructural en función de las limitantes de análisis
- El sistema estructural en función de los recursos de hardware y software

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).

## 1. Preparativos

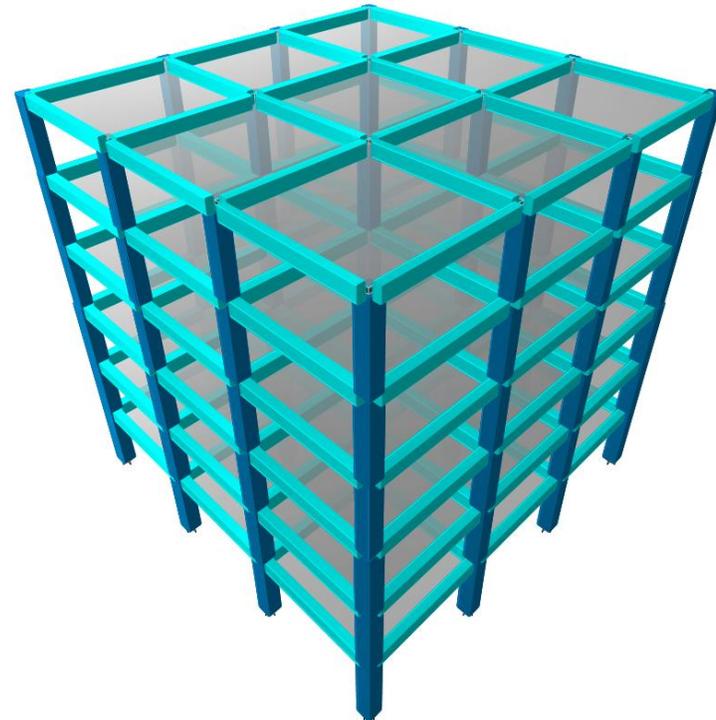
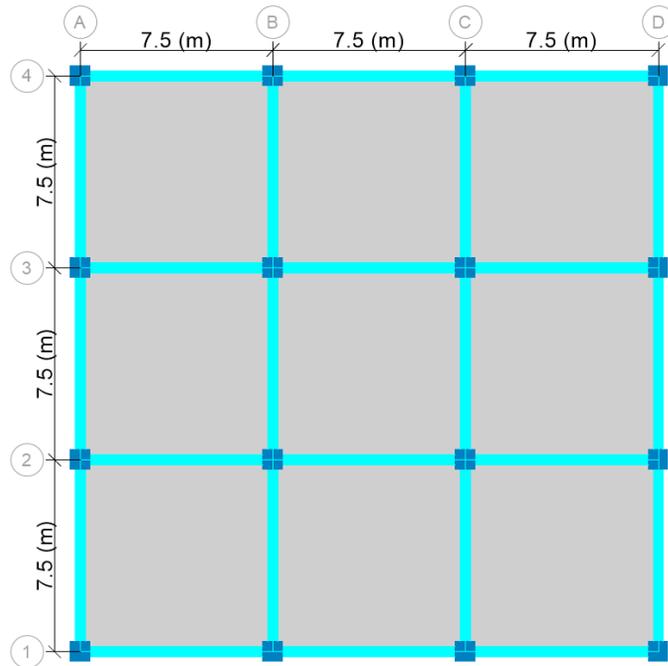
Basado en las actuales tendencias constructivas del país, se muestran las principales características de las estructuras a diseñar en concreto reforzado (Estas características fueron consensadas con el equipo de trabajo).

	<b>Concreto reforzado</b>
Uso	Apartamentos
Altura	3, 6, 9, 12 y 15 niveles
Sistema estructural sismo-resistente	Marcos de concreto reforzado con detallamiento dúctil (especial)
Normativa	Norma vigente en El Salvador

# 1. Preparativos

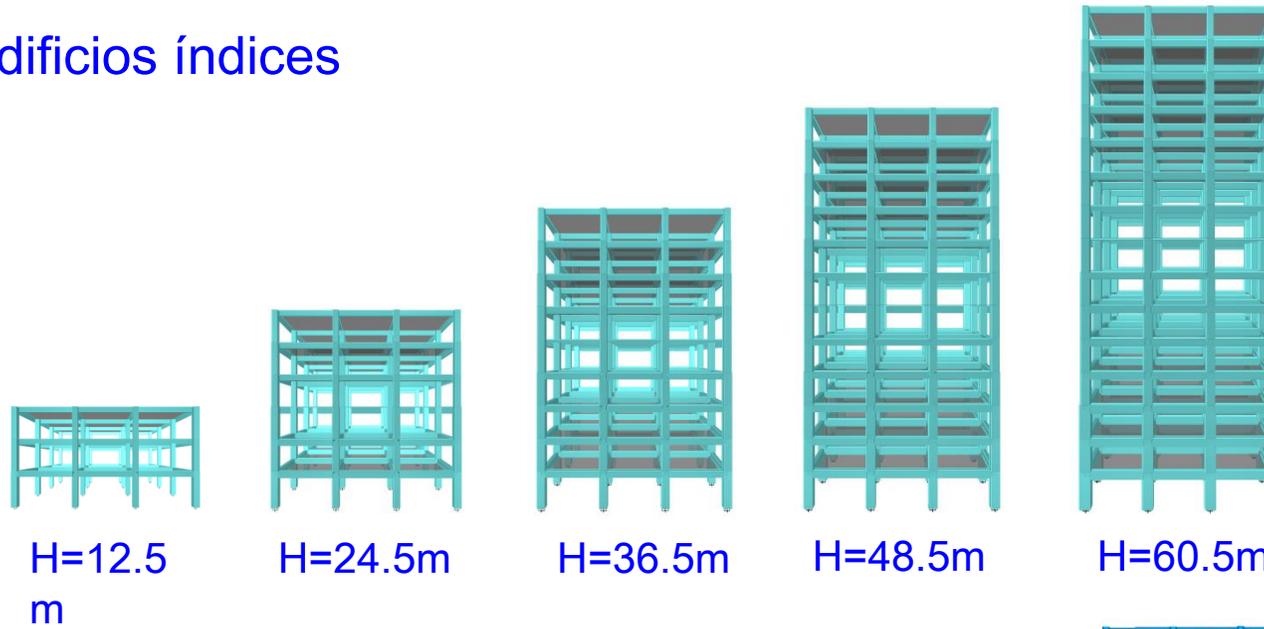
## 1.2 Edificios índices

- 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



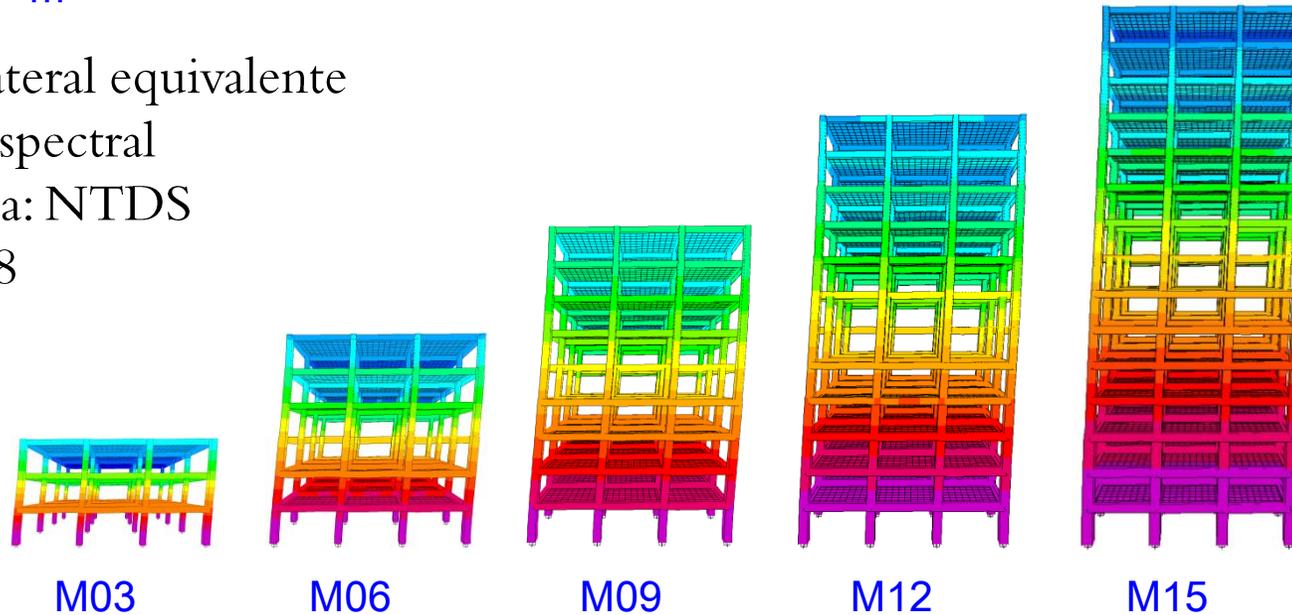
# 1. Preparativos

## 1.3 Modelos de edificios índices



☐ MODELOS PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL

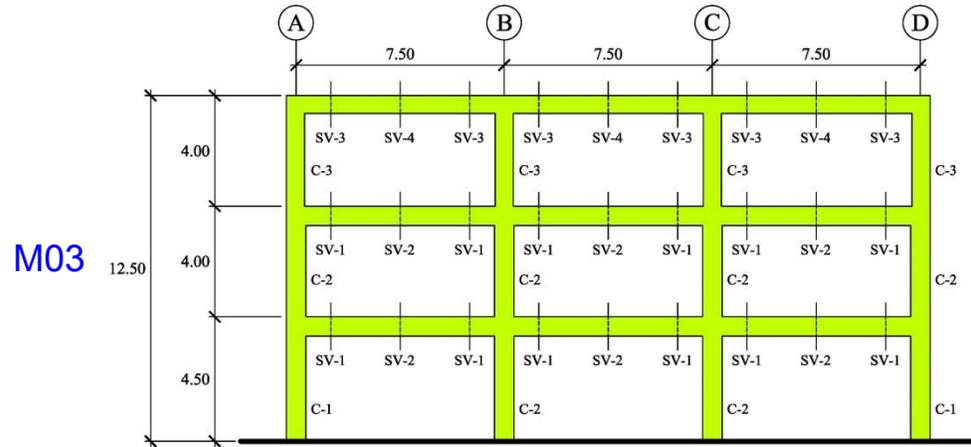
- Análisis fuerza lateral equivalente
- Análisis modal espectral
- Demanda sísmica: NTDS
- Diseño: ACI-318



☐ MODELOS DEFORMADOS

# 1. Preparativos

## 1.4 Detallamientos



M03

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)		

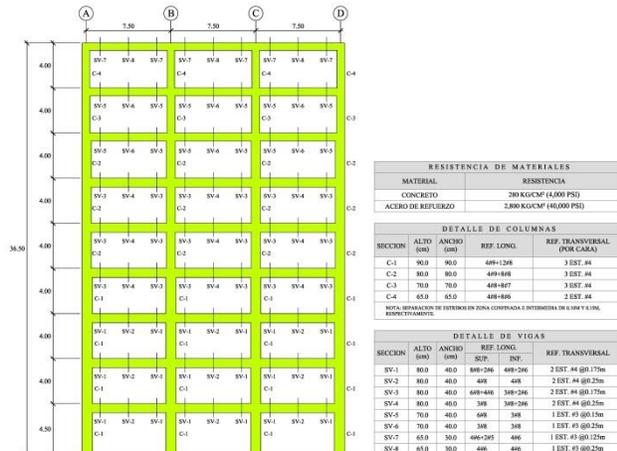
  

DETALLE DE COLUMNAS					
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.		REF. TRANSVERSAL (POR CARA)
			SUP.	INF.	
C-1	80.0	80.0	4#8-8#8		3 EST. #4
C-2	70.0	70.0	4#8-8#7		3 EST. #4
C-3	65.0	65.0	4#8-8#6		2 EST. #4

DETALLE DE VIGAS					
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.		REF. TRANSVERSAL (POR CARA)
			SUP.	INF.	
SV-1	80.0	40.0	4#8-2#8	1 EST. #3 @0.15m	
SV-2	80.0	40.0	4#8-2#8	1 EST. #3 @0.15m	
SV-3	70.0	40.0	4#8-2#8	1 EST. #3 @0.15m	
SV-4	65.0	30.0	4#8-2#8	1 EST. #3 @0.15m	

M06



M09

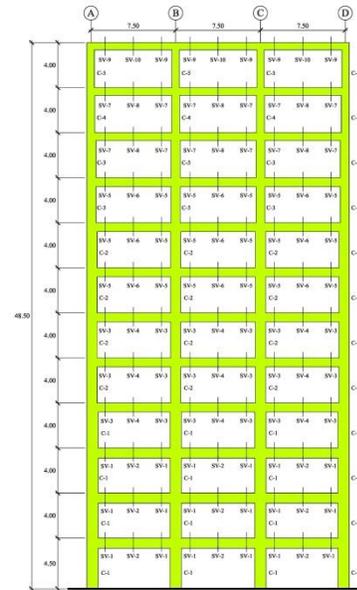
RESISTENCIA DE MATERIALES				
MATERIAL		RESISTENCIA		
CONCRETO		280 KG/CM <sup>2</sup> (4,000 PSI)		
ACERO DE REFUERZO		2,800 KG/CM <sup>2</sup> (40,000 PSI)		

DETALLE DE COLUMNAS					
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.		REF. TRANSVERSAL (POR CARA)
			SUP.	INF.	
C-1	80.0	80.0	4#8-2#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

DETALLE DE VIGAS					
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.		REF. TRANSVERSAL (POR CARA)
			SUP.	INF.	
SV-1	80.0	40.0	4#8-2#8	2 EST. #4 @0.15m	
SV-2	80.0	40.0	4#8-2#8	2 EST. #4 @0.15m	
SV-3	70.0	40.0	4#8-2#8	2 EST. #4 @0.15m	
SV-4	65.0	30.0	4#8-2#8	2 EST. #4 @0.15m	



M12

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)
			SUP.	INF.	
C-1	90.0	100.0	10#8		3 EST. + 1 GRAPA #4
C-2	90.0	90.0	4#8-2#8		3 EST. #4
C-3	90.0	80.0	4#8-8#8		3 EST. #4
C-4	70.0	70.0	4#8-8#7		3 EST. #4
C-5	65.0	65.0	4#8-8#6		2 EST. #4

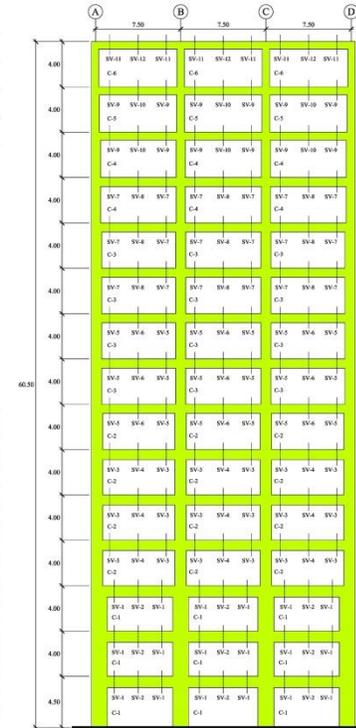
DETALLE DE VIGAS					
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.		REF. TRANSVERSAL (POR CARA)
			SUP.	INF.	
SV-1	90.0	45.0	10#8	2 EST. #4 @0.15m	
SV-2	90.0	45.0	5#8	2 EST. #4 @0.15m	
SV-3	80.0	40.0	10#8	6#8	2 EST. #4 @0.15m
SV-4	80.0	40.0	4#8	4#8	2 EST. #4 @0.15m
SV-5	80.0	40.0	6#8-4#8	3#8-2#8	2 EST. #4 @0.15m
SV-6	80.0	40.0	3#8	3#8-2#8	2 EST. #4 @0.15m
SV-7	70.0	40.0	6#8	3#8	1 EST. #3 @0.15m
SV-8	70.0	40.0	3#8	3#8	1 EST. #3 @0.15m
SV-9	65.0	30.0	4#8-2#8	4#8	1 EST. #3 @0.15m
SV-10	65.0	30.0	4#8	4#8	1 EST. #3 @0.15m

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)
			SUP.	INF.	
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 (POR CARA)
			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



M15

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)
			SUP.	INF.	
C-1	140.0	140.0	16#8		3 EST. #5
C-2	100.0	100.0	10#8		3 EST. + 1 GRAPA #4
C-3	90.0	90.0	4#8-2#8		3 EST. #4
C-4	90.0	80.0	4#8-8#8		3 EST. #4
C-5	70.0	70.0	4#8-8#7		3 EST. #4
C-6	65.0	65.0	4#8-8#6		2 EST. #4

DETALLE DE VIGAS					
SECCION	ALTO (cm)	ANCHO (cm)	REF. LONG.		REF. TRANSVERSAL (POR CARA)
			SUP.	INF.	
SV-1	100.0	50.0	10#8	5#8-4#8	2 EST. #4 @0.15m
SV-2	100.0	50.0	5#8	5#8	2 EST. #4 @0.20m
SV-3	90.0	45.0	10#8	5#8-4#8	2 EST. #4 @0.15m
SV-4	90.0	45.0	5#8	5#8	2 EST. #4 @0.225m
SV-5	90.0	40.0	10#8	6#8	2 EST. #4 @0.15m
SV-6	80.0	40.0	4#8	4#8	2 EST. #4 @0.25m
SV-7	80.0	40.0	6#8-4#8	3#8-2#8	2 EST. #4 @0.175m
SV-8	80.0	40.0	3#8	3#8-2#8	2 EST. #4 @0.25m
SV-9	70.0	40.0	6#8	3#8	2 EST. #3 @0.15m
SV-10	70.0	40.0	3#8	3#8	2 EST. #3 @0.15m
SV-11	65.0	30.0	4#8-2#8	4#8	1 EST. #3 @0.125m
SV-12	65.0	30.0	4#8	4#8	1 EST. #3 @0.25m

160

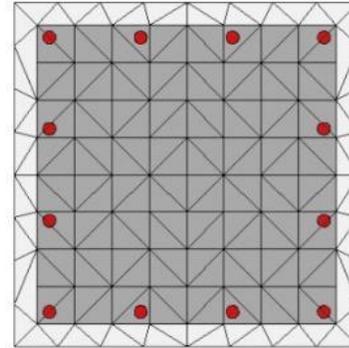
# 1. Preparativos

## 1.5 MODELOS NO LINEALES

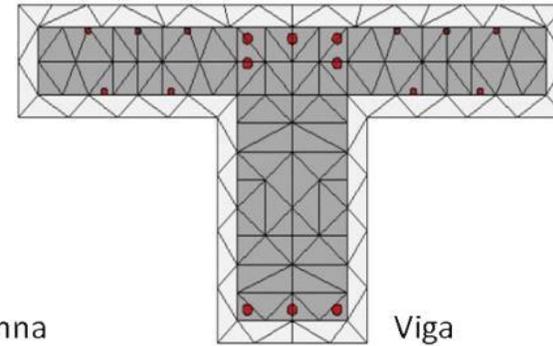
Estáticos ([MENL](#)) y dinámicos ([MDNL](#)), mediante el software *SeismoStruct*.

- Software *SeismoStruct*:

- No linealidad geométrica
- Inelasticidad de los materiales
- Modelo basado en fibras



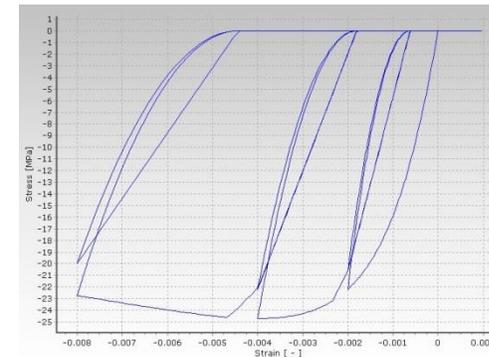
Columna



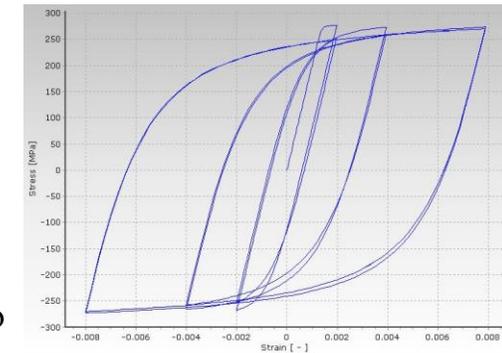
Viga

- Modelos constitutivos de los materiales:

- Modelo no lineal de *Mander* para concreto
- Modelo de *Menegotto-Pinto* para acero de refuerzo

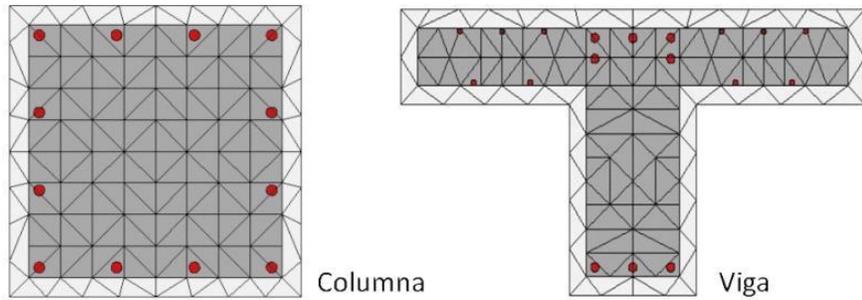


Concreto



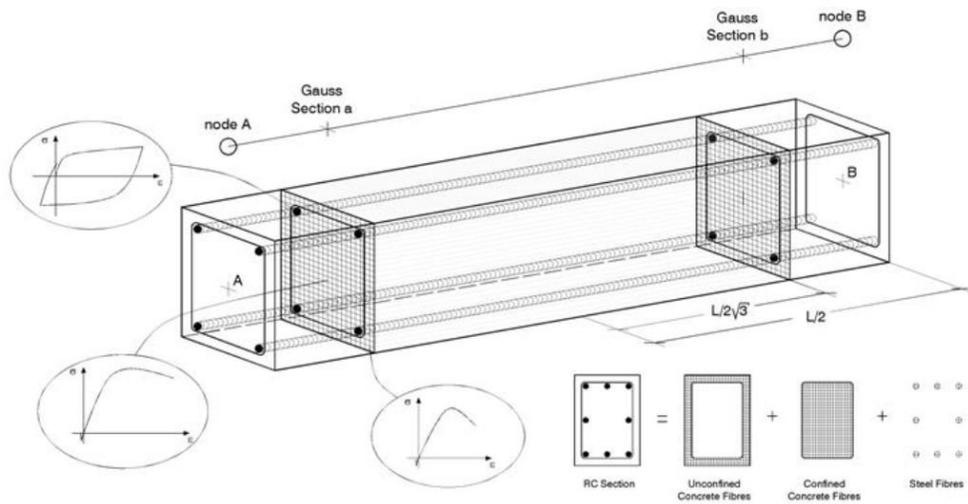
Acero

# Modelo basado en fibras

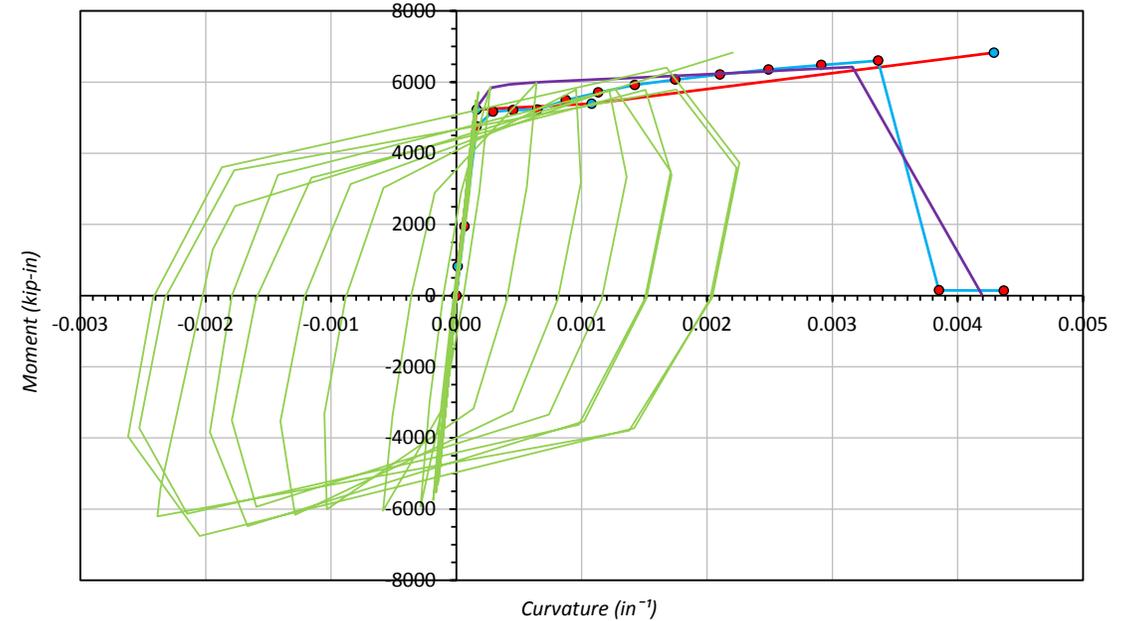


Columna

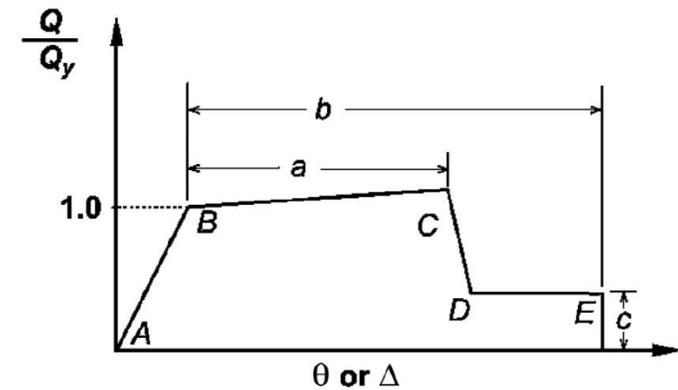
Viga



Discretisation of a typical reinforced concrete cross-section

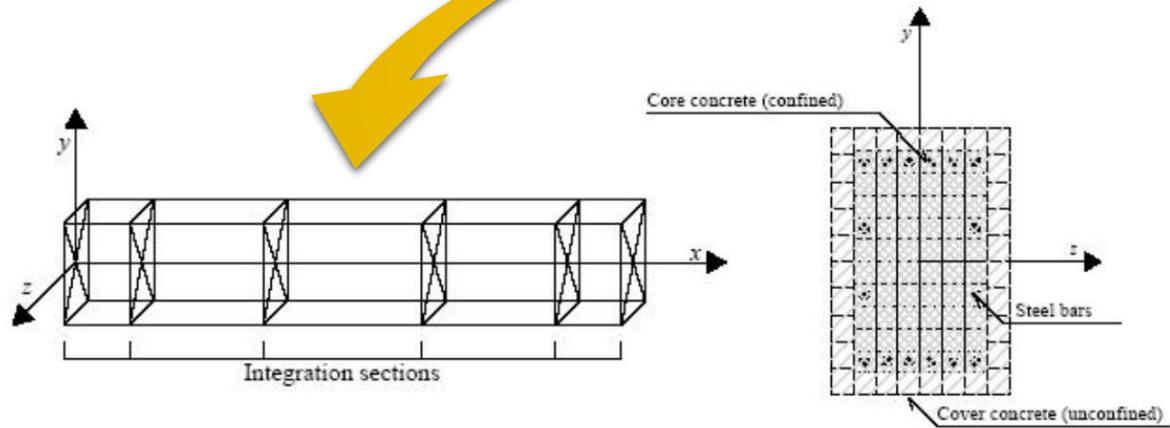


Manual ó ASCE 41    Sap2000    SeismoStruct    Acelerograma

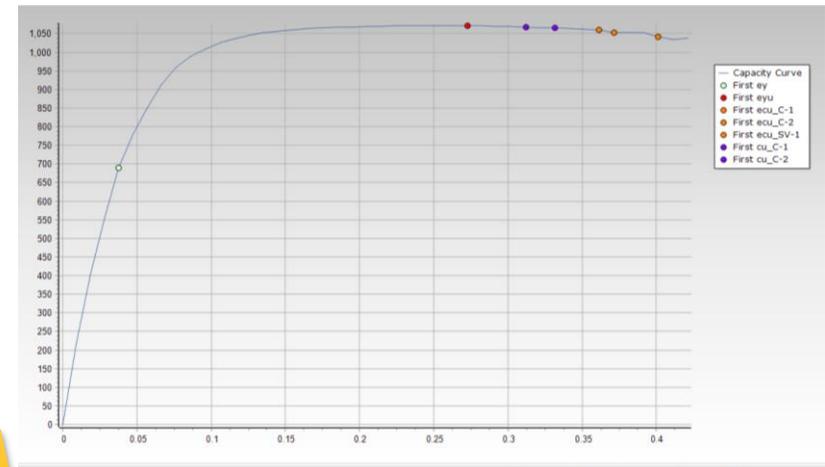
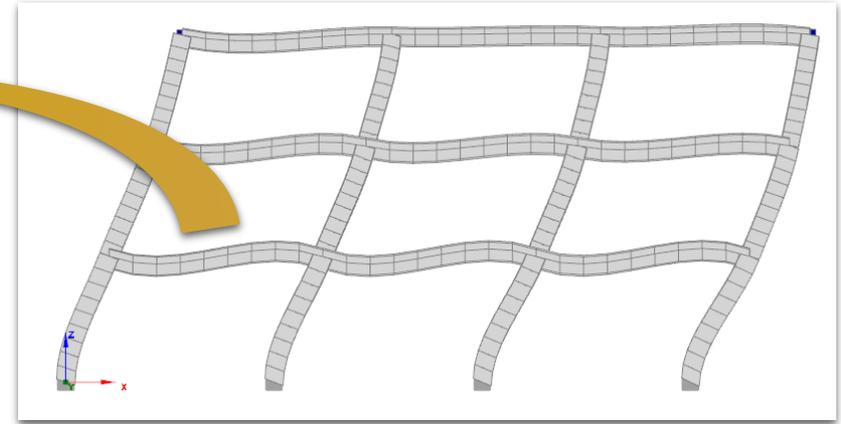


# 1. Preparativos

## No linealidad geométrica

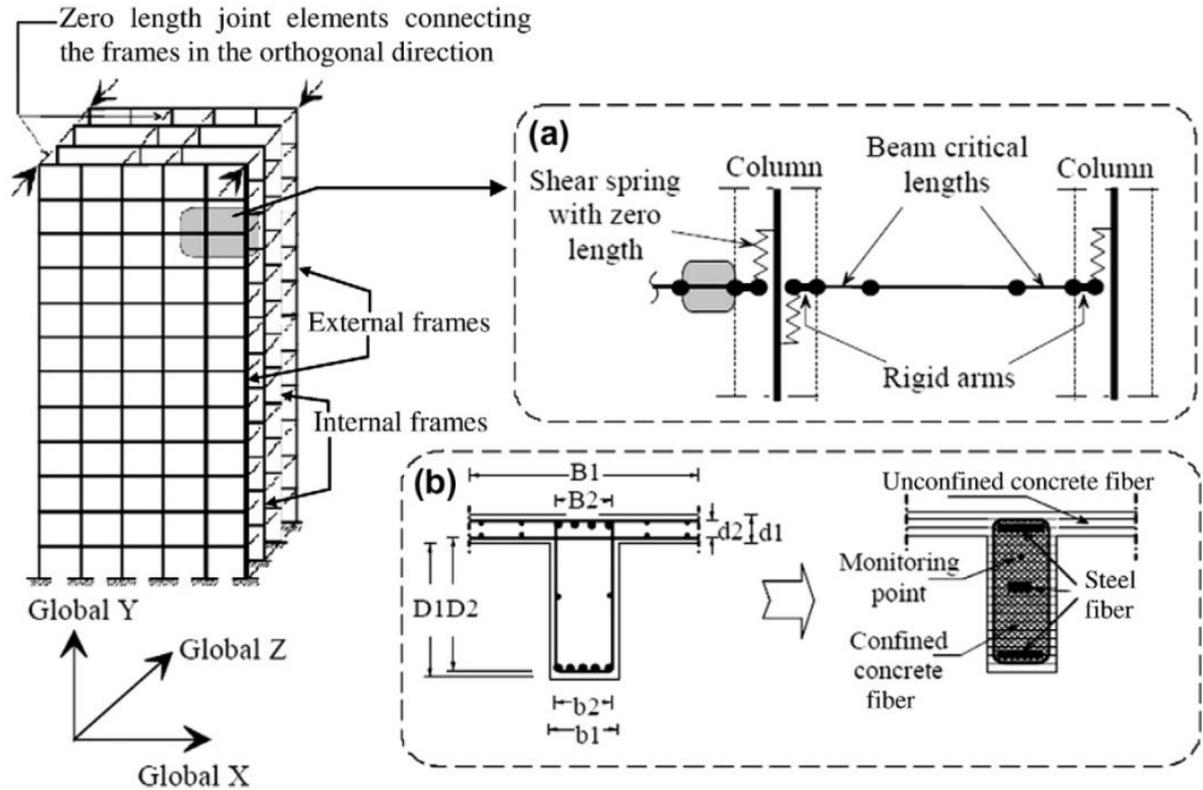


Gauss-Lobatto integration sections



# 1. Preparativos

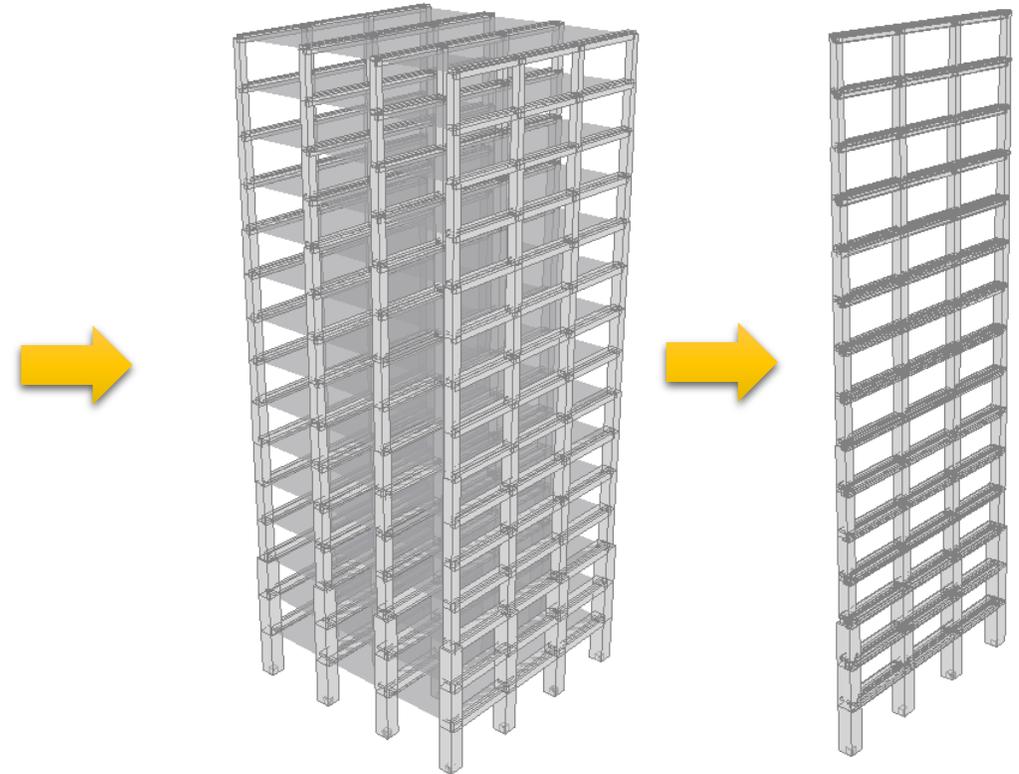
## Modelo analítico



Elnashai & Mwafy

[1]

[1]: Jeong, Mwafy, Elnashai. *Probabilistic seismic performance assessment of code-compliant multi-story RC buildings*. Engineering Structures 34 (2012) 527–537.

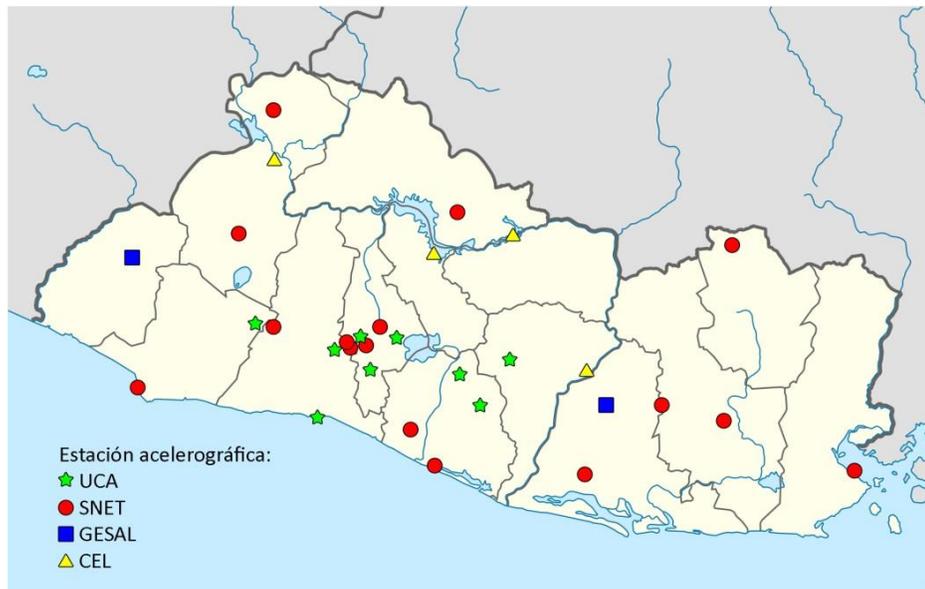


SeismoStruct

# 1. Preparativos

## 1.6 DEMANDA SISMICA

Sismos en evaluación:



No	Evento	Magnitud	Datos de interés	Red	No de estaciones
1	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
2	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
3	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
4	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
5	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
6	10 de Abril de 2017	$M_l = 4.8^a$	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-October-27)

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

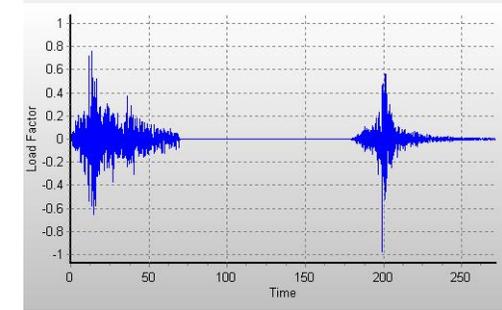
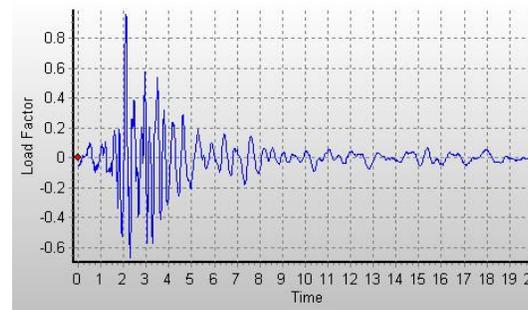
d: Resumen de corrección de acelerogramas (CIG) (2001-Junio-15)

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

## Selección de registros y secuencias:

Red	Evento	Estación	Dirección:				Dirección:			
			PGA	Intensidad de Arias	Aceleración máxima espectral	Periodo pred.	PGA	Intensidad de Arias	Aceleración máxima espectral	Periodo pred.
			[cm/seg <sup>2</sup> ]	[m/seg]	[g]	[seg]	[cm/seg <sup>2</sup> ]	[m/seg]	[g]	[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
	13-Jan-01	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	1.36	1.38	0.48	408.8	1.22	1.13	0.56
		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	
	Presas 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	
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	1.63	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	

No	Código	Nombre	Estación	Fuente
1	FC1	101086_IG	Instituto Geográfico Nacional	Cercana
2	FC2	101086_CI	Centro de Investigaciones Geotécnicas	
3	FC3	130201_OB	Observatorio Sismológico	
4	FC4	100417_CR	Hotel Crowne Plaza	
5	FL1	190682_DI	Observatorio Sismológico	Lejana
6	FL2	130101_ST	Santa Tecla	
7	FL3	130101_SM	Santiago de María	
8	FL4	130101_AR	Unidad de Salud de Armenia	
9	SS1	101086_IG + 190682_DI		Cercana + lejana
10	SS2	130201_OB + 130101_AR		
11	SS3	190682_DI + 101086_IG		Lejana + cercana
12	SS4	130101_AR + 130201_OB		



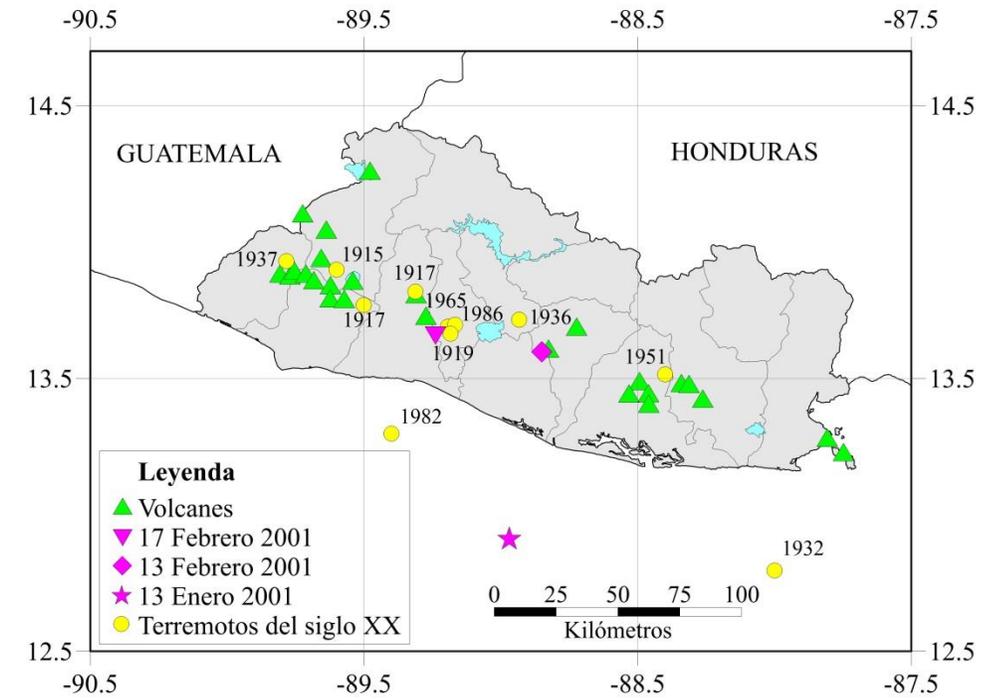
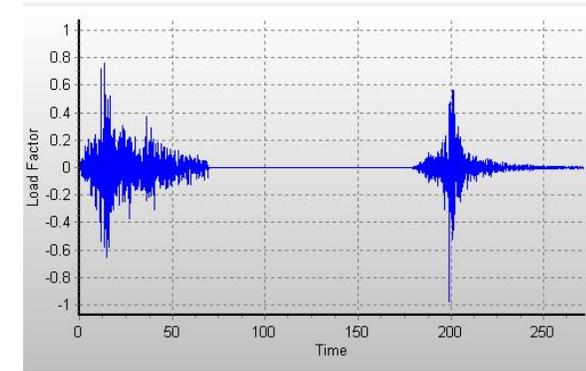
5 modelos \* 12 acelerogramas = 60 modelos IDA

# 1. Preparativos

Secuencias de sismos o sismos sucesivos:

[2]:

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

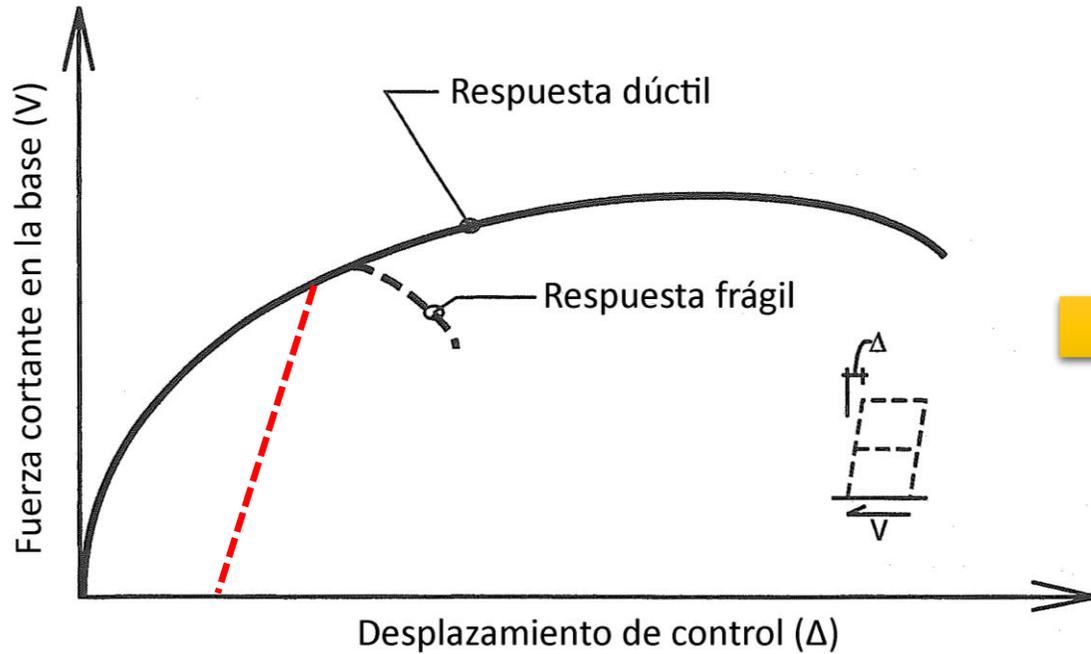


[2]: Actualizado de Benito, B., Cepeda, J., & Martínez Díaz, J. (2004). *Analysis of the spatial and temporal distribution of the 2001 earthquakes in El Salvador*. Geological Society of America, Special Paper 375, 339-356.

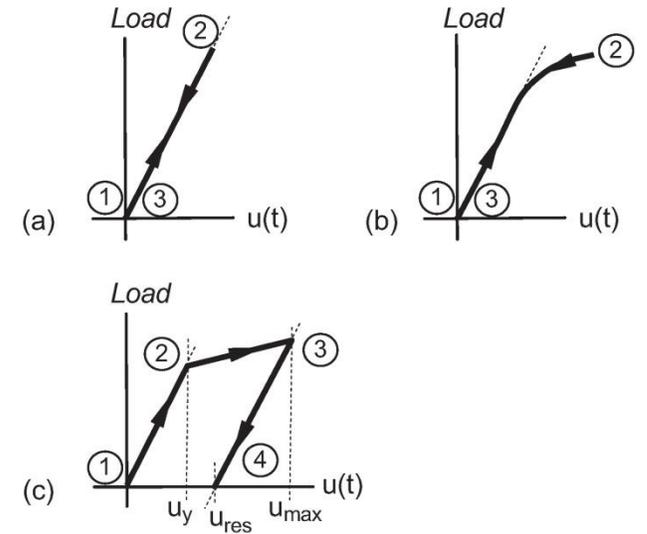
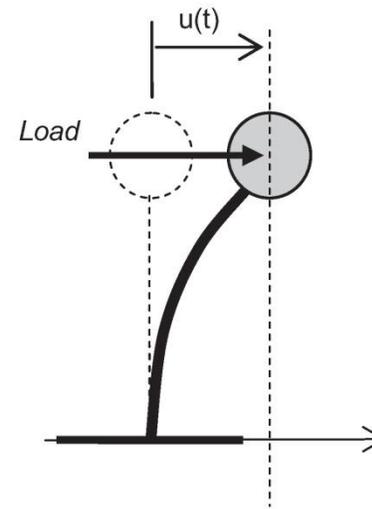
# 1. Preparativos

## 1.7 Análisis efectuados

### Análisis estático no lineal (AENL)



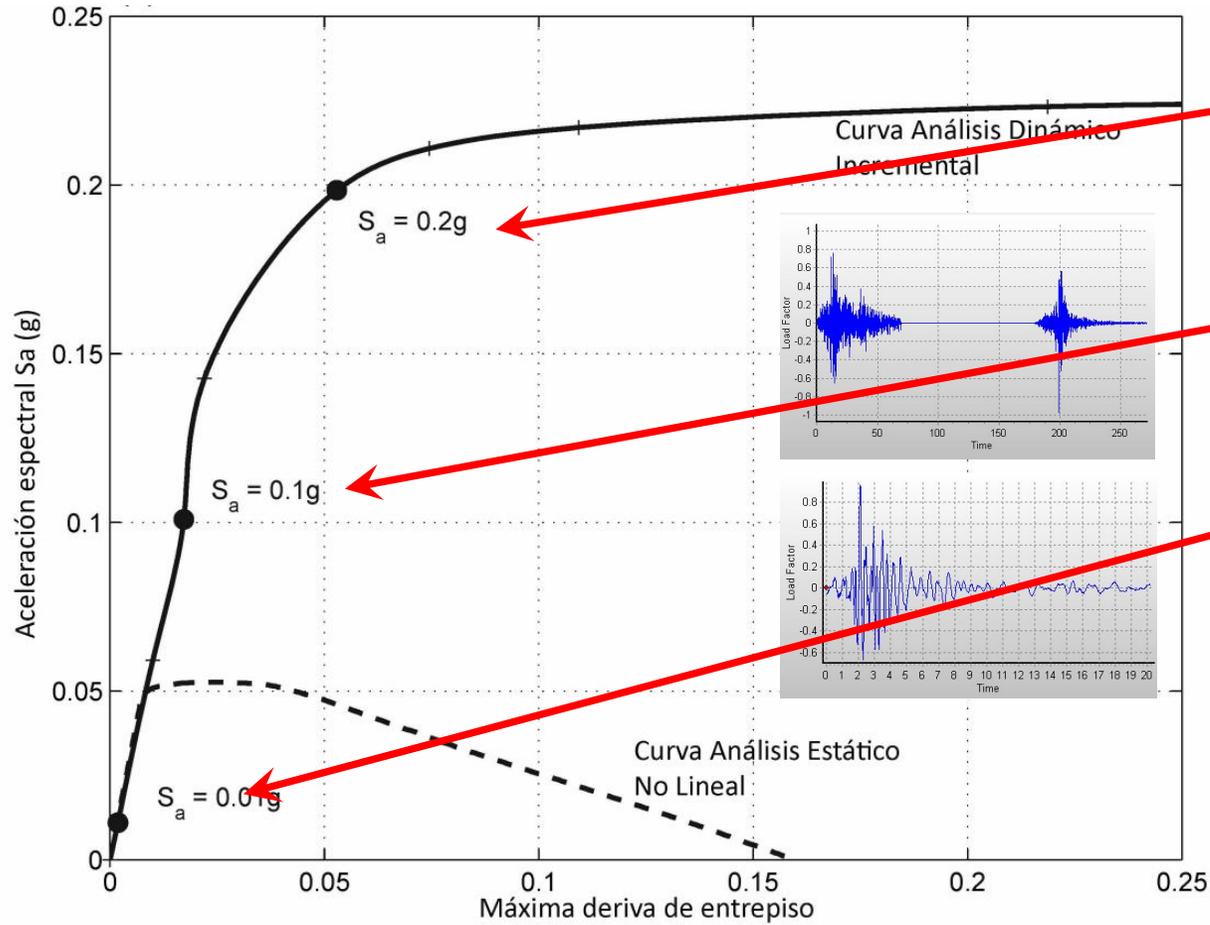
(AENL)



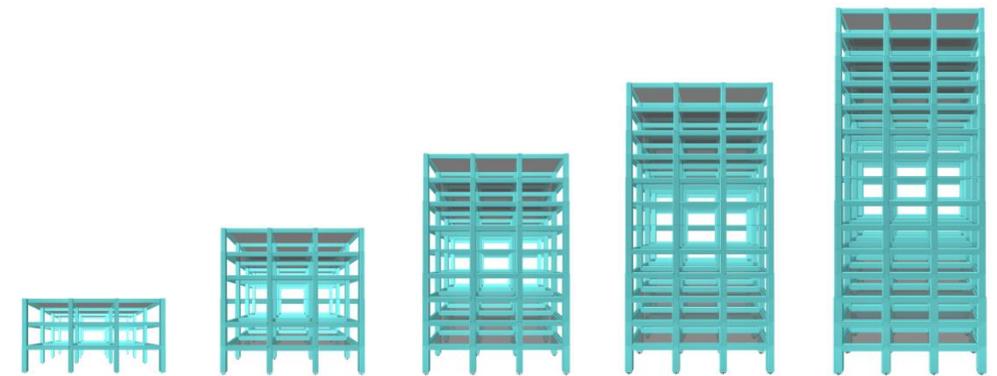
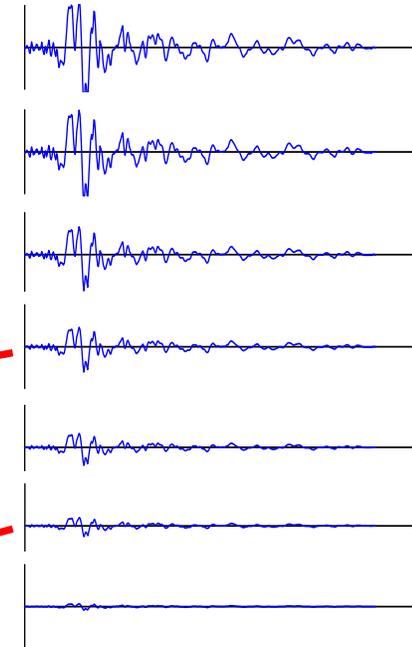
Load–displacement response of a (a) linear elastic, (b) nonlinear elastic, and (c) an inelastic system.

# 1. Preparativos

## Análisis dinámico incremental no lineal (ida)



(ADINL)



M03

M06

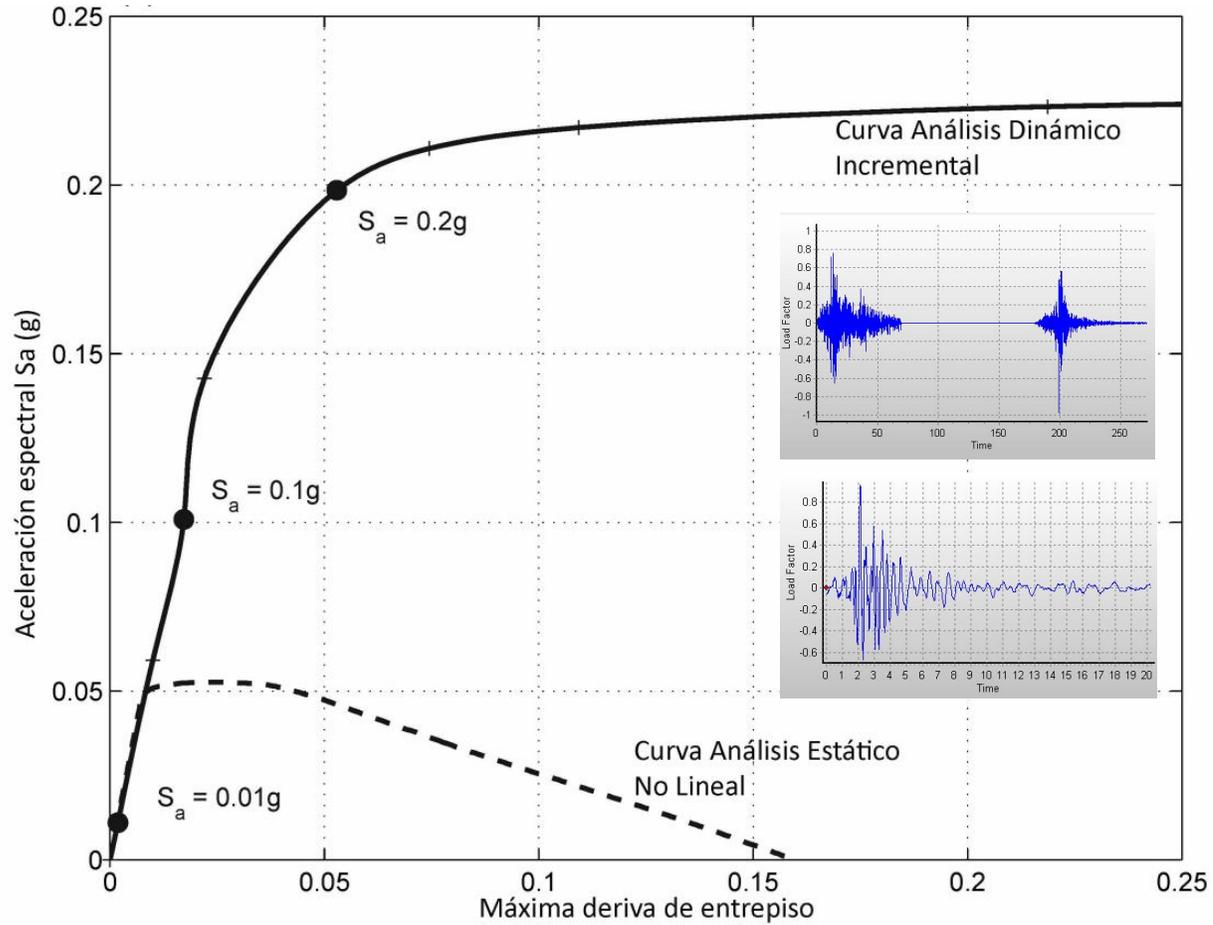
M09

M12

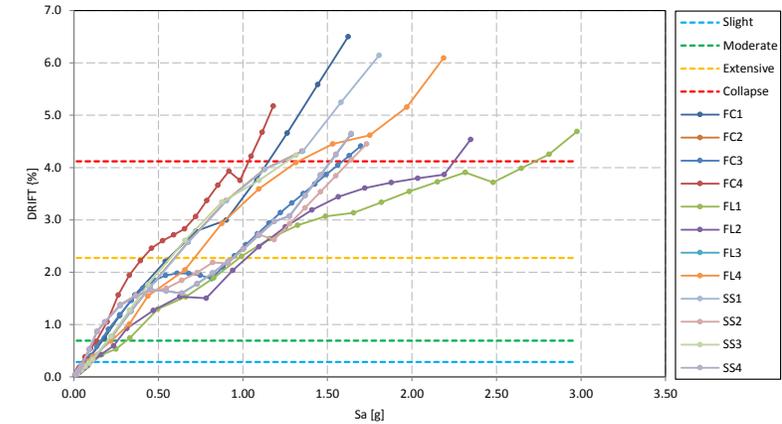
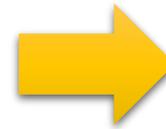
M15

# 1. Preparativos

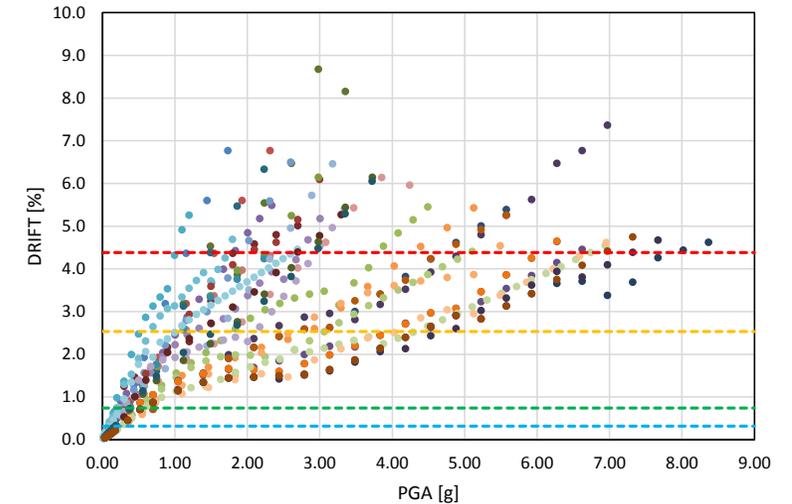
## Análisis dinámico incremental no lineal (IDA)



(ADINL)



Curvas ida por modelo



Nube de puntos para todos los modelos

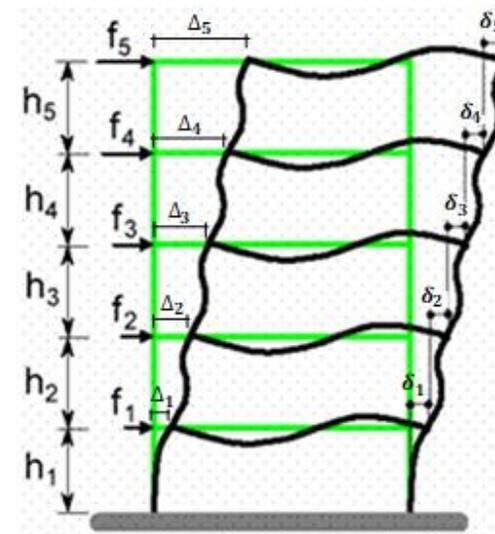
### 2. Curvas de fragilidad

#### 2.1 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.

$$\delta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i}$$



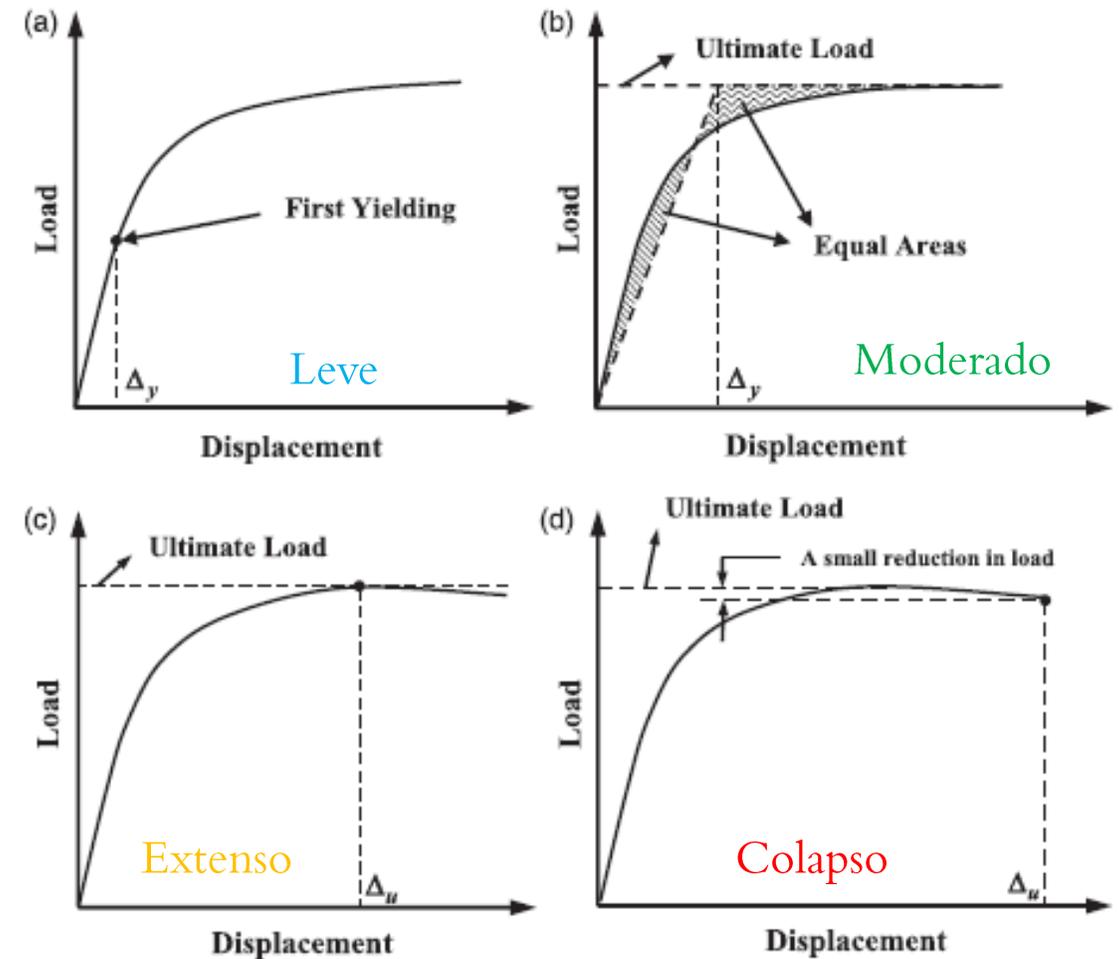
## 2. Curvas de fragilidad

### 2.2 Limites de estado de daño

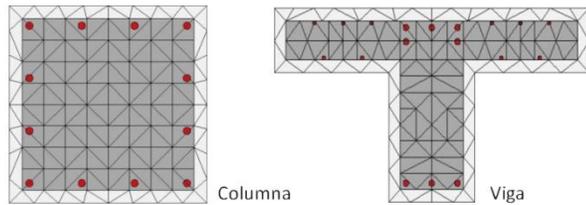
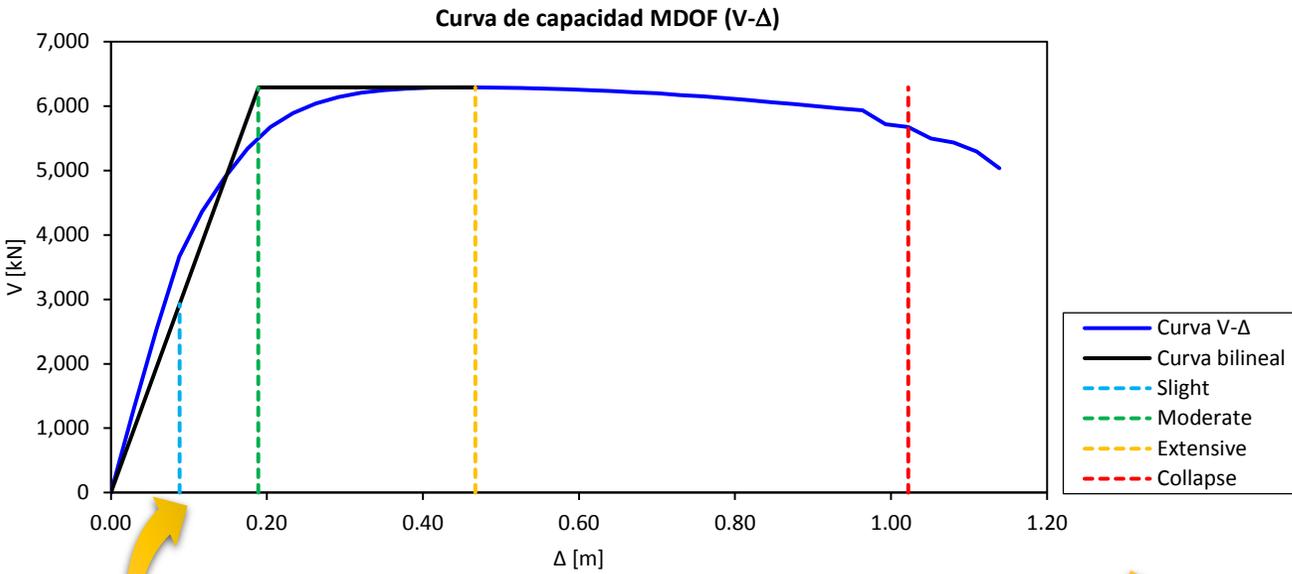
Dado que el parámetro indicador de daño elegido es la deriva de entrepiso, es necesario emplear una definición concordante para los umbrales de cada uno de los estados de daño que se considerarán para evaluar el desempeño sísmico de las estructuras.

Para este caso en particular se empleará aquella mostrada en [3].

[3]: 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.



## 2. Curvas de fragilidad

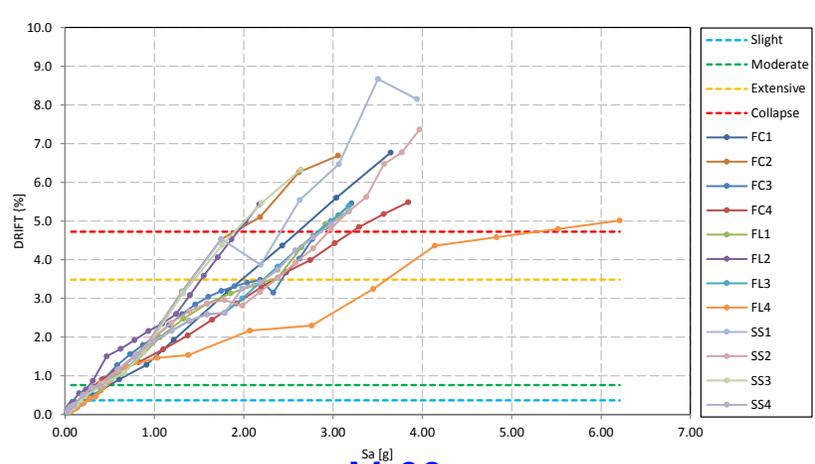


- **Leve** (desplazamiento de primera fluencia)
- **Moderado** (desplazamiento de fluencia global)
- **Extenso** (desplazamiento del máximo cortante)
- **Colapso** (desplazamiento de caída de la curva un 10%)

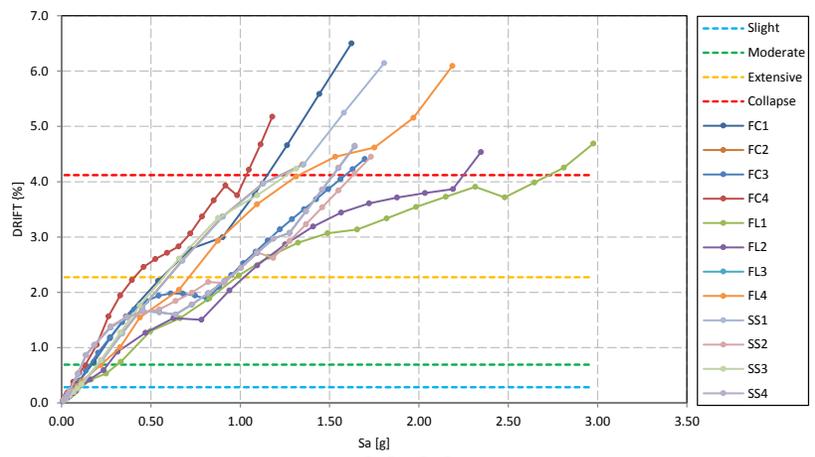
ESTADO	M03, M06, M09 DERIVA (%)	M12, M15 DERIVA (%)
<b>SLIGHT</b>	0.318	0.333
<b>MODERATE</b>	0.739	0.785
<b>EXTENSIVE</b>	2.534	-
<b>COLLAPSE</b>	4.384	1.561

# 2. Curvas de fragilidad

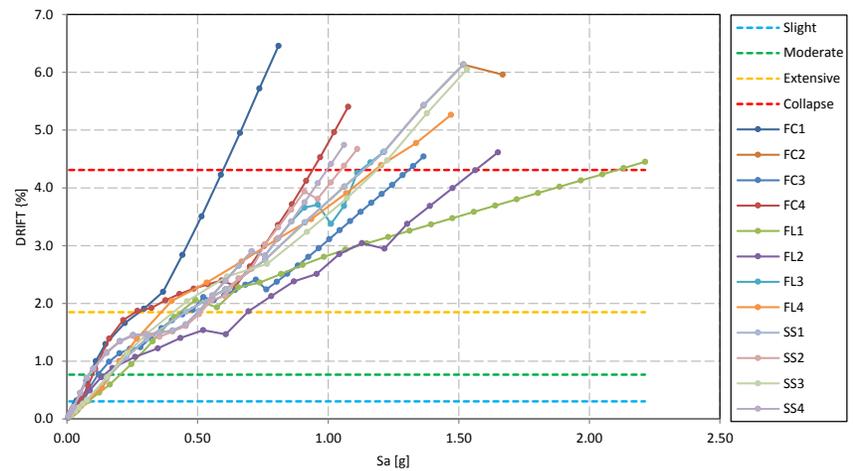
## 2.3 Análisis dinámico incremental no lineal (IDA)



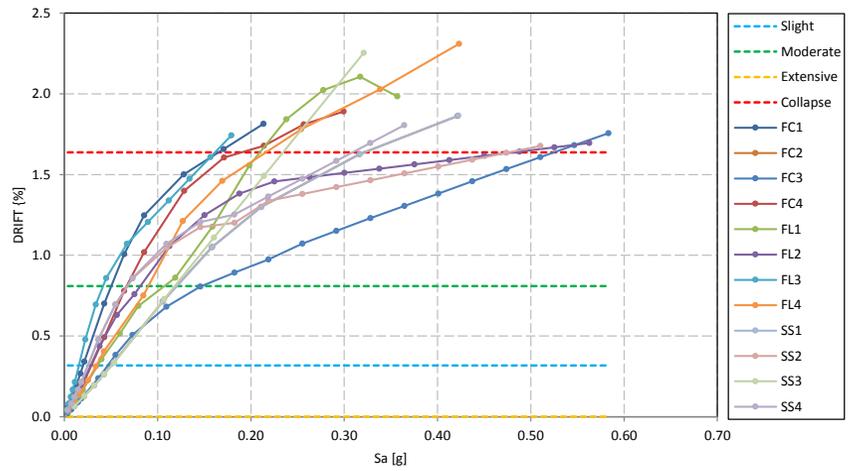
M-03



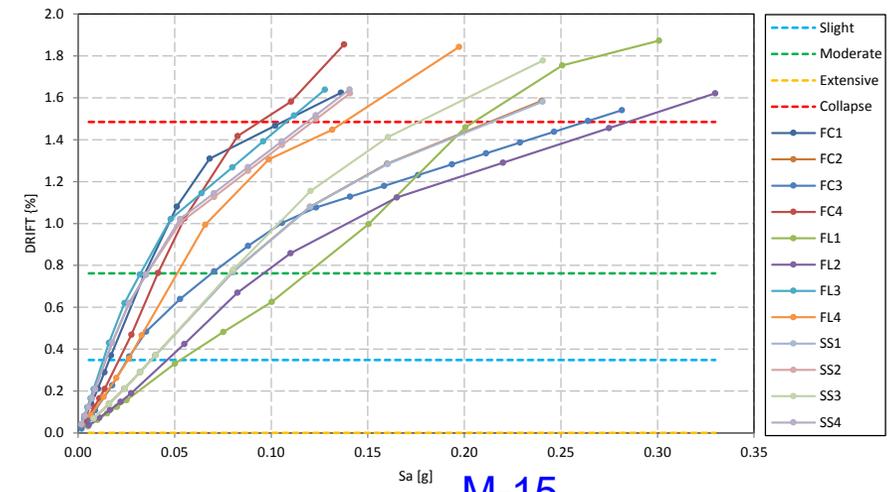
M-06



M-09

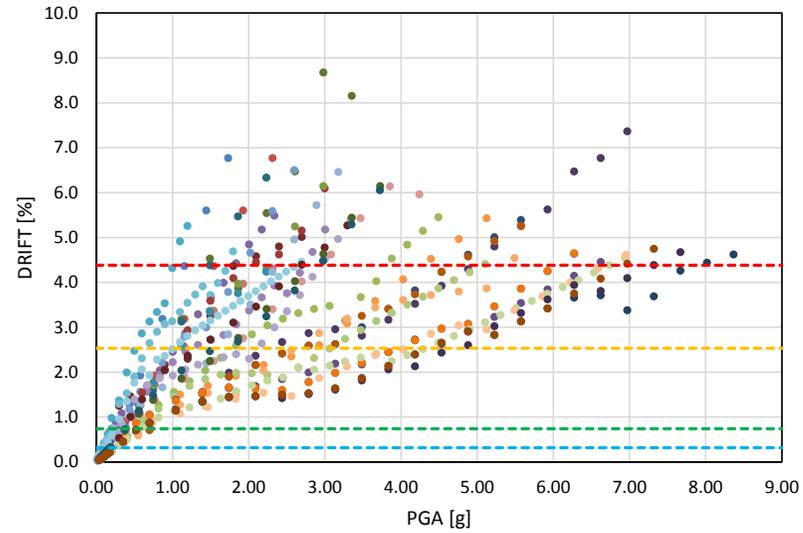
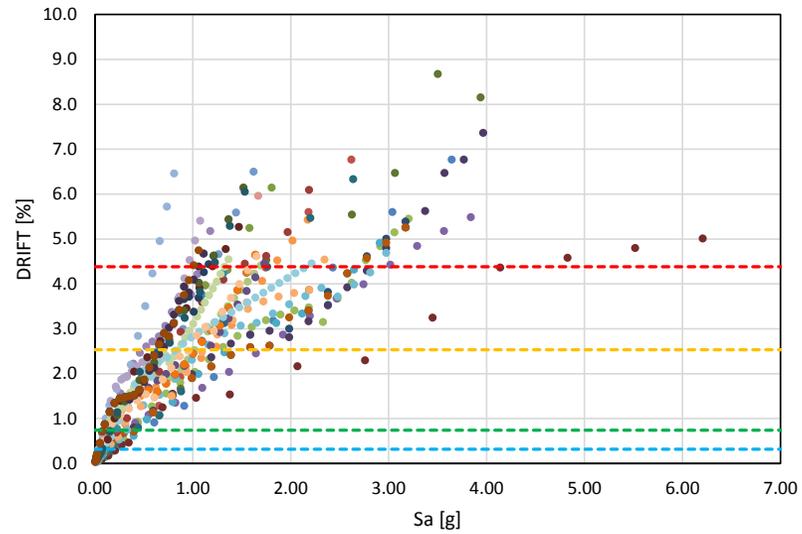


M-12

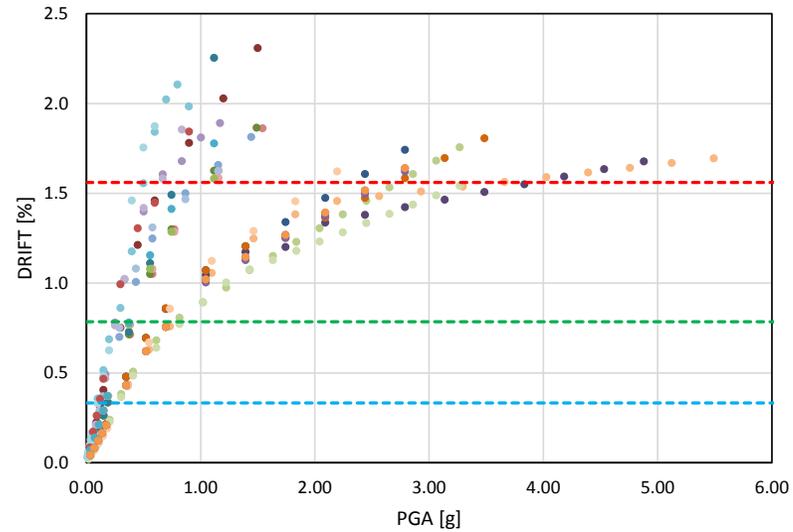
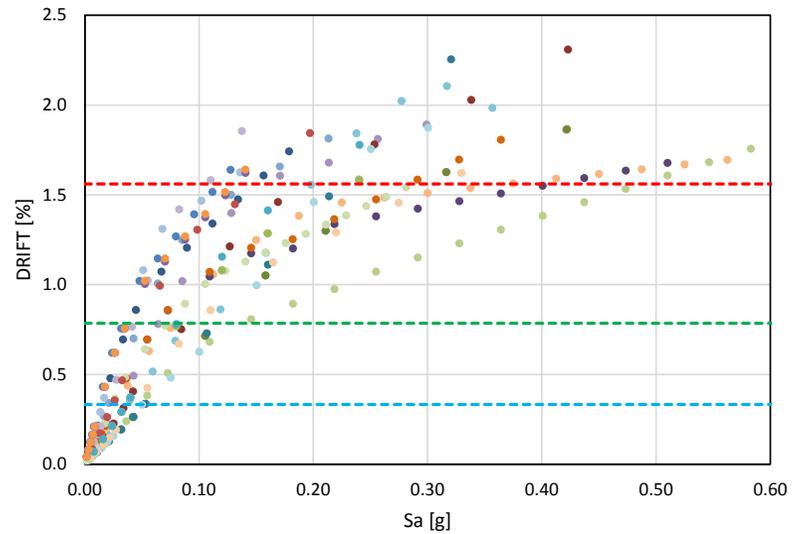


M-15

## 2. Curvas de fragilidad



Conjunto de datos para modelos: [M03](#), [M06](#) y [M09](#) para: Sa (izquierda) y PGA (derecha)



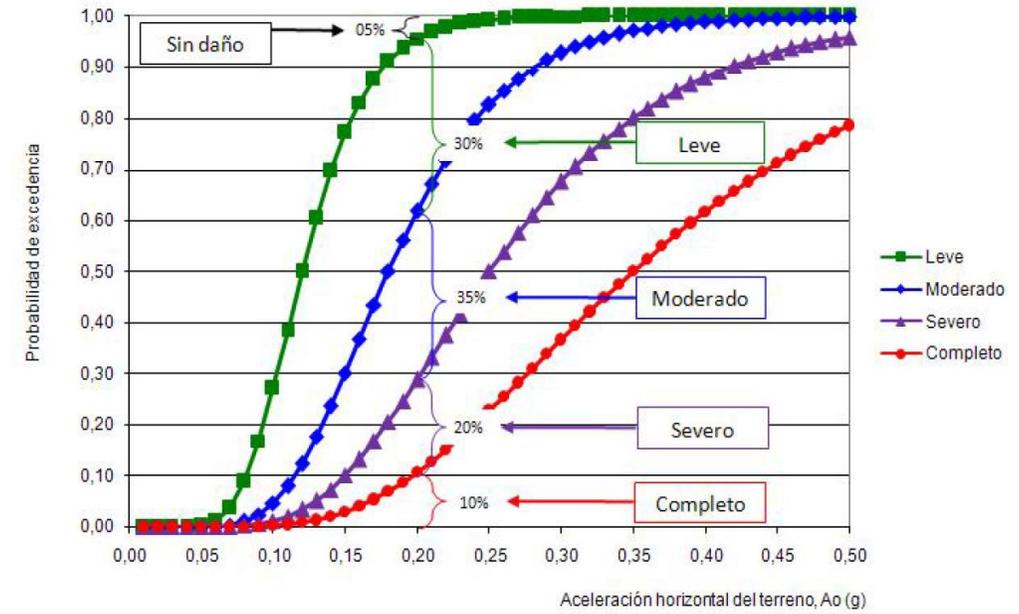
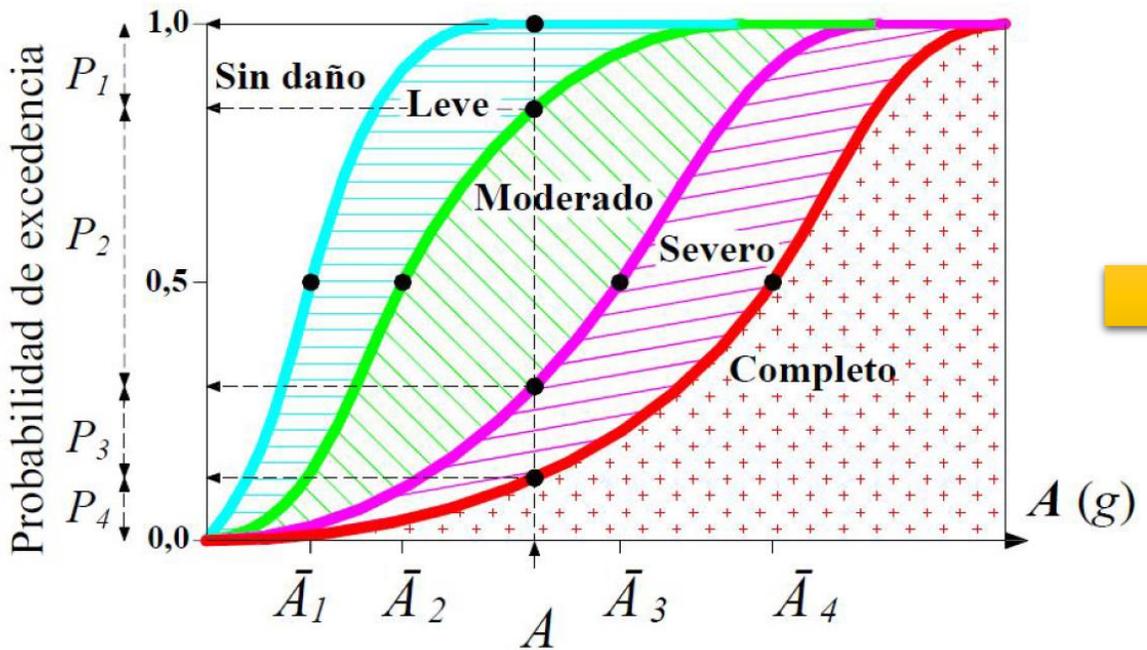
Conjunto de datos para modelos: [M12](#) y [M15](#) para: Sa (izquierda) y PGA (derecha)

### 2.4 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.

## 2. Curvas de fragilidad



Representación de la curva de fragilidad

Probabilidad de ocurrencia por estado de daño



Sin daño      Leve      Moderado      Severo      Completo

### 2.5 Mediana ( $\theta$ ) y desviación estándar ( $\beta$ )

Obtenidos los datos del análisis dinámico no lineal incremental (IDA) 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 ( $\theta$ ) y la dispersión ( $\beta$ ) 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 1 y 2, según lo sugerido por [Ibarra y Krawinkler \(2005\)](#):

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

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

Donde:

$n$  es el número de sismos considerados

$IM_i$  es el valor de la medida de intensidad (aceleración espectral  $S_a$  ó PGA según sea el caso de interés) asociado con el nivel de daño en consideración para el  $i$ -ésimo evento sísmico

## 2. Curvas de fragilidad

### 2.6 Procesamiento: (m03, m06, m09) (1 registro)

Limit State	Modelo	$S_{a(T_1)}$	EVENTOS SISMICOS								$\sum \ln(IM)$	$\left(\sum \ln(IM) - n \ln \theta\right)^2$
			FC1	FC2	FC3	FC4	FL1	FL2	FL3	FL4		
Slight	M03	IM (g)	0.206	0.157	0.179	0.145	0.209	0.080	0.144	0.218		
		ln (IM)	-1.580	-1.852	-1.718	-1.932	-1.563	-2.529	-1.935	-1.524		
	M06	IM (g)	0.082	0.108	0.082	0.055	0.116	0.117	0.060	0.092		
		ln (IM)	-2.499	-2.226	-2.502	-2.903	-2.158	-2.147	-2.818	-2.385		
	M09	IM (g)	0.037	0.074	0.055	0.052	0.083	0.060	0.037	0.078		
		ln (IM)	-3.301	-2.600	-2.893	-2.963	-2.487	-2.806	-3.286	-2.553		
Moderate	M03	IM (g)	0.475	0.382	0.359	0.316	0.445	0.284	0.521	0.602		
		ln (IM)	-0.744	-0.963	-1.024	-1.153	-0.809	-1.259	-0.652	-0.507		
	M06	IM (g)	0.180	0.217	0.162	0.145	0.330	0.301	0.123	0.240		
		ln (IM)	-1.714	-1.527	-1.818	-1.932	-1.108	-1.200	-2.097	-1.426		
	M09	IM (g)	0.082	0.159	0.115	0.097	0.198	0.134	0.081	0.168		
		ln (IM)	-2.499	-1.837	-2.166	-2.334	-1.622	-2.006	-2.517	-1.782		
Extensive	M03	IM (g)	1.488	1.127	1.249	1.703	1.361	1.212	1.422	3.632		
		ln (IM)	0.397	0.120	0.222	0.532	0.308	0.192	0.352	1.290		
	M06	IM (g)	0.599	0.664	1.026	0.490	1.097	1.099	1.035	0.795		
		ln (IM)	-0.513	-0.409	0.026	-0.713	0.092	0.094	0.034	-0.230		
	M09	IM (g)	0.415	0.700	0.878	0.727	0.832	0.959	0.612	0.602		
		ln (IM)	-0.879	-0.357	-0.130	-0.319	-0.184	-0.042	-0.491	-0.507		
Collapse	M03	IM (g)	2.441	1.656	2.713	2.994	2.659	1.815	2.658	4.205		
		ln (IM)	0.892	0.504	0.998	1.097	0.978	0.596	0.978	1.436		
	M06	IM (g)	1.193	1.399	1.687	1.113	2.862	2.446	1.580	1.465		
		ln (IM)	0.176	0.336	0.523	0.107	1.052	0.894	0.458	0.382		
	M09	IM (g)	0.605	1.170	1.327	0.950	2.162	1.585	1.164	1.200		
		ln (IM)	-0.503	0.157	0.283	-0.051	0.771	0.461	0.152	0.182		

Limit State	RD (%)	n	$\theta$	$\beta$
Slight	0.318	24	0.092	0.525
Moderate	0.739	24	0.217	0.590
Extensive	2.534	24	0.955	0.463
Collapse	4.384	24	1.709	0.447



$$\ln \theta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i$$

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



## 2. Curvas de fragilidad

### 2.7 Resultados de curvas de fragilidad: mediana ( $\theta$ ) y desviación estándar ( $\beta$ )

Parámetros estadísticos para las series de datos  $S_a(T_1)$  (Izq.) y PGA (Der.) para cada uno de los estados de daño:

1 registro

Estado de daño	M03, M06, M09		M12, M15	
	Mediana ( $\theta$ )	Desviación estándar ( $\beta$ )	Mediana ( $\theta$ )	Desviación estándar ( $\beta$ )
<b>SLIGHT</b>	0.092	0.525	0.029	0.446
<b>MODERATE</b>	0.217	0.590	0.069	0.461
<b>EXTENSIVE</b>	0.955	0.463	-	-
<b>COLLAPSE</b>	1.709	0.447	0.200	0.442

Estado de daño	M03, M06, M09		M12, M15	
	Mediana ( $\theta$ )	Desviación estándar ( $\beta$ )	Mediana ( $\theta$ )	Desviación estándar ( $\beta$ )
<b>SLIGHT</b>	0.0159	0.431	0.172	0.422
<b>MODERATE</b>	0.374	0.443	0.414	0.481
<b>EXTENSIVE</b>	1.646	0.624	-	-
<b>COLLAPSE</b>	2.946	0.580	1.201	0.717

Parámetros estadísticos para las series de datos  $S_a(T_1)$  (Izq.) y PGA (Der.) para cada uno de los estados de daño:

2 registros

Estado de daño	M03, M06, M09		M12, M15	
	Mediana ( $\theta$ )	Desviación estándar ( $\beta$ )	Mediana ( $\theta$ )	Desviación estándar ( $\beta$ )
<b>SLIGHT</b>	0.085	0.456	0.029	0.529
<b>MODERATE</b>	0.193	0.635	0.068	0.445
<b>EXTENSIVE</b>	0.848	0.287	-	-
<b>COLLAPSE</b>	1.547	0.332	0.222	0.396

Estado de daño	M03, M06, M09		M12, M15	
	Mediana ( $\theta$ )	Desviación estándar ( $\beta$ )	Mediana ( $\theta$ )	Desviación estándar ( $\beta$ )
<b>SLIGHT</b>	0.198	0.232	0.215	0.215
<b>MODERATE</b>	0.451	0.301	0.509	0.292
<b>EXTENSIVE</b>	1.979	0.661	-	-
<b>COLLAPSE</b>	3.609	0.579	1.652	0.627

## 2. Curvas de fragilidad

### 2.8 Curvas de fragilidad

Con los resultados de los parámetros estadísticos de las tablas precedentes ( $\theta$  y  $\beta$ ), es posible definir las ecuaciones de fragilidad de cada uno de los estados de daño empleando la Ecuación 3.

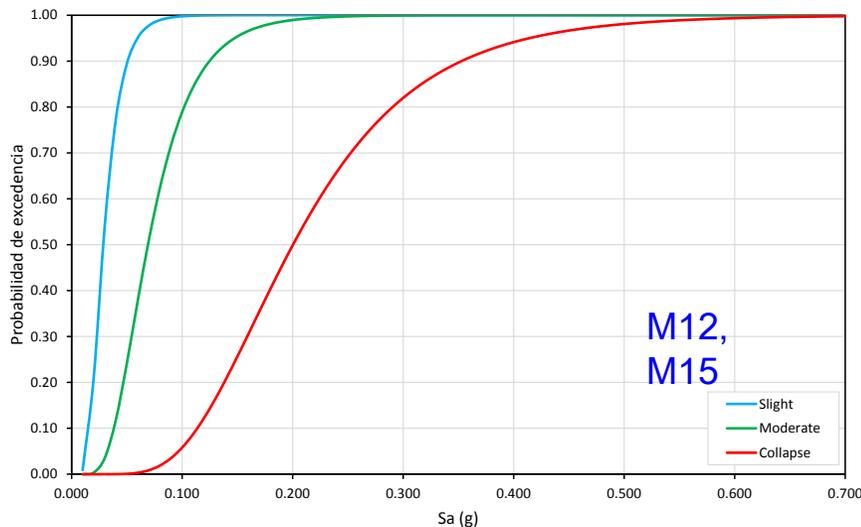
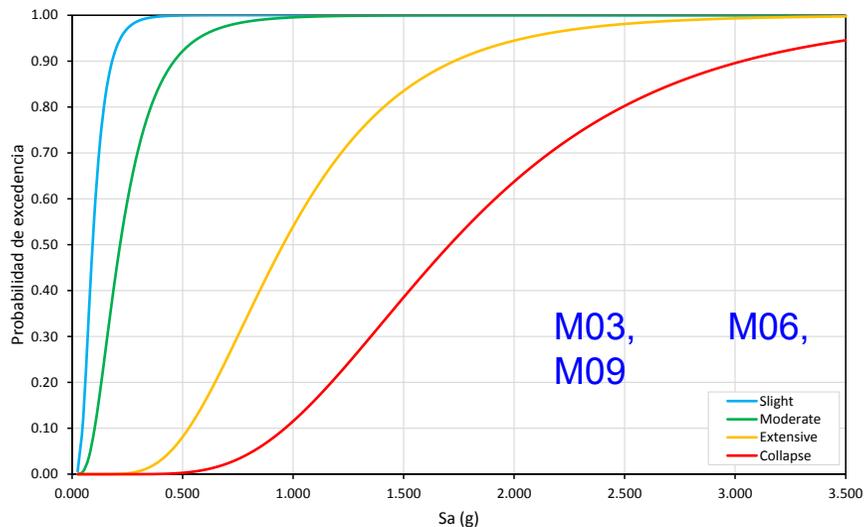
$$P[d \geq d_i] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{d_i}} \ln \left( \frac{IM}{IM_{d_i}} \right) \right] \quad (3)$$

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

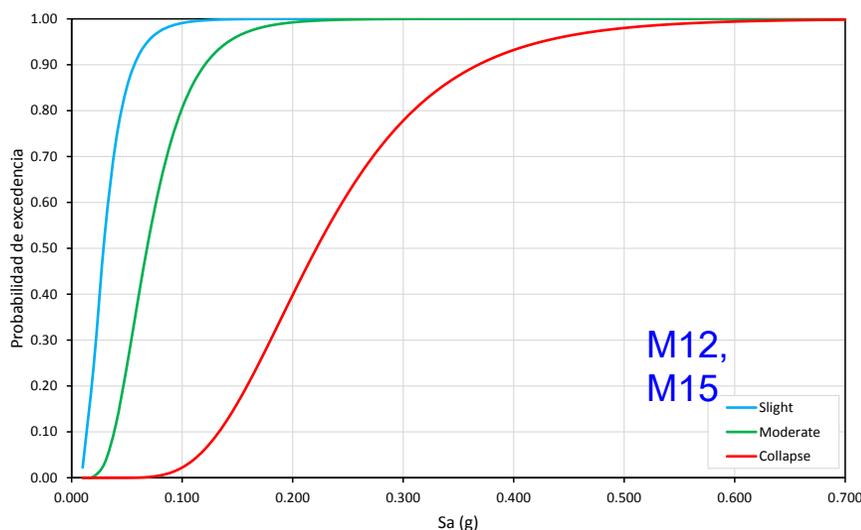
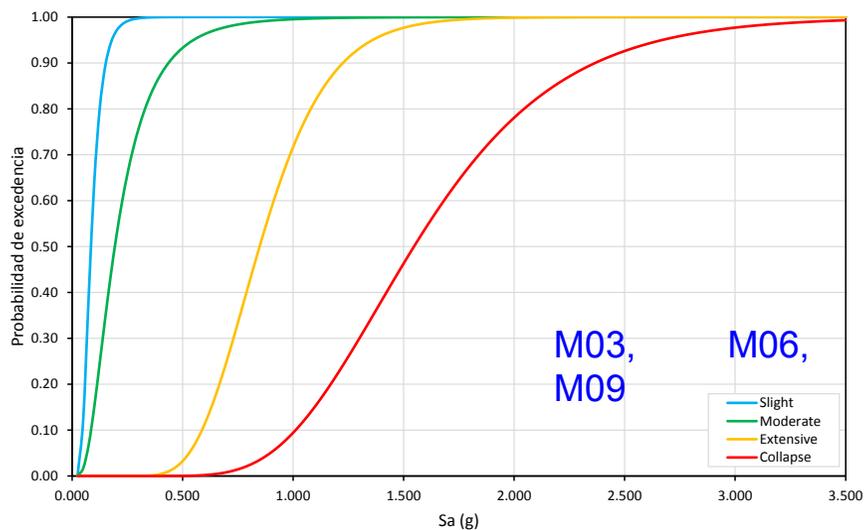
$$\Phi \left[ \frac{1}{\beta_{d_i}} \ln \left( \frac{IM}{IM_{d_i}} \right) \right] = \frac{1}{\beta\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{(u-\theta)^2}{2\beta^2}} du, \quad x \in \mathbb{R} \quad (4)$$

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.

## 2. Curvas de fragilidad



Modelos M03, M06, M09 (Izq.) y M12, M15 (Der.) para **1 registro**, utilizando la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica



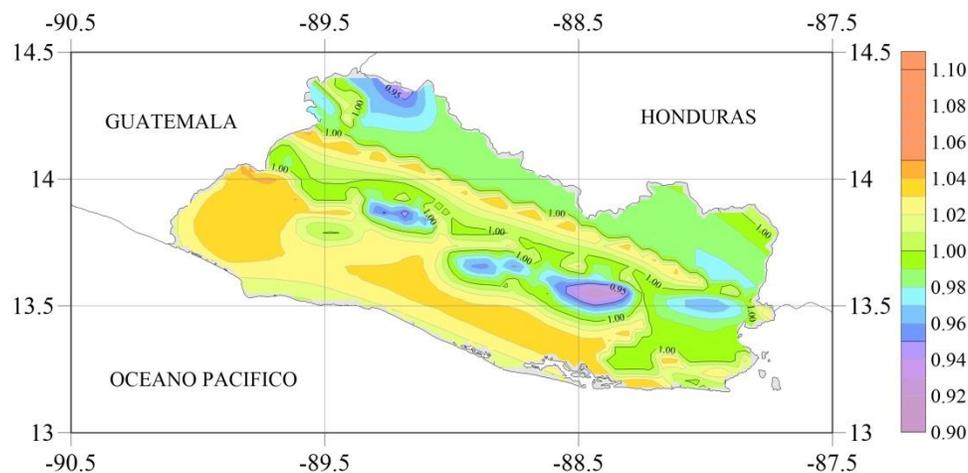
Modelos M03, M06, M09 (Izq.) y M12, M15 (Der.) para **2 registros**, utilizando la aceleración espectral como parámetro indicador de la intensidad sísmica

## 2. Curvas de fragilidad

### 2.9 Desviación estándar ( $\beta$ ) y el riesgo uniforme

La Desviación Estándar ( $\beta$ ) de la **curva de fragilidad de colapso** es utilizado para el desarrollo de los mapas de diseño orientados al riesgo.

Estado de daño	M03, M06, M09		M12, M15	
	Mediana ( $\theta$ )	Desviación estándar ( $\beta$ )	Mediana ( $\theta$ )	Desviación estándar ( $\beta$ )
<b>SLIGHT</b>	0.0159	0.431	0.172	0.422
<b>MODERATE</b>	0.374	0.443	0.414	0.481
<b>EXTENSIVE</b>	1.646	0.624	-	-
<b>COLLAPSE</b>	2.946	<b>0.580</b>	1.201	<b>0.717</b>



#### 3. Factor de modificación de respuesta “R”

##### 3.1 Antecedentes [4]:

El concepto del *Factor de Modificación de Respuesta* ( $R$ ) 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).

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.*

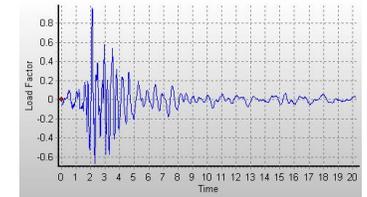
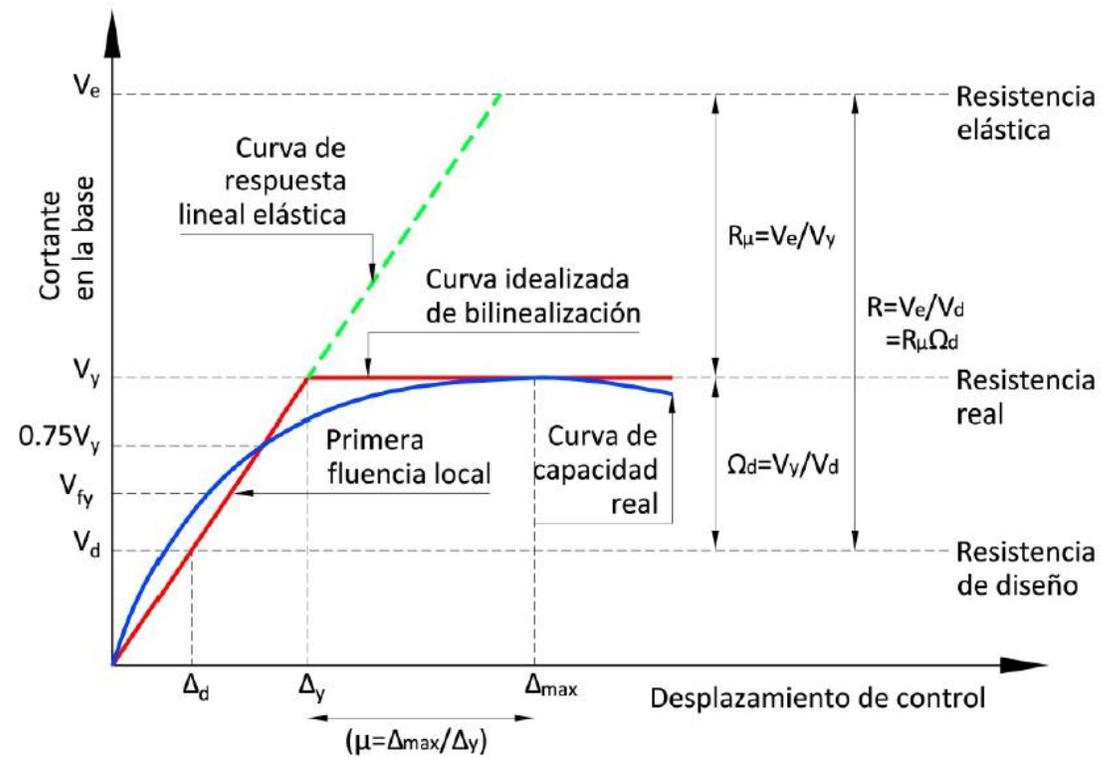
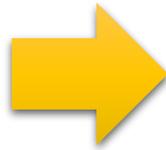
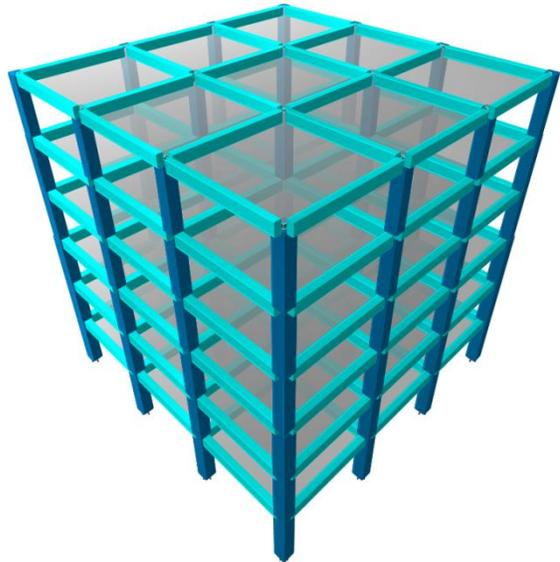
Otra suposición asumida al realizar el diseño con herramientas de análisis lineal, es que *se debe esperar que ocurra un daño significativo al producirse el terremoto de diseño*, ya que las fuerzas inducidas por éste sobrepasarán el nivel donde se considera que el sistema se encuentra en su rango lineal. Estas suposiciones son un resultado directo de la utilización de fuerzas de diseño que son significativamente menores que las fuerzas elásticas.

[4]: Applied Technology Council. (1995). *ATC-19 Structural response modification factors.*

### 3. Factor de modificación de respuesta "R"

#### 3.2 Formulación del factor "R"

La mayoría de conceptos y criterios son basados en la metodología propuesta por Mwafy & Elnashai [5], [6].

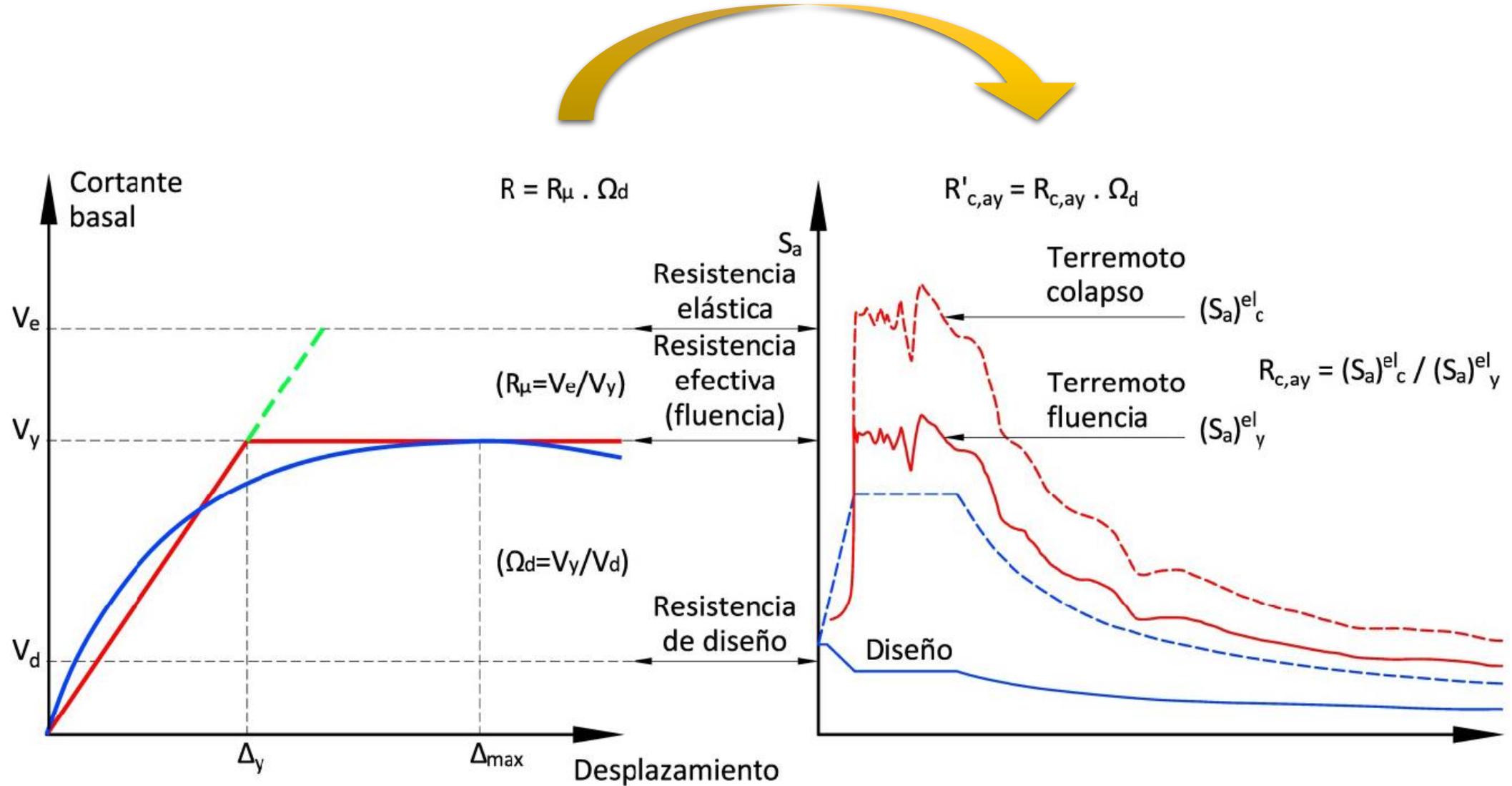


$$C_s = \frac{AIC_o}{R} \left( \frac{T_0}{T} \right)^{2/3}$$

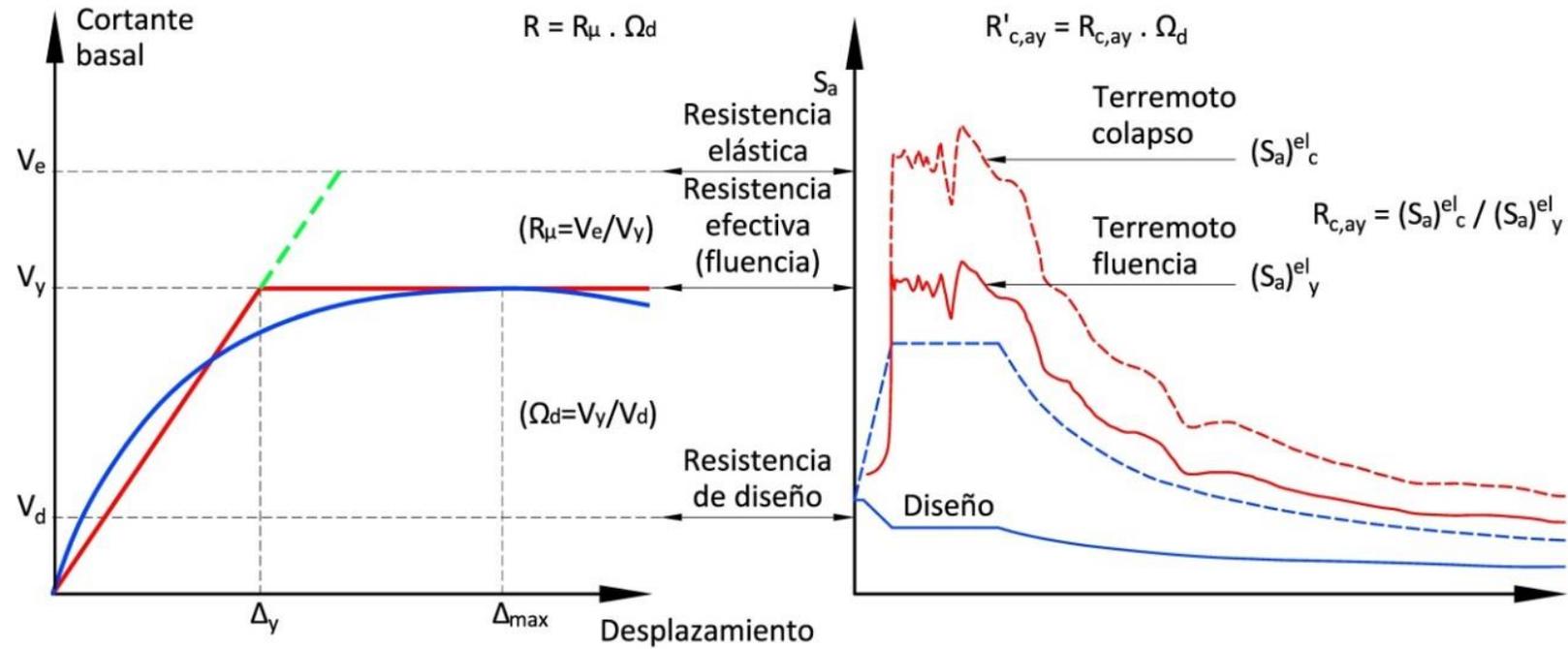
[5]: Mwafy, A., & Elnashai, A. (2002-a). *Calibration of force reduction factors of RC buildings*. Journal of Earthquake Engineering, 6(2), 239-273.

[6]: 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.

### 3. Factor de modificación de respuesta "R"



### 3. Factor de modificación de respuesta "R"



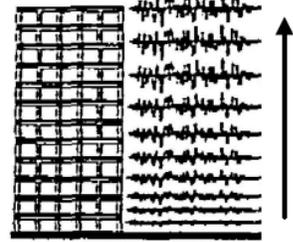
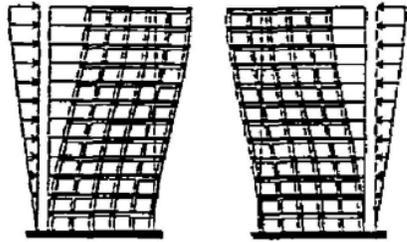
$$R = R_\mu \cdot \Omega_d$$

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

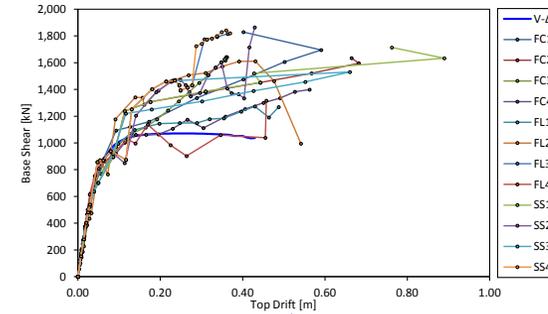
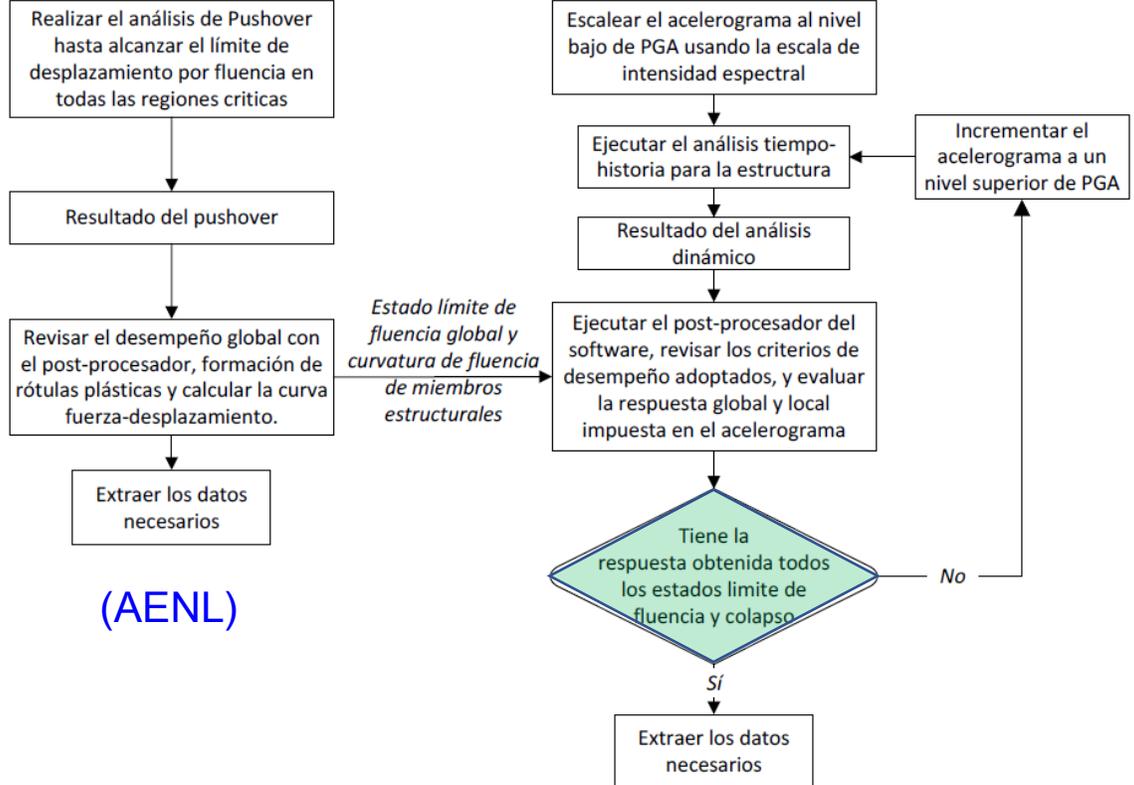
$$R_{c,ay} = a_{g(colapso)} / a_{g(fluencia\_efectiva)}$$

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

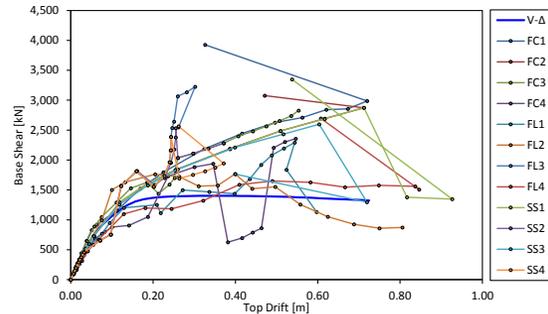
## 3.3 Procedimiento



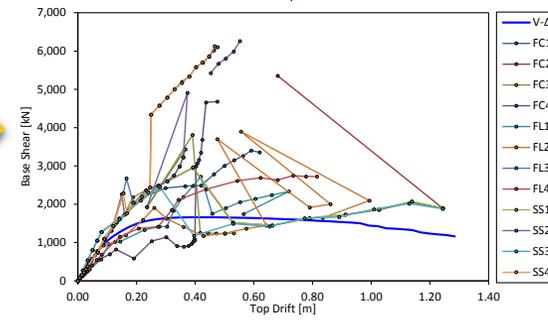
Incrementar cada entrada del acelerograma para diferentes niveles de PGA hasta satisfacer todos los criterios de fluencia y colapso



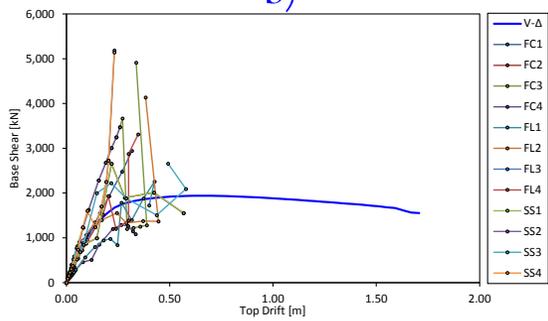
a)



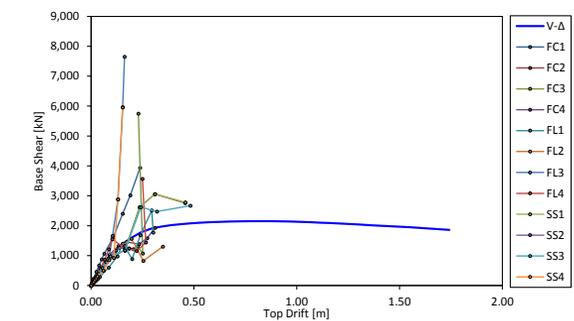
b)



c)



d)



e)

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

### 3. Factor de modificación de respuesta "R"

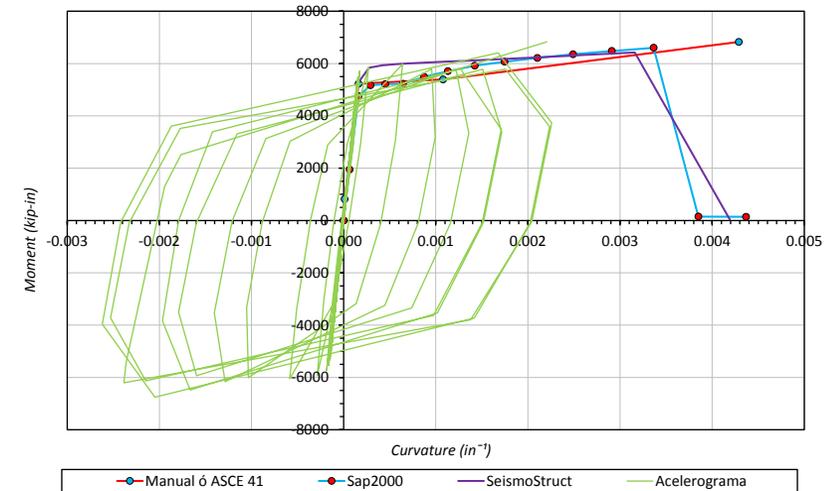
#### 3.4 Criterios de falla locales y globales

##### Fallas locales:

- Fluencia en el acero de refuerzo ( $\epsilon_y = f_y/E$ )
- Ruptura del acero de refuerzo longitudinal ( $\epsilon_{yu} = 0.06$ )
- Aplastamiento del concreto ( $\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4\rho_s f_{yh} \frac{\epsilon_{sm}}{f_{cc}}$ )
- Curvatura última ( $\phi_u = (\epsilon_{cu} + \epsilon_{sm})/d_c$ )
- Falla por cortante ( $V_n = V_c + V_s$ )

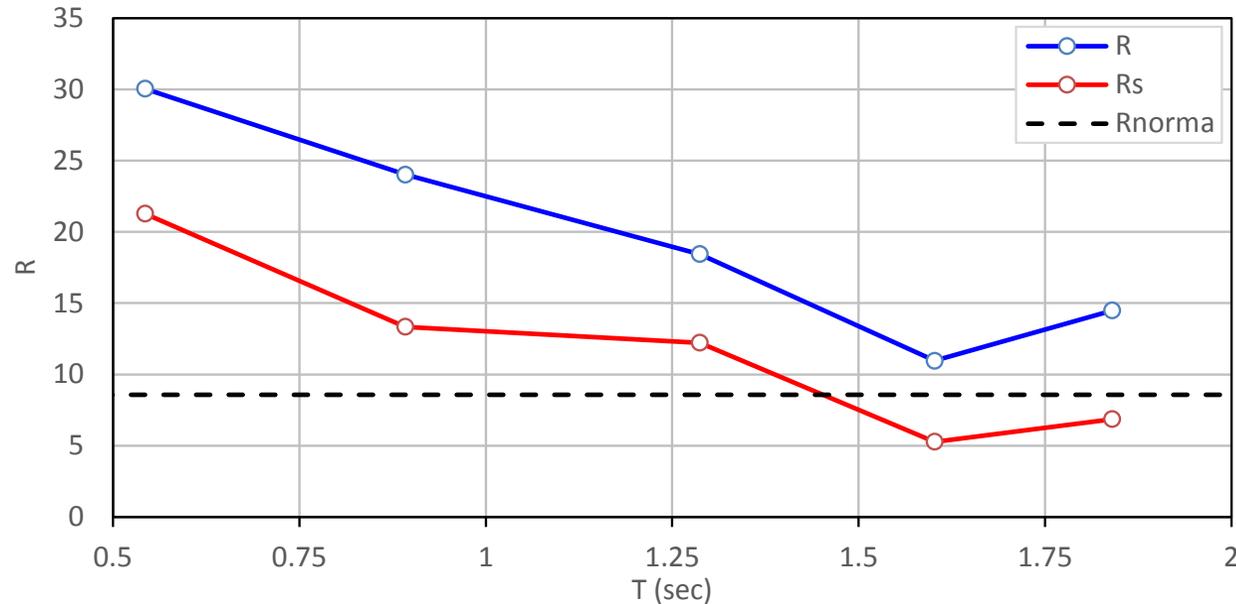
##### Fallas globales:

- Deriva de entrepiso ( $> 3\%$ )
- Perdida de resistencia ( $> 10\%$ )
- Índice de estabilidad ( $Deriva * P_{gravedad}/V_{entrepiso}$ )
- Mecanismo de rotulación plástica en columnas (*Piso débil*)



### 3. Factor de modificación de respuesta "R"

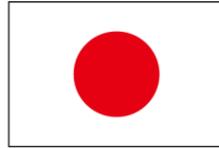
#### 3.5 Resultados



- Para 1 y 2 registros, el Factor  $R$  es dependiente del periodo de la estructura, tal como ya ha sido evidenciado en otros casos (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).
- Para 1 registro el valor obtenido se encuentra sobre el valor de la norma ( $R=12/1.4=8.6$ ).
- Para 2 registros, el punto de inflexión respecto del valor de  $R=8.6$  de la norma, se da entre los periodos de 1.25 y 1.50 s.
- Los resultados obtenidos deben ser tomados con precaución, ya que los resultados solo incluyen edificios de marcos de concreto reforzado, y aunque se han definido 12 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.



Uníversidad Centroamericana  
José Simeón Cañas



**Colaboración del  
Pueblo Japonés**



MINISTERIO DE  
MEDIO AMBIENTE



MINISTERIO DE  
OBRAS PÚBLICAS Y  
DE TRANSPORTE