



**ESPE**  
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS  
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA



**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS ESPE**

**CENTRO DE POSGRADOS**

MAESTRÍA DE INVESTIGACIÓN EN INGENIERÍA CIVIL  
CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS

**“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO POR MEDIO DEL ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL DE UN SISTEMA DUAL DE HORMIGON ARMADO CON DIFERENTES NIVELES DE IRREGULARIDAD TORSIONAL”**

**AUTOR: ING. ULCUANGO MERINO FRANKLIN DAVID**

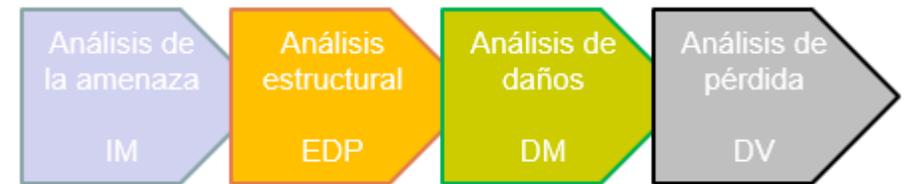
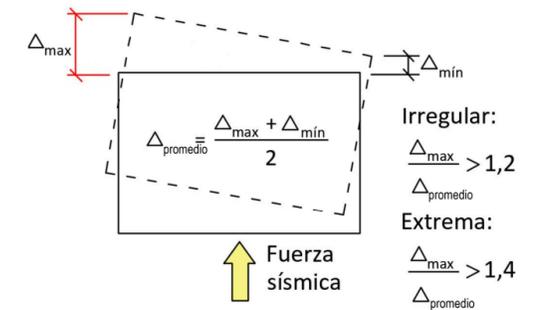
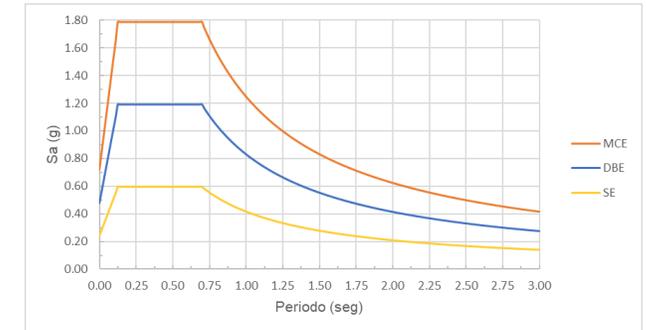
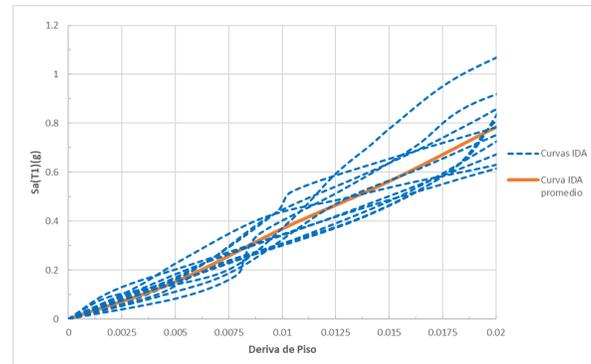
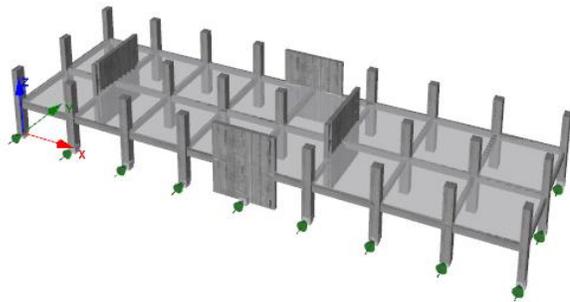
**DIRECTOR: ING. HARO BÁEZ ANA GABRIELA, PhD.**

**SANGOLQUÍ, JUNIO - 2023**



# Contenido

1. Justificación y objetivos
2. Marco teórico
3. Metodología
4. Resultados
5. Conclusiones



$$v(DV) = \iiint G\langle DV|DM \rangle dG\langle DM|EDP \rangle dG\langle EDP|IM \rangle d\lambda(IM)$$



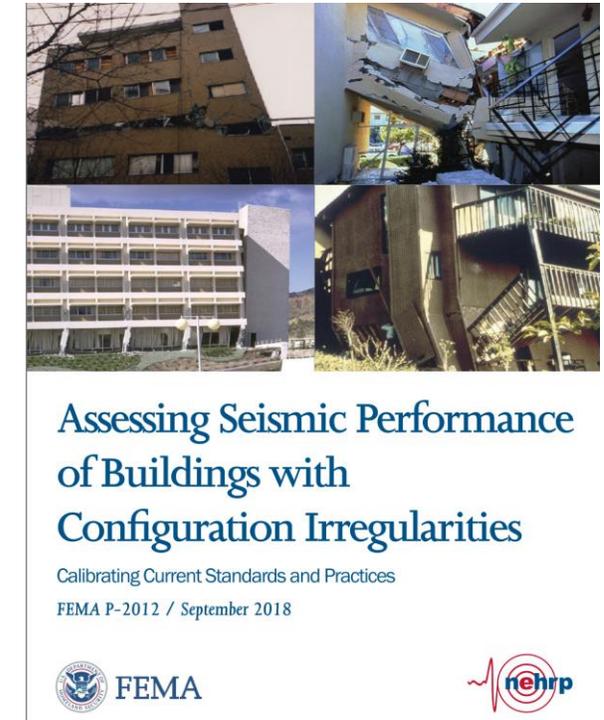
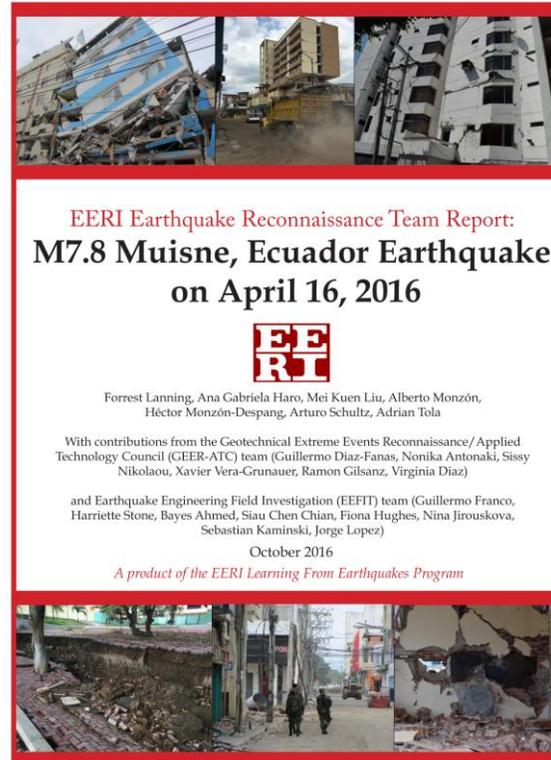
# 1. Justificación y objetivos



**ESPE**  
ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO  
CAMINO A LA EXCELENCIA

# 1. Justificación y objetivos

- El desempeño sísmico de las estructuras puede ser afectado por la presencia de irregularidades en la configuración estructural. En pasados terremotos (Japón, 1995; Chile, 2010; Ecuador, 2016) se ha evidenciado la incidencia de las irregularidades estructurales en el comportamiento sísmico de las estructuras (Aguilar et al., 2016; EERI, 2016; FEMA P-2012, 2018; Páez et al., 2017; Sritharan et al., 2014; Tena, 2010).
- El FEMA P-2012 (2018) menciona que las irregularidades estructurales pueden ser abordadas de tres maneras: *removiendo las irregularidades del diseño estructural, tomando en cuenta las irregularidades por medio de un procedimiento analítico o tratando las irregularidades desde un enfoque de diseño.*



## Objetivo General

Evaluar el desempeño sísmico de un sistema dual de hormigón armado (pórticos y muros especiales) con diferentes niveles de irregularidad torsional por medio del análisis dinámico incremental y obtener curvas de fragilidad en función de estados límites.

## Hipótesis de Investigación

Las hipótesis que caracterizan a esta investigación son:

- La irregularidad torsional en planta afecta al desempeño sísmico de un sistema dual de hormigón armado.
- El tener relaciones de irregularidad torsional en planta mayores a 1.2 y 1.4 producen un aumento en las respuestas estructurales del sistema resistente a carga lateral.



## 2. Marco teórico



**ESPE**  
ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO  
CAMINO A LA EXCELENCIA

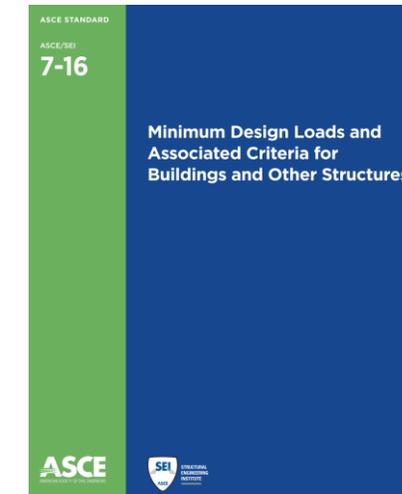
### Normativas

- Los códigos de diseño cumplen la función de dar recomendaciones prescriptivas para procurar un buen comportamiento estructural ante solicitaciones externas como son los terremotos.
- La NEC-SE ubica a la irregularidad torsional (NEC-SE-DS 5.2.3) dentro del grupo de irregularidades horizontales. Debido a que la NEC-SE no tiene límites ni restricciones adicionales cuando las estructuras tienen una relación de irregularidad torsional extrema se plantea evaluar el desempeño sísmico en función de este parámetro.



NORMA CHILENA OFICIAL NCh433.Of1996  
Modificada en 2012

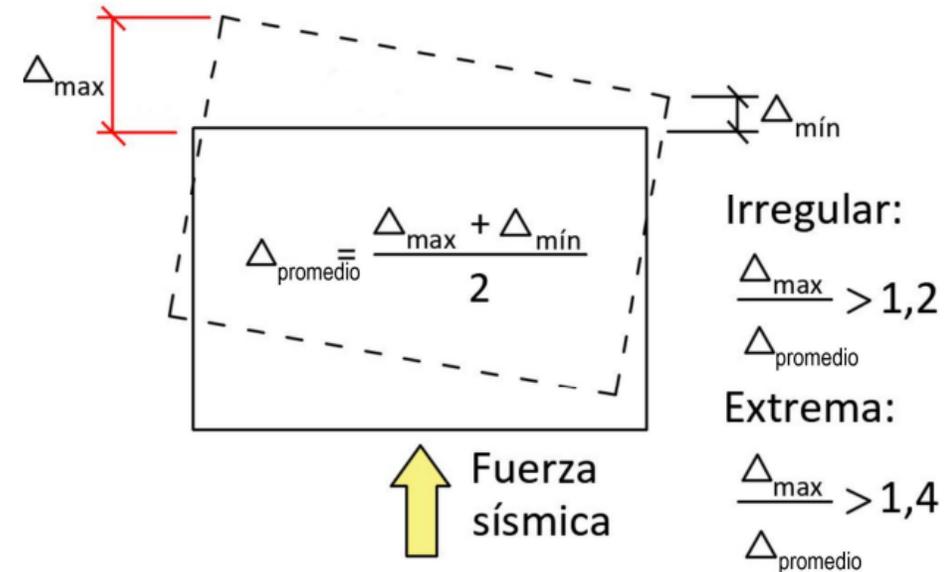
Diseño sísmico de edificios



**ESPE**  
ESCUOLA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO  
CAMINO A LA EXCELENCIA

### Irregularidad Torsional

La irregularidad torsional (IT) se define como: la relación entre la deriva máxima de piso ( $\Delta_{max}$ ) incluyendo la torsión accidental y la deriva promedio ( $\Delta_{prom}$ ) de los extremos del mismo entrepiso. Si la relación entre deriva máxima de piso y deriva promedio es mayor o igual a 1,2 se considera que la estructura tiene irregularidad torsional y si la relación entre deriva máxima de piso y deriva promedio es mayor o igual a 1,4 se considera que la estructura tiene irregularidad torsional extrema (ASCE, 2016).

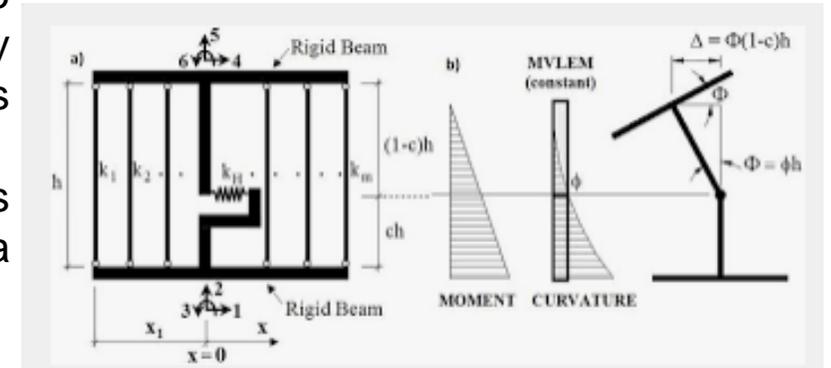


### Calibración del Modelo Matemático

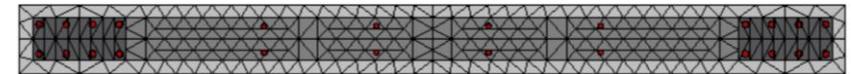
- La calibración consiste en estimar la respuesta (global o local) de un elemento estructural mediante el uso de un modelo matemático de elementos finitos y luego comparar los resultados analíticos con resultados experimentales obtenidos en ensayos de laboratorio.
- Actualmente para calibrar el modelo matemático de un muro de corte es posible usar dos tipos de modelos: **macroscópicos** y **microscópicos** (Almeida et al., 2014; Fischinger et al., 2019; K. Kolozvari et al., 2018).

### Modelos Macroscópicos

- **Mayor robustez** en sus formulaciones y los parámetros de ingreso
- Menor tiempo de ejecución y menor costo computacional.
- Multiple Vertical Line Element Model (**MVLEM**), Shear-Flexure Interaction Multiple Vertical Line (**SFI-MVLEM**) y modelos de **fibras** de plasticidad distribuida.
- MVLEM (**interacción axial – flexión**, pero desacoplando la acción del cortante).
- SFI-MVLEM (**interacción corte – axial – flexión**. Modelo acoplado y tiene la posibilidad de lograr capturar las **deformaciones debido al corte** (Kristijan Kolozvari et al., 2015). Opensees (McKenna et al., 2000).



Multiple Vertical Line Element Model (MVLEM)



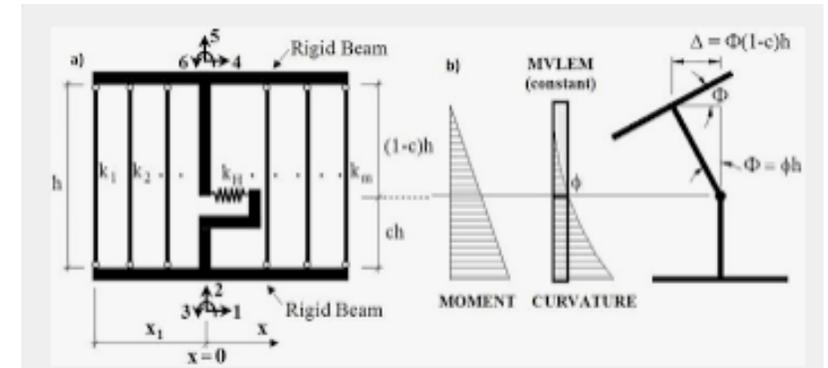
Elemento tipo fibra con formulación basada en fuerzas (infrmFB)

## 2. Marco teórico

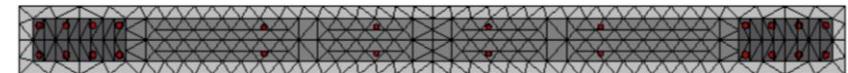
- Plasticidad distribuida (**elemento tipo fibra** / Cada fibra tiene una **relación uniaxial esfuerzo – deformación** que caracteriza el modelo constitutivo del material (concreto o acero) / Interacción axial – momento / Dos tipos de formulaciones: formulación basada en fuerzas (**FB**) y formulación basada en desplazamientos (**DB**))

### Micro Modelos

- Elementos finitos más refinados. Logran captura de mejor manera las respuestas estructurales locales y globales obtenidas en ensayos de laboratorio.
- Es **posible considerar las deformaciones por corte**, las cuales tienen una gran contribución en el comportamiento de muros bajos.



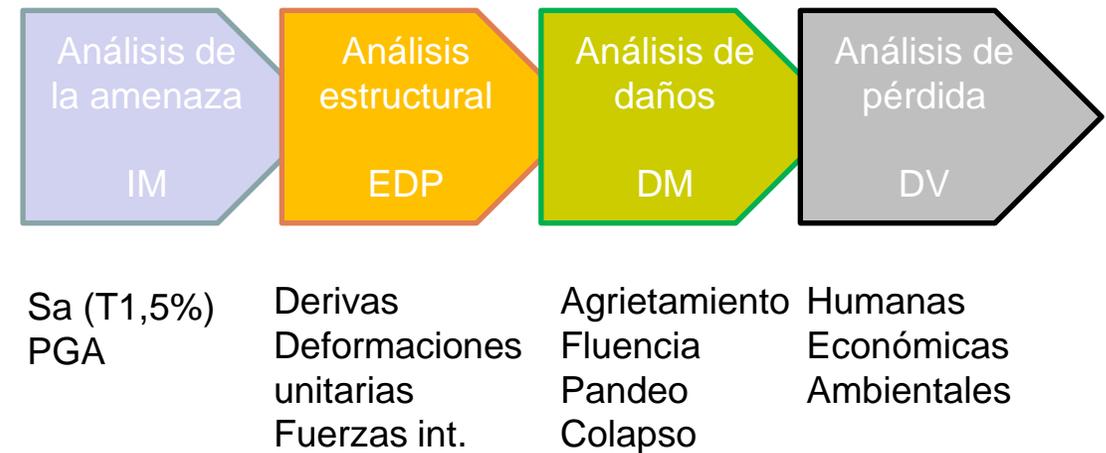
Multiple Vertical Line Element Model (MVLEM)



Elemento tipo fibra con formulación basada en fuerzas (infrmFB)

### Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño

- El PBEE (Performance-Based Earthquake Engineering) plantea la evaluación y estimación del desempeño sísmico de una estructura por medio de las siguientes variables: amenaza sísmica, respuesta estructural, estimación de daño y estimación de pérdidas.



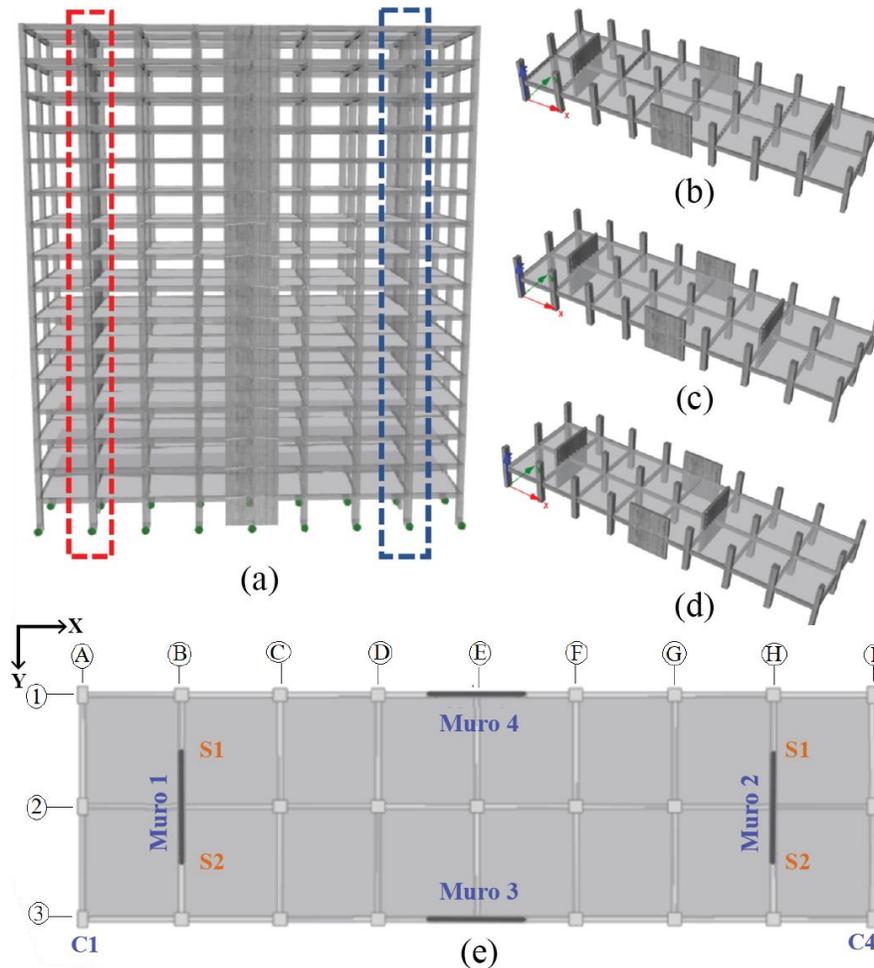
$$v(DV) = \iiint G\langle DV|DM \rangle dG\langle DM|EDP \rangle dG\langle EDP|IM \rangle d\lambda(IM)$$

## 3. Metodología



## Definición de Arquetipos

- Para medir la variabilidad del desempeño sísmico se plantea tres arquetipos con diferentes niveles de irregularidad torsional (IT 1.0, IT 1.2 e IT 1.4).
- Se presenta el modelo base: 16 pisos, ancho: 12,0 m, largo: 40,0 m y un entrepiso constante de 2,9 m (altura total: 46,4 m).
- Sistema estructural de muros y pórticos especiales de hormigón armado
- Se mantiene las mismas dimensiones de los elementos estructurales (vigas, columnas y muros) en los tres modelos.

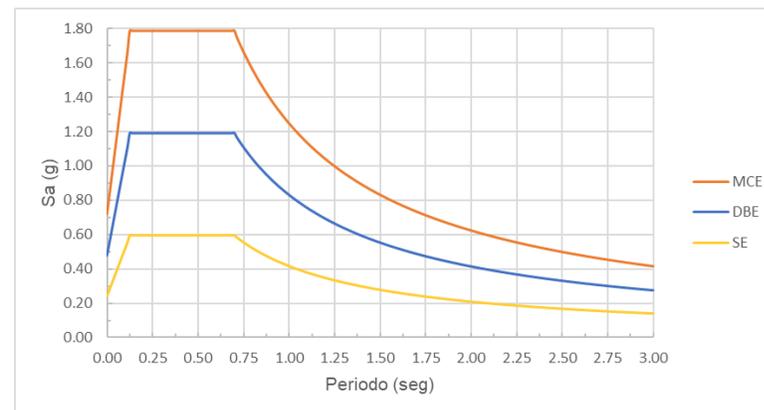


Pisos	IT 1.0		IT 1.2		IT 1.4	
	X	Y	X	Y	X	Y
16	1.00	1.00	1.00	1.32	1.00	1.47
15	1.00	1.00	1.00	1.32	1.00	1.48
14	1.00	1.00	1.00	1.33	1.00	1.49
13	1.00	1.00	1.00	1.33	1.00	1.50
12	1.00	1.00	1.00	1.33	1.00	1.50
11	1.00	1.00	1.00	1.34	1.00	1.51
10	1.00	1.00	1.00	1.34	1.00	1.52
9	1.00	1.00	1.00	1.34	1.00	1.53
8	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.54
7	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.55
6	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.56
5	1.00	1.00	1.00	1.36	1.00	1.56
4	1.00	1.00	1.00	1.36	1.00	1.57
3	1.00	1.00	1.00	1.37	1.00	1.59
2	1.00	1.00	1.00	1.37	1.00	1.6
1	1.00	1.00	1.00	1.37	1.00	1.6
Base	0	0	0	0	0	0

## 3. Metodología

### Análisis y Diseño Estructural

- El espectro elástico NEC (2015).
- Ciudad de Quito - suelo tipo D.
- Espectro elástico de diseño (**DBE**; 10% de probabilidad de excedencia en 50 años), espectro del sismo máximo considerable (**MCE**; 2% de probabilidad de excedencia en 50 años) y el espectro del sismo de servicio (**SE**; 50% de probabilidad de excedencia en 50 años).
- **I: 1,0**; uso **residencial**
- **29,24 MPa** y **19,61 MPa** (carga muerta y viva)
- El valor del esfuerzo de compresión del concreto es **27,45 MPa** y el esfuerzo de fluencia del acero es **411,88 MPa**. El valor del módulo de elasticidad del hormigón es igual a **24 778,59 MPa** (NEC-SE-HM, 2015).
- Los elementos estructurales vigas, columnas, muros y losas fueron agrietados por los siguientes coeficientes: **0,5, 0,8, 0,6 y 0,35**, respectivamente (NEC-SE-DS, 2015).
- **R: 7**



#### Resultados Análisis Estático

Periodos y porcentajes de corte basal.

	T código (seg)	%V	T análisis (seg)	%V
Modelo IT 1.0	1.27	9.3	1.64	7.2
Modelo IT 1.2	1.27	9.3	1.68	7.1
Modelo IT 1.4	1.27	9.3	1.74	6.8

Porcentaje de corte basal absorbido por los muros de corte.

	Modelo IT 1.0		Modelo IT 1.2		Modelo IT 1.4	
Muros	V (Ton)	V%	V (Ton)	V%	V (Ton)	V%
Sentido X	518.66	0.756	518.66	0.756	518.66	0.756
Sentido Y	528.66	0.770	525.9	0.766	513.61	0.749

Valores de corte en la base de los muros y porcentaje de absorción.

	IT 1.0	IT 1.2	IT 1.4
V Muro 1 (Ton)	264.33 (50%)	231.07 (43.9%)	191.85 (37.4%)
V Muro 2 (Ton)	264.33 (50%)	294.83 (56.1%)	321.76 (62.6%)



## Dimensionamiento de los Elementos Estructurales

- Los tres arquetipos se encuentran conformados por **pórticos especiales resistentes a momento y muros especiales de corte**.
- Códigos de referencia: **ACI 318-19 y NEC-SE- HM**
- El diseño a corte de las columnas y vigas se lo realizó con los criterios de **diseño por capacidad** en donde se involucran los momentos máximos probables de las columnas para poder obtener el corte de diseño (ACI 318-19, 18.7.6.1.1).
- La longitud de los elementos de borden / las cuales involucran el cálculo del eje neutro (c) al presentarse una **deformación unitaria igual a 0.003** en el extremo del muro que se encuentra a compresión.
- Para el diseño a corte de los muros estructurales se consideró los factores de sobre-resistencia ( $\Omega_v$ ) y el factor de amplificación de corte dinámica ( $\omega_v$ ) ACI 318-19,18.10.3.1.
- Se verifica el chequeo de la **conexión viga – columna** especificado en el ACI 318-19,18.7.3.

Aceros longitudinales y estribos en columnas.

	Pisos	C1 70X70	C2 70X70	C4 70x70	C10 50x90
IT 1.0	1	16Φ20		16Φ22	16Φ20
	2-16	16Φ20		16Φ20	16Φ20
IT 1.2	1-2	16Φ20	4Φ28+12Φ22		16Φ20
	3-16	16Φ20	16Φ20		16Φ20
IT 1.4	1-2	16Φ20		16Φ22	16Φ20
	3-16	16Φ20		16Φ20	16Φ20
Estribos (@10cm)	x	1EstΦ10+3GpΦ10	1EstΦ10+3GpΦ10	1EstΦ10+3GpΦ10	1EstΦ12+2GpΦ12
	y	1EstΦ10+3GpΦ10	1EstΦ10+3GpΦ10	1EstΦ10+3GpΦ10	1EstΦ12+3GpΦ12

Nota: Est: estribos y Gp: grapas.

Aceros longitudinales y estribos en vigas.

	Pisos	B1 30x50	B2 30x50	B3 30x50	B4 30x50	B5 30x50	B6 30x50	B7 30x50
IT 1.0	1-11	Asup(4Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ16) Ainf(3Φ16)	Asup(6Φ25) Ainf(6Φ25)		
	12-16	Asup(4Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ16) Ainf(3Φ16)		Asup(6Φ22) Ainf(6Φ22)	Asup(6Φ22) Ainf(6Φ20)
IT 1.2	1-11	Asup(4Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ16) Ainf(3Φ16)	Asup(6Φ25) Ainf(6Φ25)		
	12-16	Asup(4Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ16) Ainf(3Φ16)		Asup(6Φ22) Ainf(6Φ22)	Asup(6Φ22) Ainf(6Φ20)
IT 1.4	1-11	Asup(4Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ16) Ainf(3Φ16)	Asup(6Φ25) Ainf(6Φ25)		
	12-16	Asup(4Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ18) Ainf(3Φ16)	Asup(5Φ16) Ainf(3Φ16)		Asup(6Φ22) Ainf(6Φ22)	Asup(6Φ22) Ainf(6Φ20)
Estribos (@10cm y 20cm)		1EstΦ10	1EstΦ10	1EstΦ10	1EstΦ10	1EstΦ12	1EstΦ12	1EstΦ12
			1GpΦ10	1GpΦ10	1GpΦ10	1GpΦ12	1GpΦ12	1GpΦ12

Nota: Est: estribos, Gp: grapas, Asup: acero superior y Ainf: acero inferior.



## Dimensionamiento de los Elementos Estructurales

Aceros longitudinales y transversales de los muros del modelo IT 1.0.

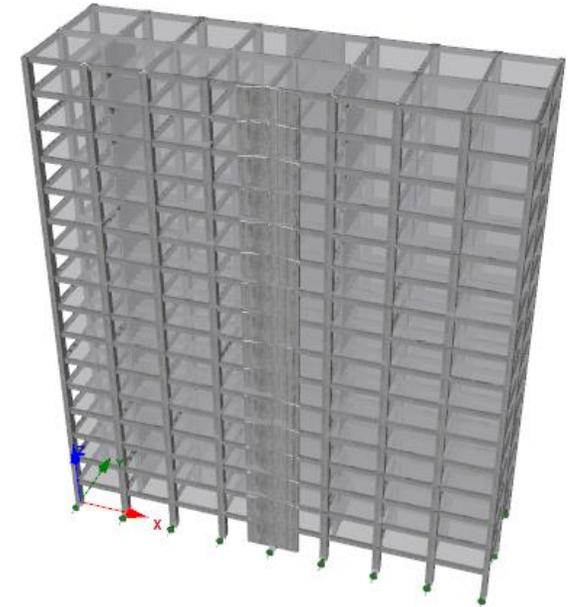
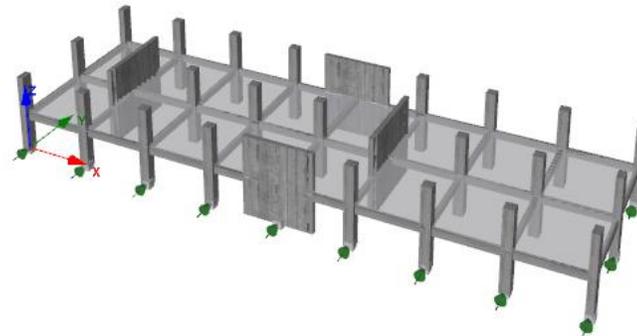
		Aceros longitudinales					Aceros transversales
		Dimensiones generales		Cabezales		Alma	Armado
		Long (m)	espesor (m)	Long (m)	Armado	Armado	
Muro 1	1-4	6.0	0.35	1.00	12Φ25/12Φ25	66Φ18	2Φ16@10cm
	5-10	6.0	0.35	1.00	12Φ12/12Φ12	50Φ10	2Φ14@10cm
	11-16	6.0	0.35	0.80	10Φ10/10Φ10	62Φ10	2Φ12@20cm
Muro2	1-4	6.0	0.35	1.00	12Φ25/12Φ25	66Φ18	2Φ16@10cm
	5-10	6.0	0.35	1.00	12Φ12/12Φ12	50Φ10	2Φ14@10cm
	11-16	6.0	0.35	0.80	10Φ10/10Φ10	62Φ10	2Φ12@20cm
Muro3	1-4	5.0	0.35	0.85	12Φ22/12Φ2	54Φ16	2Φ16@10cm
	5-10	5.0	0.35	0.85	12Φ12/12Φ12	40Φ10	2Φ12@10cm
	11-16	5.0	0.35	0.85	10Φ10/10Φ10	44Φ10	2Φ10@20cm
Muro4	1-4	5.0	0.35	0.85	12Φ22/12Φ2	54Φ16	2Φ16@10cm
	5-10	5.0	0.35	0.85	12Φ12/12Φ12	40Φ10	2Φ12@10cm
	11-16	5.0	0.35	0.85	10Φ10/10Φ10	44Φ10	2Φ10@20cm

Aceros longitudinales y transversales de los muros del modelo IT 1.2.

		Aceros longitudinales					Aceros transversales
		Dimensiones generales		Cabezales		Alma	Armado
		Long (m)	espesor (m)	Long (m)	Armado	Armado	
Muro 1	1-4	6.0	0.35	1.15	12Φ25/12Φ25	66Φ18	2Φ16@10cm
	5-10	6.0	0.35	1.15	12Φ12/12Φ12	50Φ10	2Φ14@10cm
	11-16	6.0	0.35	0.80	10Φ10/10Φ10	62Φ10	2Φ12@20cm
Muro2	1-4	6.0	0.35	1.15	12Φ28/12Φ28	66Φ18	2Φ18@10cm
	5-10	6.0	0.35	1.15	12Φ12/12Φ12	50Φ10	2Φ14@10cm
	11-16	6.0	0.35	0.80	10Φ10/10Φ10	62Φ10	2Φ12@20cm
Muro3	1-4	5.0	0.35	0.85	12Φ22/12Φ2	54Φ16	2Φ16@10cm
	5-10	5.0	0.35	0.85	12Φ12/12Φ12	40Φ10	2Φ12@10cm
	11-16	5.0	0.35	0.85	10Φ10/10Φ10	44Φ10	2Φ10@20cm
Muro4	1-4	5.0	0.35	0.85	12Φ22/12Φ2	54Φ16	2Φ16@10cm
	5-10	5.0	0.35	0.85	12Φ12/12Φ12	40Φ10	2Φ12@10cm
	11-16	5.0	0.35	0.85	10Φ10/10Φ10	44Φ10	2Φ10@20cm

Aceros longitudinales y transversales de los muros del modelo IT 1.4.

		Aceros longitudinales					Aceros transversales
		Dimensiones generales		Cabezales		Alma	Armado
		Long (m)	espesor (m)	Long (m)	Armado	Armado	
Muro 1	1-4	6.0	0.35	1.20	12Φ25/12Φ25	66Φ18	2Φ14@10cm
	5-10	6.0	0.35	1.20	12Φ12/12Φ12	50Φ10	2Φ12@10cm
	11-16	6.0	0.35	0.80	10Φ10/10Φ10	62Φ10	2Φ10@10cm
Muro2	1-4	6.0	0.35	1.20	15Φ28/15Φ28	66Φ18	2Φ18@10cm
	5-10	6.0	0.35	1.20	12Φ12/12Φ12	50Φ10	2Φ16@10cm
	11-16	6.0	0.35	0.80	10Φ10/10Φ10	62Φ10	2Φ10@10cm
Muro3	1-4	5.0	0.35	0.85	12Φ22/12Φ2	54Φ16	2Φ16@10cm
	5-10	5.0	0.35	0.85	12Φ12/12Φ12	40Φ10	2Φ14@10cm
	11-16	5.0	0.35	0.85	10Φ10/10Φ10	44Φ10	2Φ10@20cm
Muro4	1-4	5.0	0.35	0.85	12Φ22/12Φ2	54Φ16	2Φ16@10cm
	5-10	5.0	0.35	0.85	12Φ12/12Φ12	40Φ10	2Φ14@10cm
	11-16	5.0	0.35	0.85	10Φ10/10Φ10	44Φ10	2Φ10@20cm

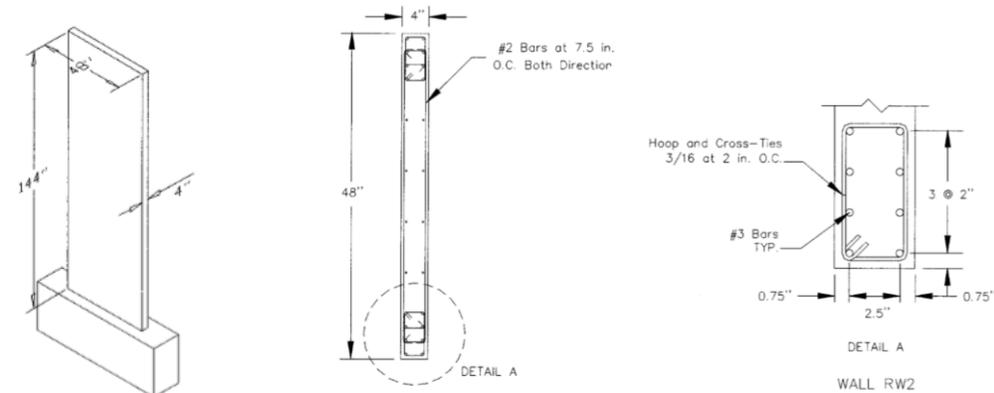


## Calibración del Elemento Tipo fFbra para el Modelo de Muros Estructurales

- Los muros estructurales se clasifican según su **relación de aspecto** (altura del muro/longitud del muro o  $h/lw$ ), ya que de esta relación depende el **comportamiento** del muro estructural.
- Los muros estructurales **esbeltos** ( $h/lw > 3$ ) / comportamiento es **gobernado por la flexión** / la mayoría de las deformaciones son ocasionadas por la flexión / modelos MVLEM o elementos tipo fibra.
- Los muros estructurales **bajos** ( $h/lw < 1$ ) / comportamiento es **gobernado por el corte** / las deformaciones por cortante son representativas por lo que las deformaciones totales del muro son limitadas por las deformaciones a corte / SFI-MVLEM, ya que este modelo matemático incorpora la interacción corte – axial – flexión.
- Los muros estructurales usados en los tres arquetipos tienen una relación de aspecto mayor a 3 / Se analiza el muro RW2 presentado en el estudio de [Thomsen y Wallace \(2004\)](#) para la calibración del modelo matemático.

### Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls—Experimental Verification

John H. Thomsen IV<sup>1</sup> and John W. Wallace<sup>2</sup>

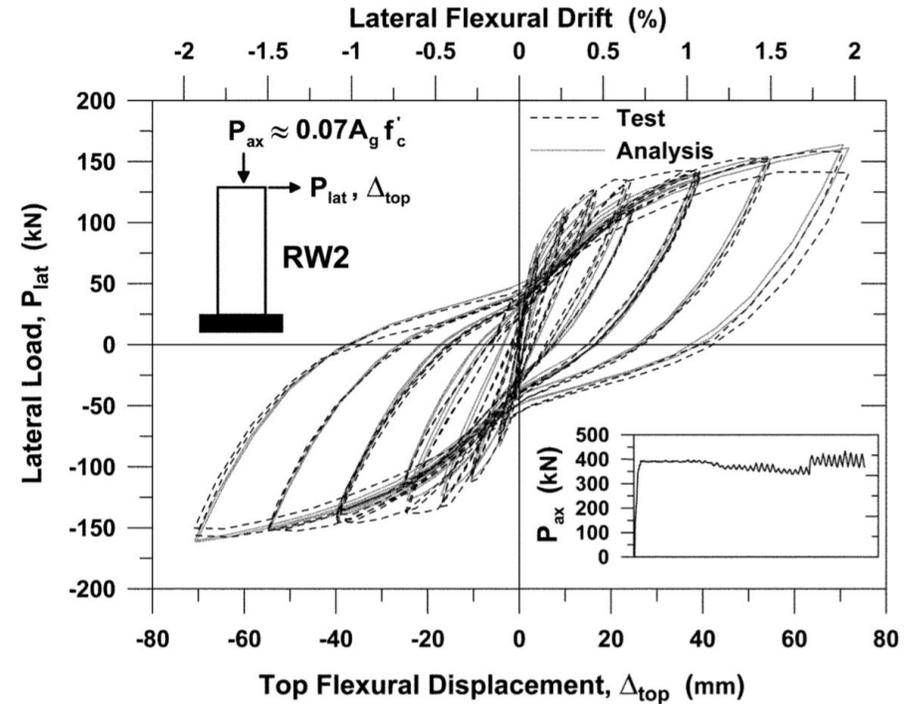


- Las dimensiones: 1 219 mm, 102 mm y 3 658 mm (longitud, espesor y altura, respectivamente).
- El espécimen fue sometido a desplazamientos laterales cíclicos por medio de un actuador hidráulico horizontal
- Se aplicó una carga axial ( $P = 0,007 A_g f'_c$ ) en la parte superior del muro, la cual fue constante en todo el ensayo.
- El esfuerzo de compresión del concreto (28,7 MPa a 58,4 Mpa).
- El refuerzo longitudinal del muro tenía varillas No. 2 ( $32,17 \text{ mm}^2$ ) para el alma del muro y No. 3 ( $70,88 \text{ mm}^2$ ) para el sector de los cabezales. El refuerzo transversal del alma del muro tenía un diámetro de No. 2 ( $32,17 \text{ mm}^2$ ) y 3/16 in ( $17,81 \text{ mm}^2$ ) para el sector de los cabezales



## Comparación de los Resultados del Modelo Analítico y Modelo Experimental

- Estudio de Orakcal y Wallace (2006) / a) desplazamiento superior aplicado, b) desplazamiento superior con la contribución del movimiento del pedestal restado y c) desplazamiento superior con el movimiento del pedestal y deformaciones de corte restadas / MVLEM (multiple-vertical-line-element model)



Nota: tomado de Orakcal & Wallace (2006)

## Modelo Matemático del Muro Experimental

- Elementos inelásticos de pórtico con formulación basada en fuerzas (infrmFB) / 5 secciones de integración y 500 fibras en sus secciones transversales.
- Concreto: modelo “con\_ma” / reglas constitutivas propuesta por Mander et al. (1988) y las leyes del comportamiento no lineal cíclico de Martínez-Rueda y Elnashai (1997).
- Acero de refuerzo: modelo de acero “stl\_mp” / la relación esfuerzo – deformación propuesta por Menegotto-Pinto (1973) y las leyes de endurecimiento isotrópico propuestas por Filippou et al. (1983).

### Referencias:

- Orakcal y Wallace (2006)
- Echeverría-Landeta et al. (2022)
- Gallardo et al. (2021)
- Kolozvari K., Orakcal K., and Wallace J. W. (2015)
- SeismoStruct (2022)

### Propiedades del concreto no confinado

Parámetros	Valores
Esfuerzo de compresión (kPa)	42747
Esfuerzo de tensión (kPa)	2033.95
Módulo de elasticidad (kPa)	30729159.28
Deformación unitaria al esfuerzo pico (m/m)	0.0025
Peso específico (kN/m3)	24

### Factores de confinamiento

	Factores
No confinado	1
Confinamiento del alma del muro	1
Confinamiento elementos de borde	1.11

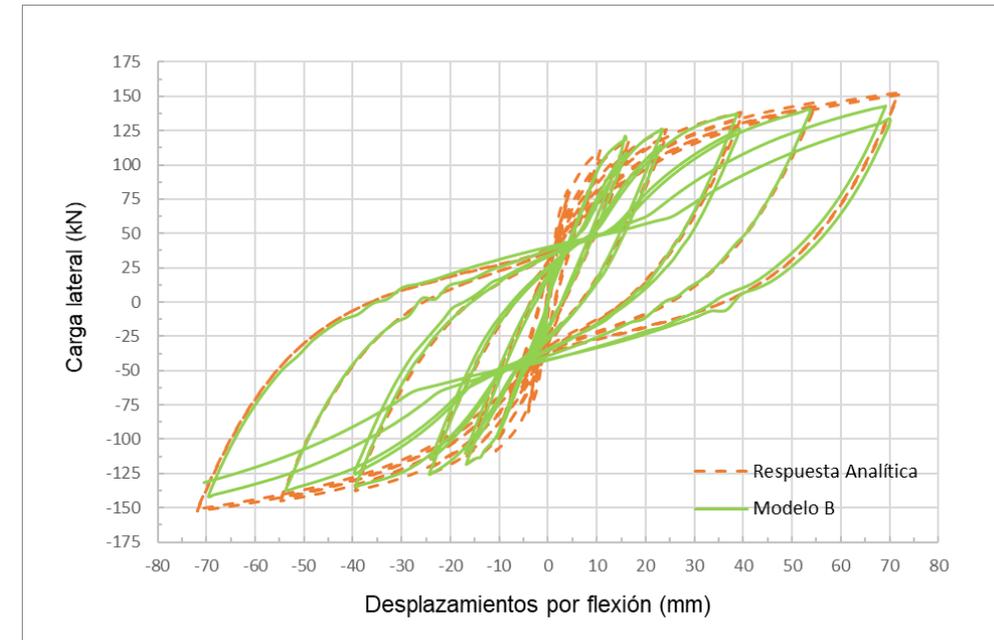
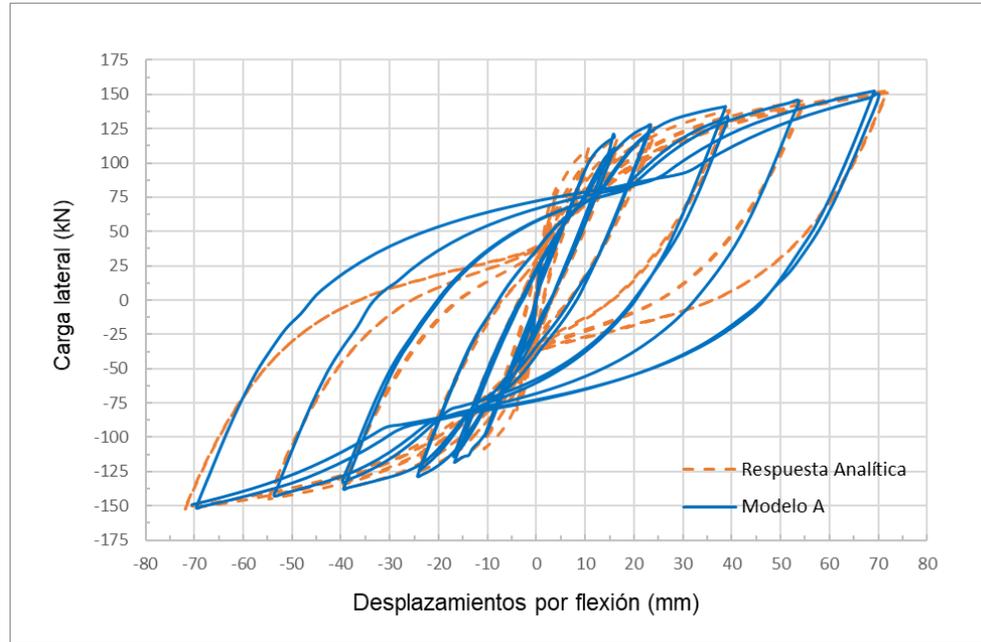
### Propiedades del modelo de acero Menegotto-Pinto.

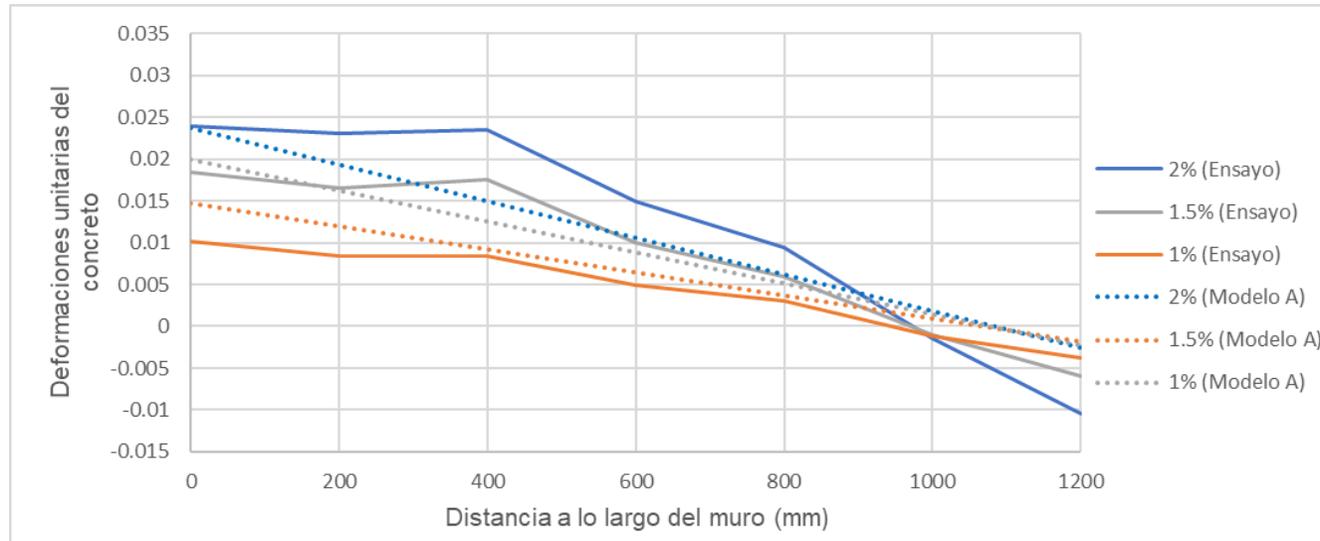
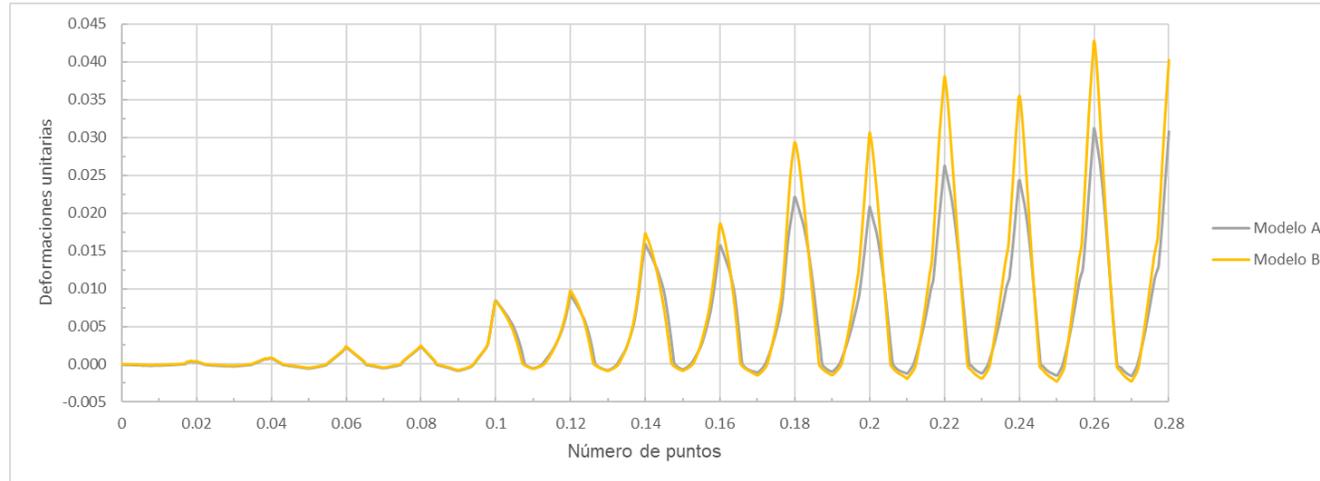
Parámetros	Modelo A	Modelo B
Módulo de elasticidad (kPa)	2.28E+08	2.28E+08
Esfuerzo de fluencia (kPa)	443000	443000
Parámetro de endurecimiento por deformación	0.03	0.03
Parámetro de forma inicial de la curva de transición	20.00	19.00
Coefficiente de calibración de la forma de la curva de transición (A1)	18.50	18.50
Coefficiente de calibración de la forma de la curva de transición (A2)	0.20	0.20
Coefficiente de calibración de endurecimiento isotrópico (A3)	0.00	0.00
Coefficiente de calibración de endurecimiento isotrópico (A4)	1.00	1.00
Deformación unitaria de fractura / pandeo	0.20	0.20
Peso específico (kN/m3)	78.00	78.00



## Modelo infrmFB (Elemento Tipo Fibra)

- Modelo A (R:20)
- Modelo B (R:19)





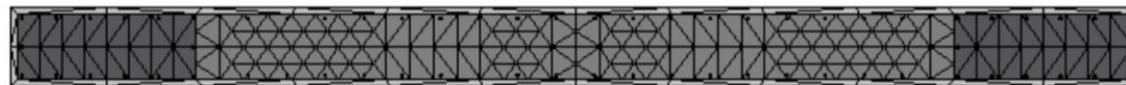
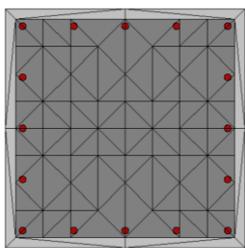
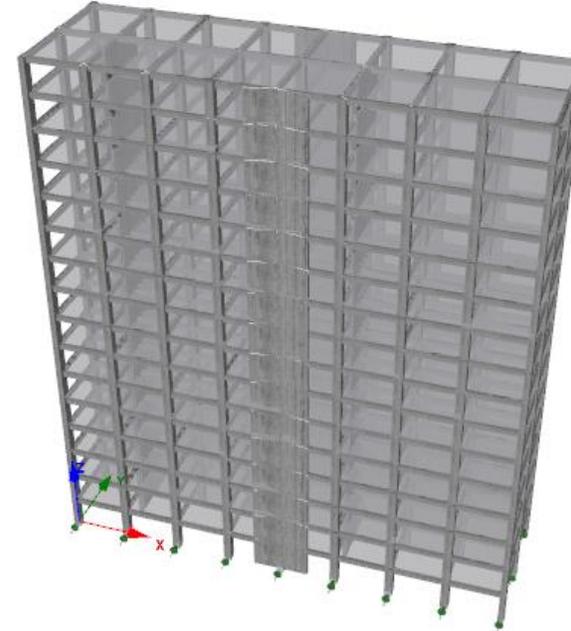
Momento, corte, deformación unitaria y curvatura del Modelo A y Modelo B.

	Modelo A	Modelo B
Momento (kN.m)	560.43	519.808
Corte (kN)	150.95	139.84
Deformación Unitaria	0.033	0.045
Curvatura	0.030	0.041



## Modelo No Lineal de los Arquetipos

- Muros y columnas: elementos inelásticos de pórtico con formulación basada en fuerzas (infrmFB)
- Vigas: elementos inelásticos de pórtico de rótula plástica con formulación basada en fuerzas (infrmFBPH).
- Número de fibras en las secciones transversales usadas son: 131, 400 y 150 para columnas, muros y vigas, respectivamente.
- Se consideraron tres tipos de materiales: hormigón no confinado (con\_ma), hormigón confinado y acero de refuerzo (stl\_mp).



## Niveles de Desempeño Sísmico

- Se usa los valores de **derivas de piso** y **deformaciones unitarias** para poder definir los diferentes niveles de **desempeño estructural** y **estados límite**.
- Se buscará encontrar una **relación entre derivas de piso y deformaciones unitarias** para especificar varios niveles de desempeño estructural.

### Derivas de Piso

- Niveles de desempeño: ocupación inmediata (OI; 0,5%), seguridad de vida (SV; 1%) y prevención de colapso (PC; 2%) según FEMA 356 (2000).

Elements	Type	Structural Performance Levels		
		Collapse Prevention S-5	Life Safety S-3	Immediate Occupancy S-1
Concrete Walls	Primary	Major flexural and shear cracks and voids. Sliding at joints. Extensive crushing and buckling of reinforcement. Failure around openings. Severe boundary element damage. Coupling beams shattered and virtually disintegrated.	Some boundary element stress, including limited buckling of reinforcement. Some sliding at joints. Damage around openings. Some crushing and flexural cracking. Coupling beams: extensive shear and flexural cracks; some crushing, but concrete generally remains in place.	Minor hairline cracking of walls, <1/16" wide. Coupling beams experience cracking <1/8" width.
	Secondary	Panels shattered and virtually disintegrated.	Major flexural and shear cracks. Sliding at joints. Extensive crushing. Failure around openings. Severe boundary element damage. Coupling beams shattered and virtually disintegrated.	Minor hairline cracking of walls. Some evidence of sliding at construction joints. Coupling beams experience cracks <1/8" width. Minor spalling.
	Drift	2% transient or permanent	1% transient; 0.5% permanent	0.5% transient; negligible permanent



## Deformaciones Unitarias

- Estados límite evaluados son: fluencia, servicio y colapso.
- Estado límite de **fluencia** es  $\epsilon_s = f_y/E_s$  y  $\epsilon_c = 0,002$  (Priestley & Kowalsky, 2000)
- Estado límite de **servicio** son:  $\epsilon_s = 0,015$  y  $\epsilon_c = 0,004$  para el acero de refuerzo a tensión y el concreto a compresión, respectivamente (Priestley & Kowalsky, 2000).
- **Colapso:**
  - (1) **inestabilidad lateral dinámica**
  - (2) **falla ante cargas axiales** / valor de deriva límite igual al 5% según Gogus y Wallace (2015)
  - (3) el **50% de los muros estructurales** presenten cualquiera de las siguientes fallas: pandeo del acero (0.05), fractura del acero (0.05), aplastamiento del hormigón e inestabilidad de pandeo fuera del plano (Haro et al., 2019).
- Haro, Kowalsky & Chai (2019), relacionan las deformaciones debido a cargas en el plano con la inestabilidad de pandeo fuera del plano del muro estructural /  $\epsilon_{sm}$  en el Muro 2: 0,056, 0,054 y 0,051 para los modelos IT 1.0, IT 1.2 e IT 1.4, respectivamente.

### Referencias

- ACI-318, 2019
- Cando et al., 2020a
- Dabaghi et al., 2019
- Gogus & Wallace, 2015
- Haro, Kowalsky & Chai (2019)
- Sarango, Haro, Acuña & Caiza (2021)



## Selección de Registros Sísmicos

- Base de datos del PEER Ground Motion Database (PEER, 2002).
- Criterios usados en el estudio probabilista de la amenaza sísmica de Cagua (2022).

Magnitudes mayores a M 5,9.

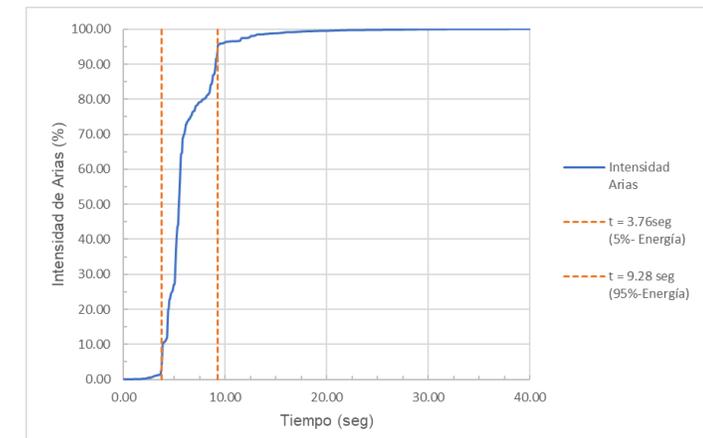
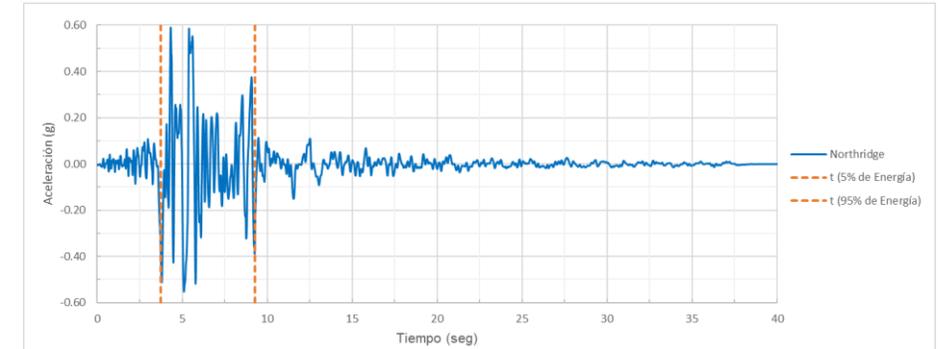
Aceleraciones del suelo (PGA) mayores a 0,25 (g).

Suelo tipo D ( $V_s > 200\text{m/s}$ ).

Distancia  $R_{rup} > 5$  (km).

- Intensidad de Arias (5% y 95% de la energía)

Registro	Magnitud	Año	Estación	Mecanismo	$R_{rup}$ (km)
1 Landers	7.28	1992	Joshua Tree	Strike-slip	11.03
2 Loma Prieta	6.93	1989	Capitola	Reverse Oblique	15.23
3 Kobe	6.90	1995	Nishi-Akashi	Strike-slip	7.08
4 Kocaeli	7.51	1999	Duzce	Strike-slip	15.37
5 Chi-Chi	7.62	1999	TCU045	Reverse Oblique	26.00
6 Christchurch	6.20	2011	Botanical Gardens	Reverse Oblique	5.55
7 Manjil	7.37	1990	Abbar	Strike-slip	12.55
8 Gazli	6.80	1976	Karakyr	Reverse	5.46
9 Cape Mendocino	7.01	1992	Ferndale Fire Station	Reverse	19.32
10 Northridge-01	6.69	1994	Newhall - Fire Sta	Reverse	5.92
11 Westmorland	5.90	1981	Westmorland Fire Sta	Strike-slip	6.50



## 4. Resultados

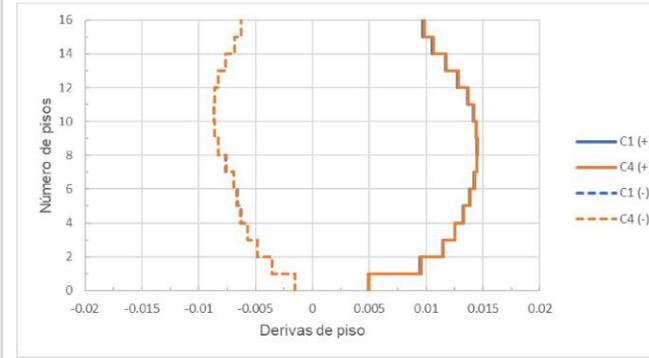


**ESPE**  
ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO  
CAMINO A LA EXCELENCIA

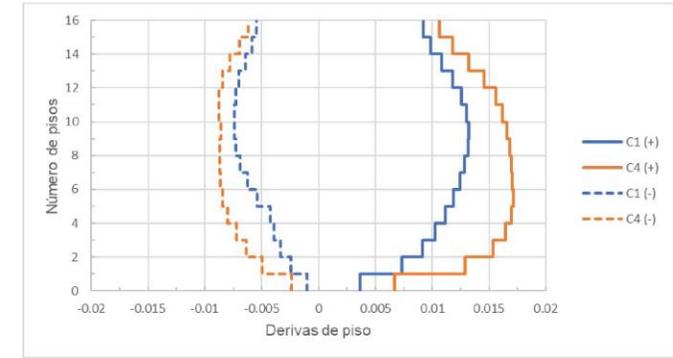
## Respuestas Globales y Locales del Análisis No Lineal

- Resultados del análisis no lineal (tiempo – historia) de los tres arquetipos tomando como amenaza el registro sísmico de Chi-Chi.

### Derivas de Piso



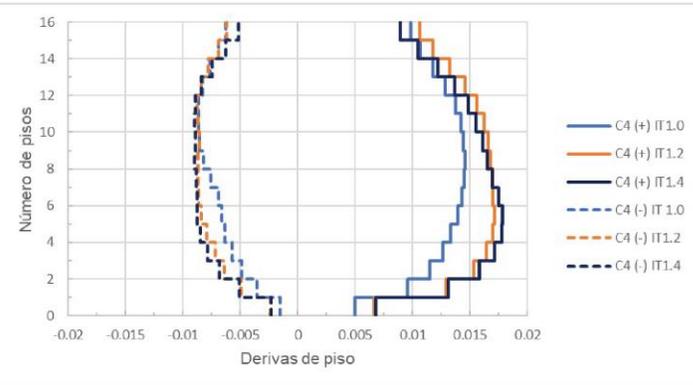
Modelo IT 1.0



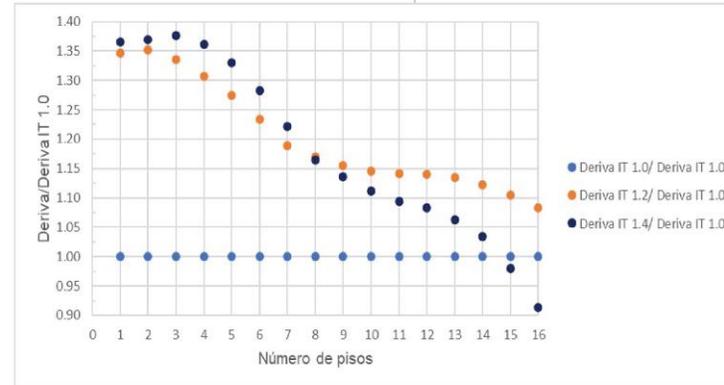
Modelo IT 1.2



Modelo IT 1.3



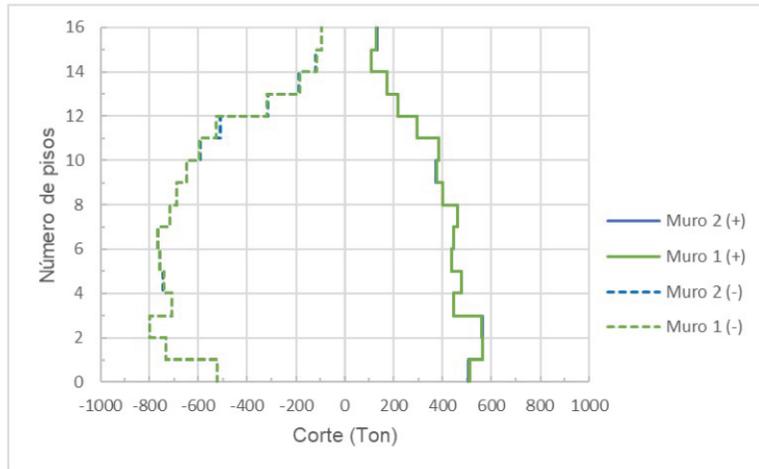
(a)



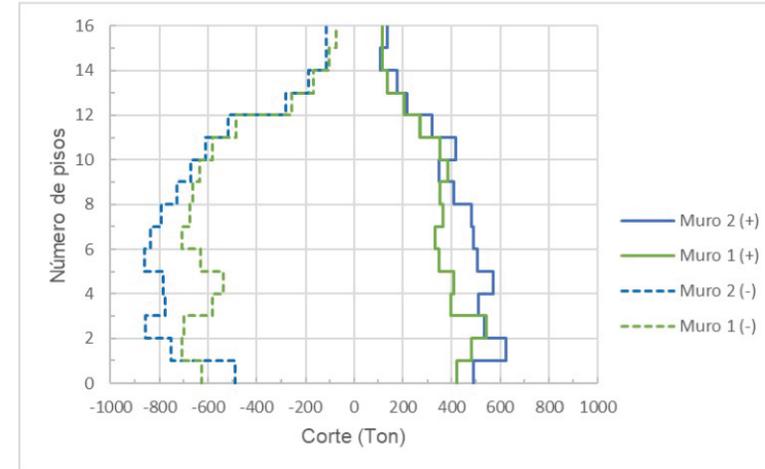
(b)



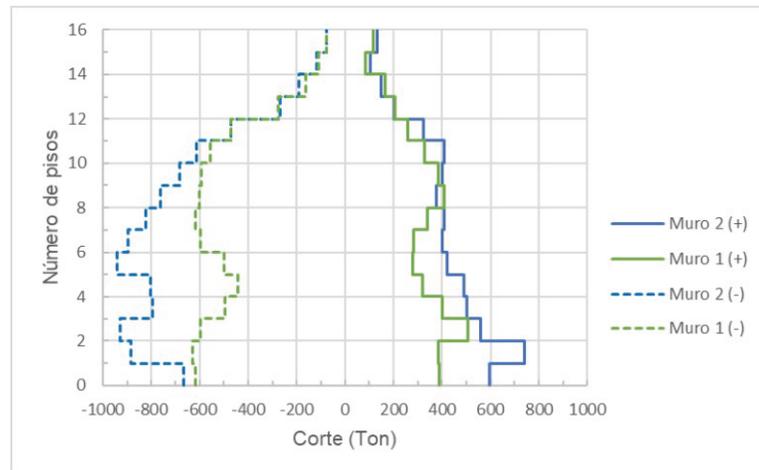
## Corte



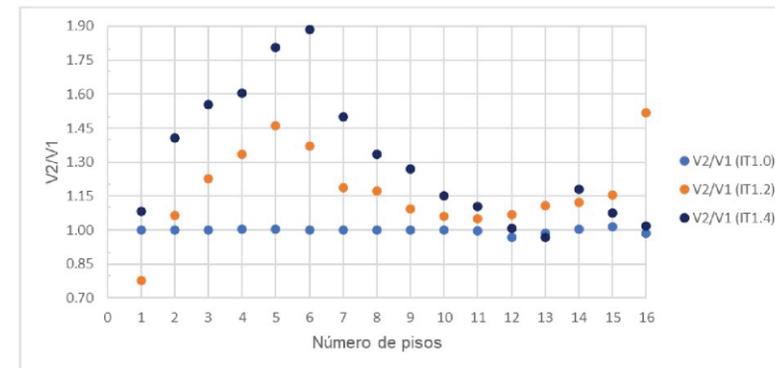
Modelo IT 1.0



Modelo IT 1.2

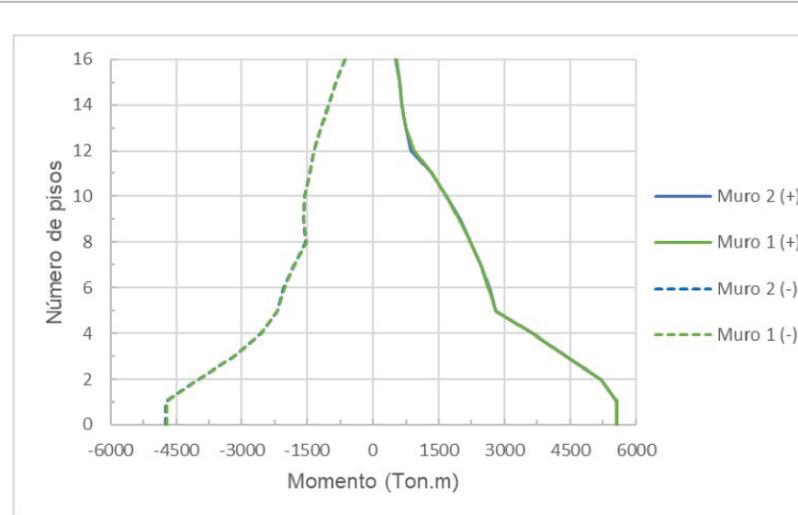


Modelo IT 1.4

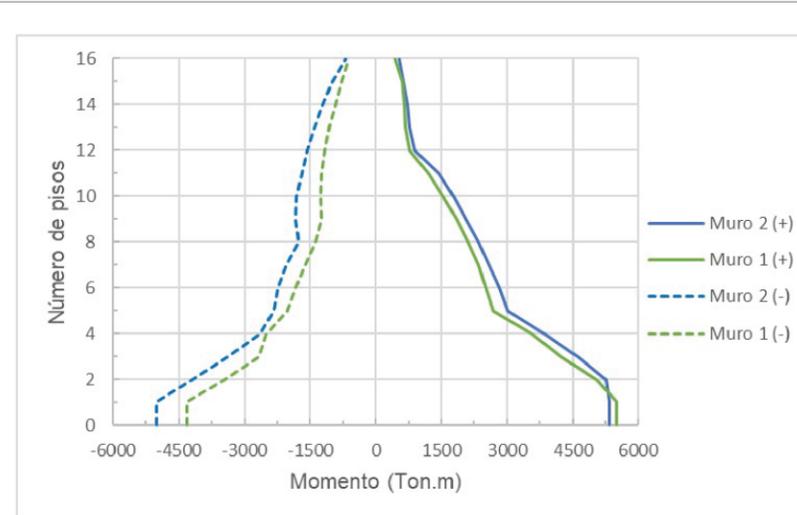


(d)

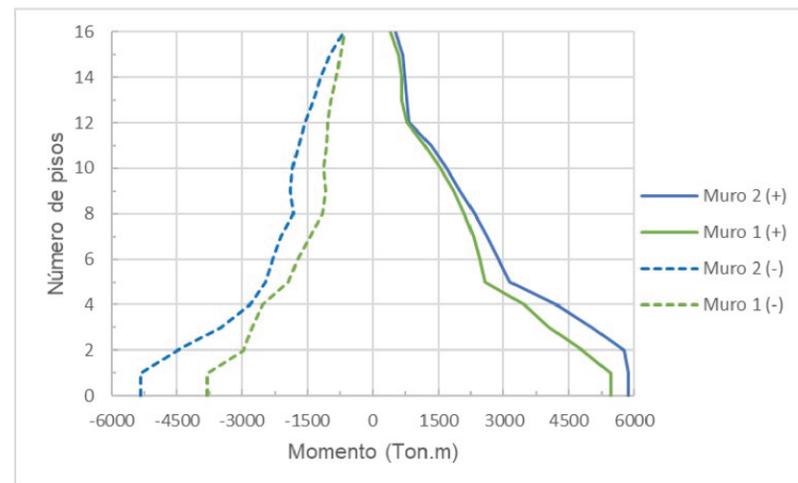
## Momento



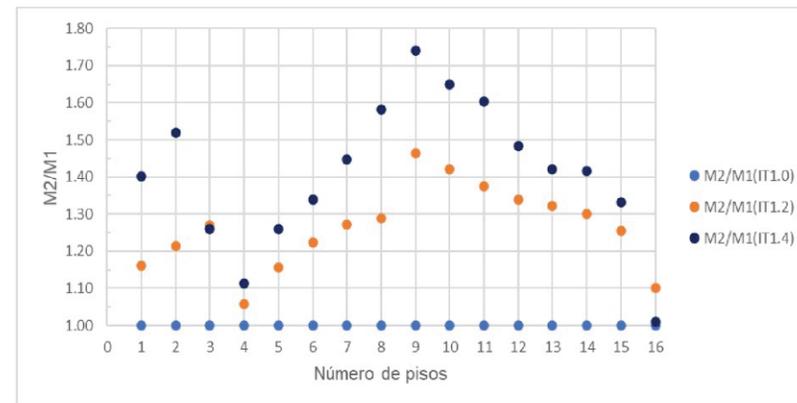
Modelo IT 1.0



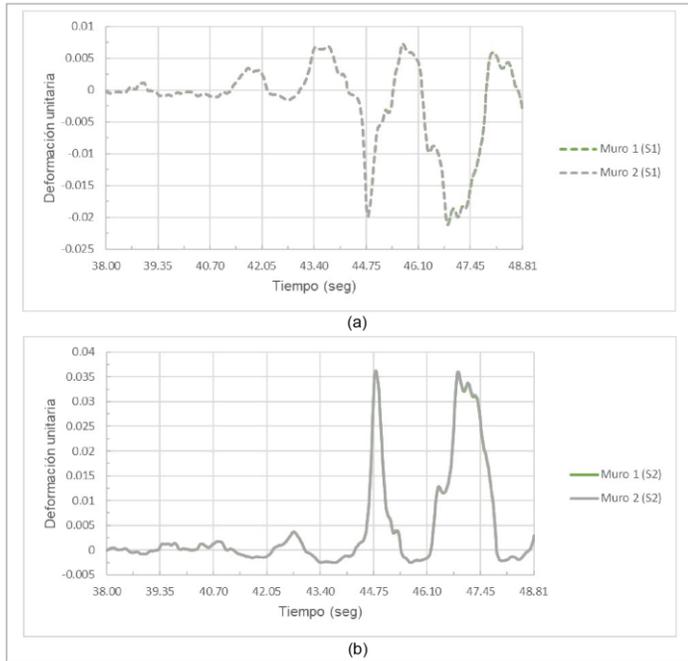
Modelo IT 1.2



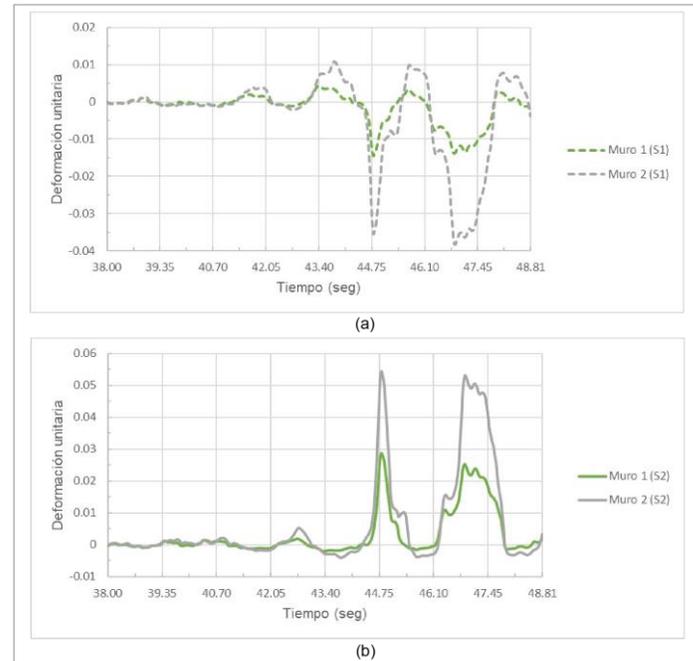
Modelo IT 1.4



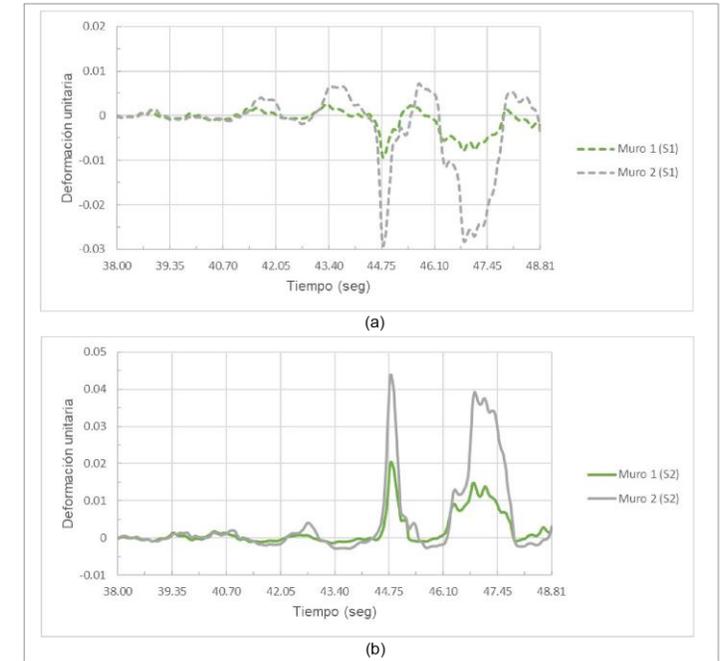
## Deformaciones Unitarias



Modelo IT 1.0



Modelo IT 1.2



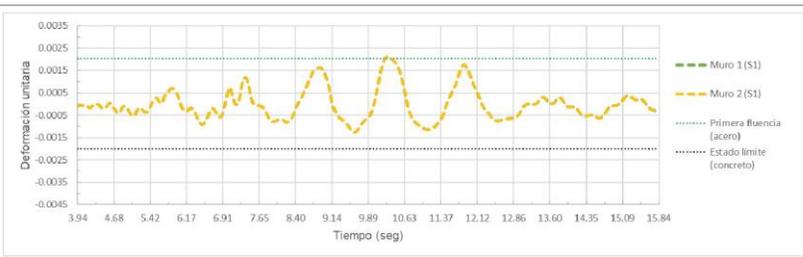
Modelo IT 1.4

- De manera general, se ha comprobado que las **solicitaciones locales** (corte, momento y deformaciones unitarias) en el **Muro 2 aumentan** mientras aumenta el nivel de irregularidad torsional.
- Los valores de derivas de piso del modelo **IT 1.4** aumenta **1,38** (primeros pisos) veces más que las derivas de piso del modelo **IT 1.0**.
- Se mantienen **constantes las deformaciones laterales de piso** de ambas esquinas (C1 y C4) cuando el modelo tiene una **IT 1.0** y se presenta una mayor variación relativa de desplazamientos entre las esquinas C1 y C4 en los modelos con IT 1.2 e IT 1.4

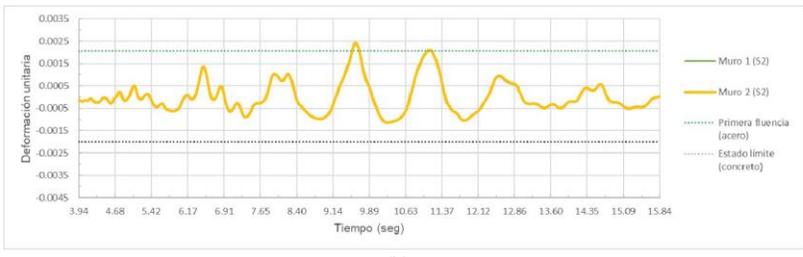
## Evaluación de los Estados Límite en los Registros de Deformaciones Unitarias

- Registro de Loma Prieta con diferentes niveles de intensidad del suelo con la finalidad de encontrar los valores de la Sa (T1,5%) que provoquen la fluencia, servicio y colapso en alguno de los muros estructurales.

	IT 1.0 (g)	IT 1.2 (g)	IT 1.4 (g)
Fluencia	0.1	0.075	0.07
Servicio	0.75	0.44	0.35
Colapso	3.1	1.18	1.17



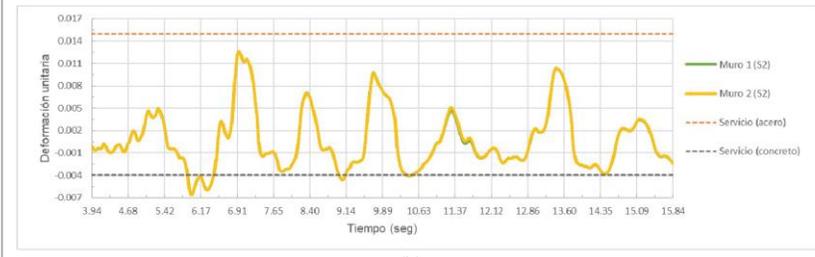
(a)



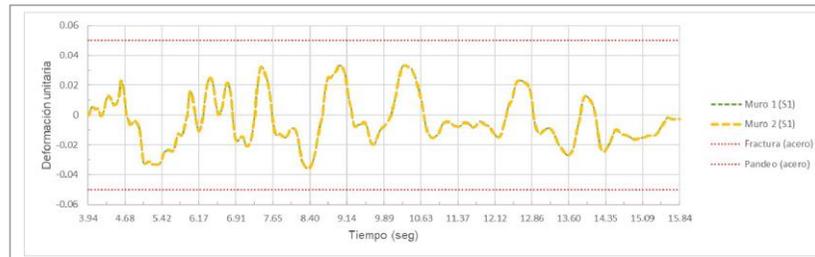
(b)



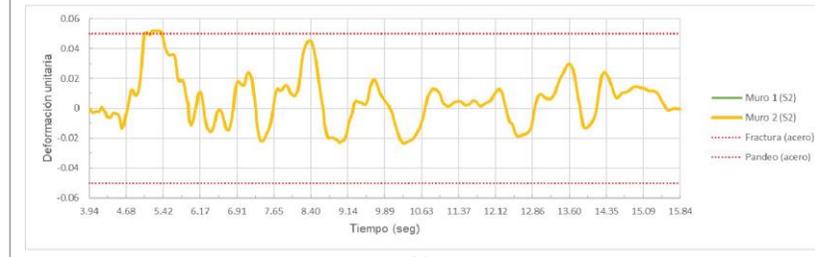
(a)



(b)



(a)

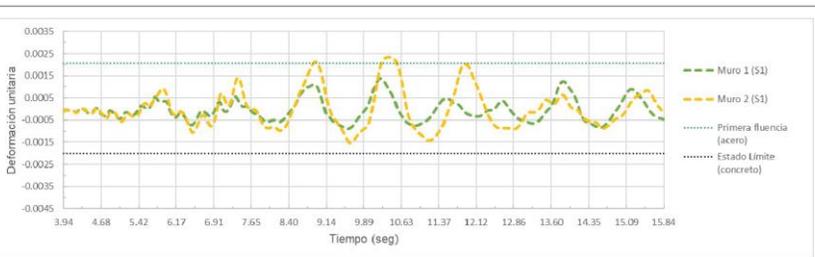


(b)

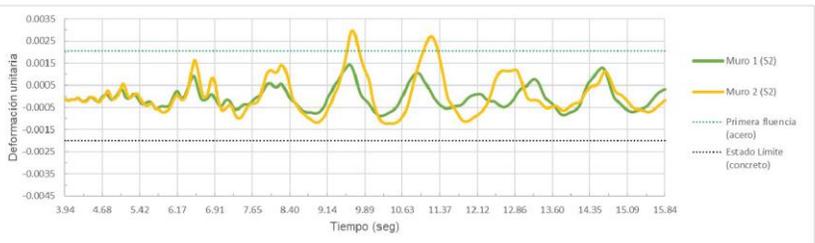
Modelo IT 1.0



## Modelo IT 1.2



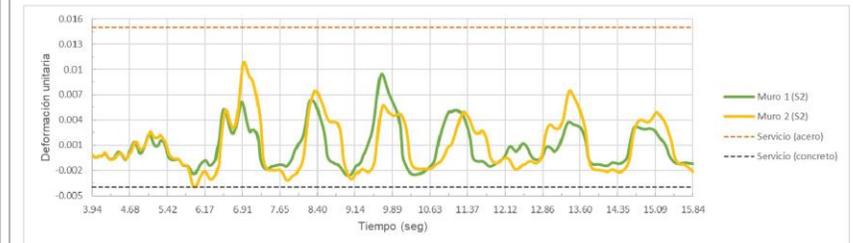
(a)



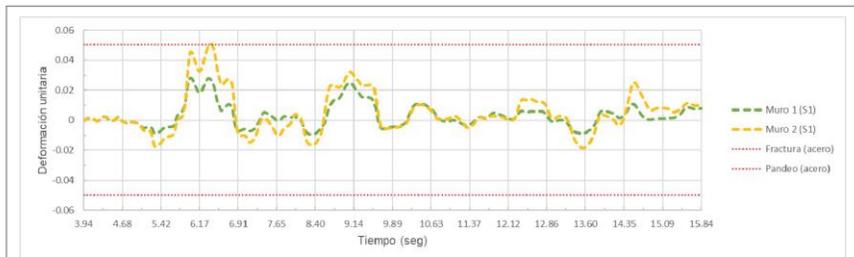
(b)



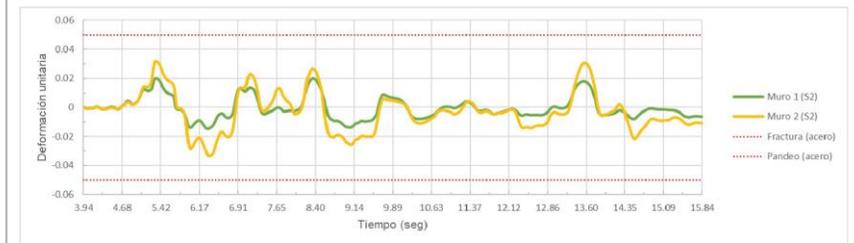
(a)



(b)

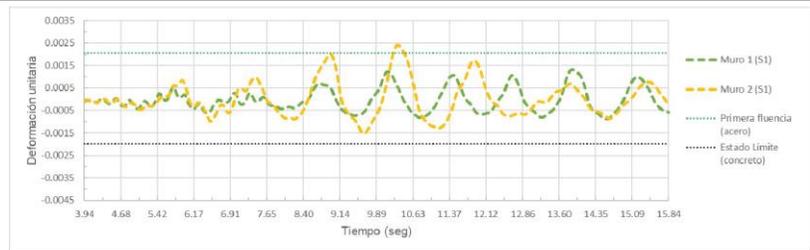


(a)

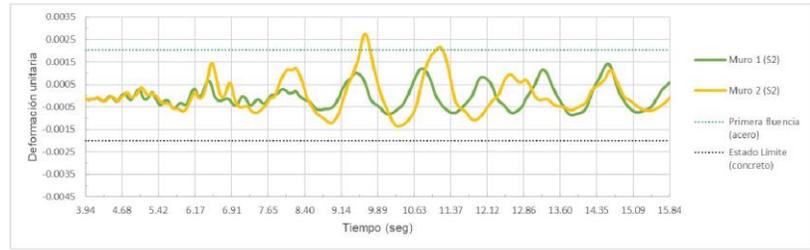


(b)

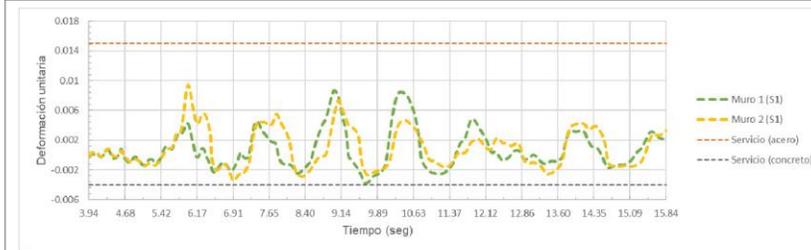
## Modelo IT 1.4



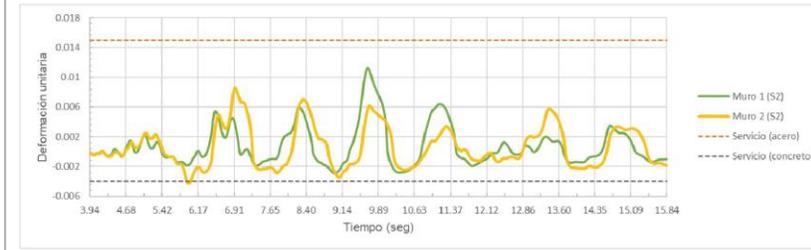
(a)



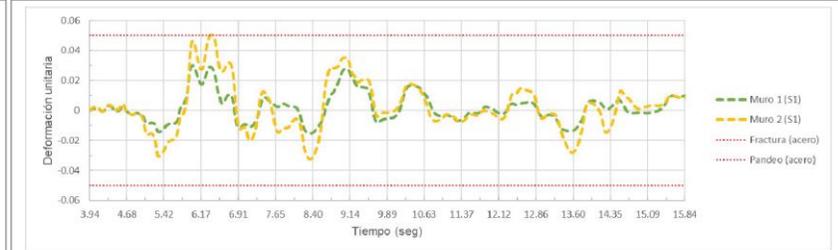
(b)



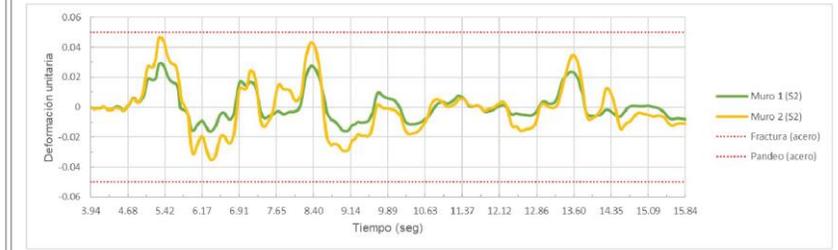
(a)



(b)



(a)



(b)

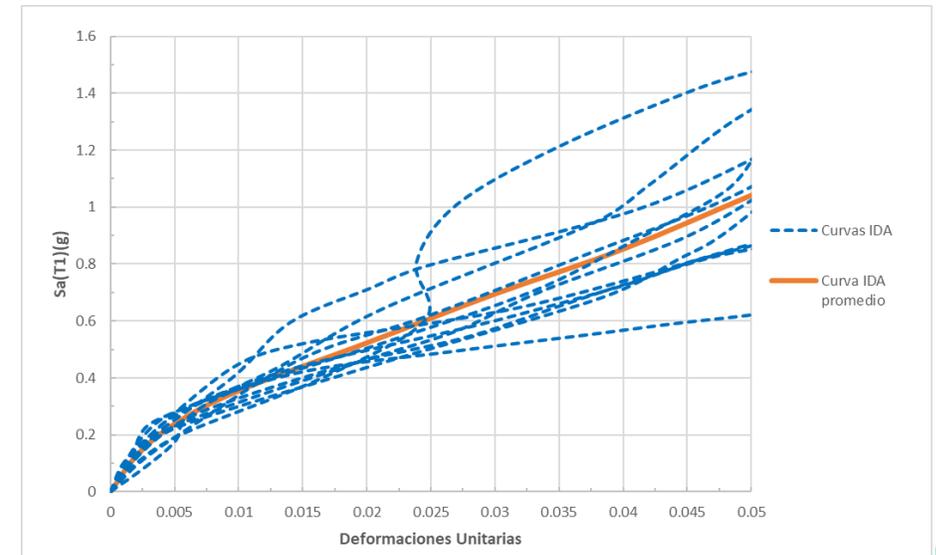
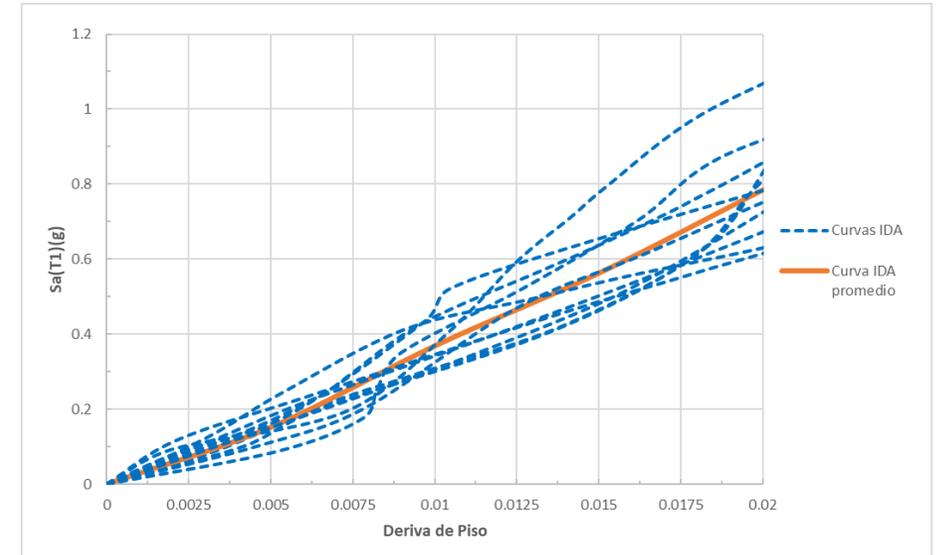


## Análisis Dinámicos Incrementales

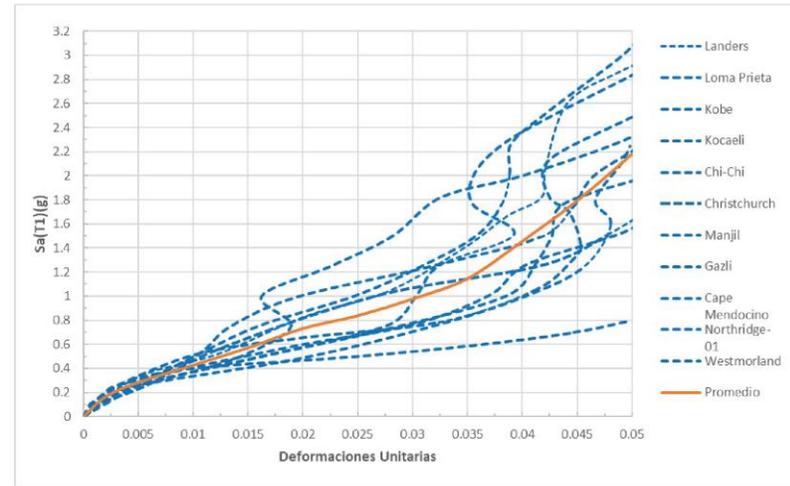
- El Análisis Dinámico Incremental (IDA, siglas en inglés) es un estudio paramétrico utilizado para evaluar el desempeño sísmico de una estructura / es necesario tener uno o varios registros sísmicos que serán escalados a diferentes niveles de medida de intensidad (MI) de la aceleración máxima del terreno / El verificar como varía algún parámetro de demanda ingenieril según la intensidad del registro sísmico.

## Curvas IDA

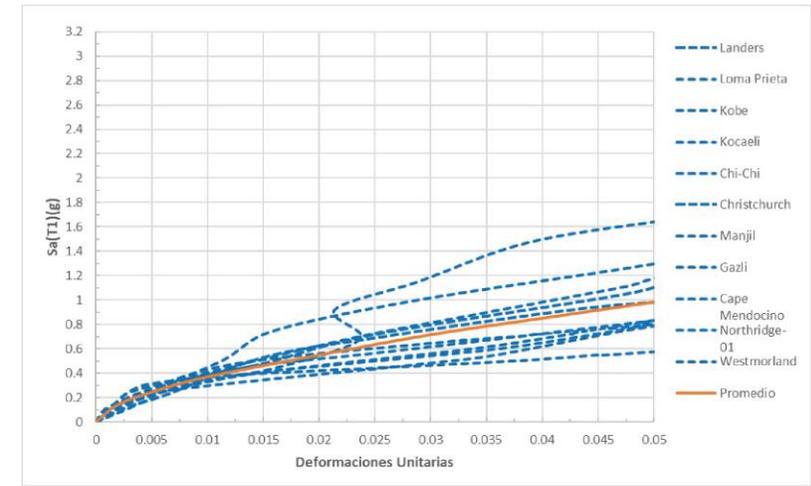
- Muestran la relación entre los parámetros de demanda ingenieril (EDP) vs las medidas de intensidad.
- Medidas de intensidad: PGA (aceleración máxima del terreno), PGV (velocidad máxima del terreno),  $S_a(T1,5\%)$  (aceleración espectral con un amortiguamiento del 5% correspondiente al periodo del primer modo de vibración).
- Parámetros de demanda ingenieril (EDP): derivas de piso, derivas totales, deformaciones unitarias, corte basal, rotaciones nodales e índice de daño.



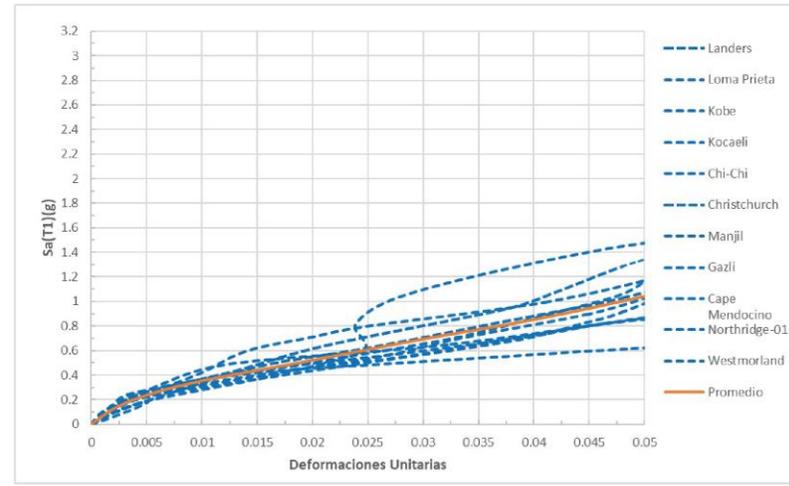
- Se observa que mientras **aumenta** el nivel de IT, las pendientes de las curvas IDA y los valores máximos de  $Sa(T1,5\%)$  **disminuyen**



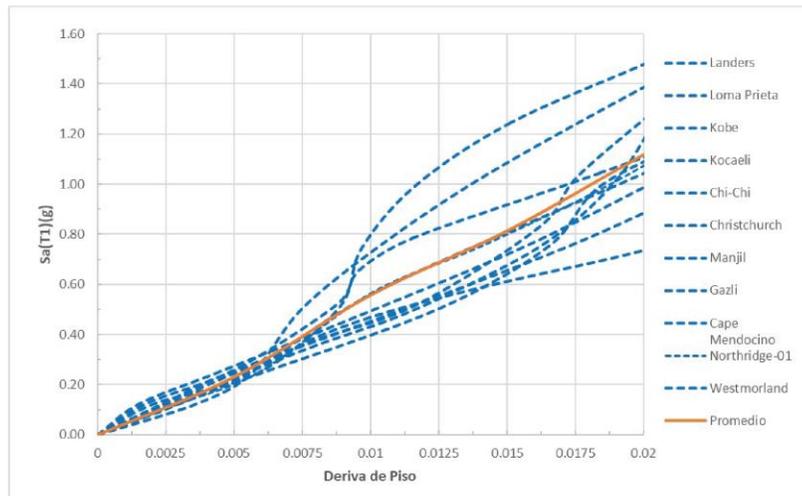
(a)



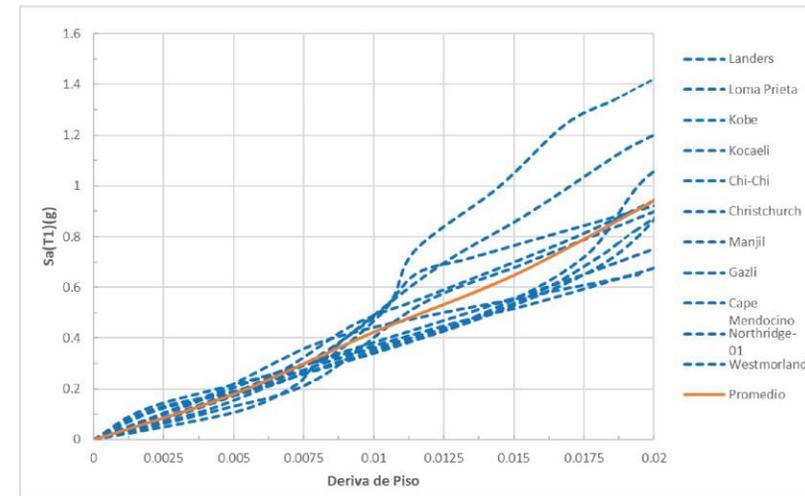
(b)



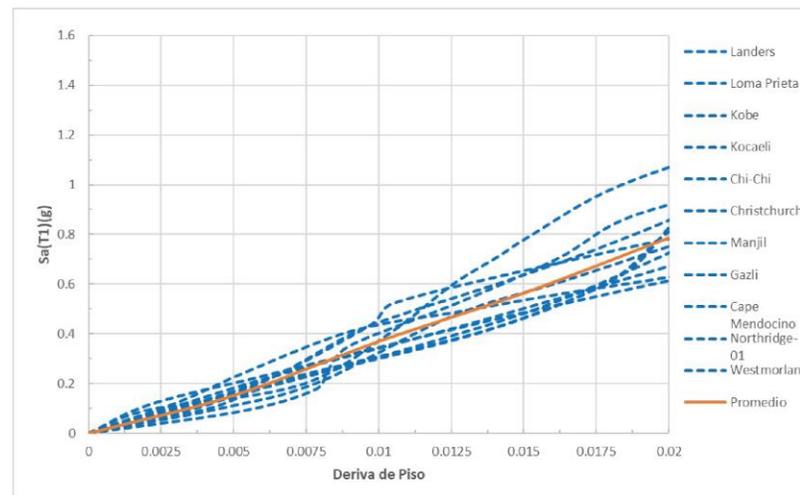
(c)



(a)



(b)

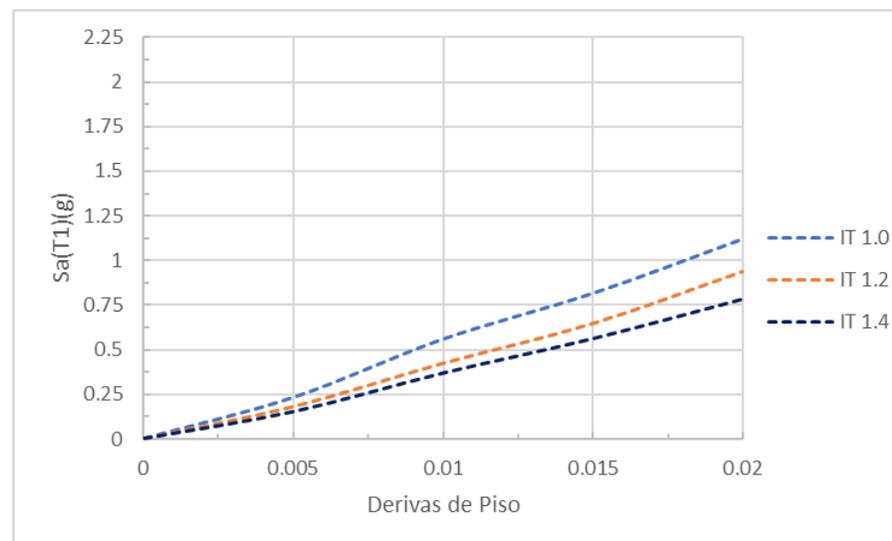
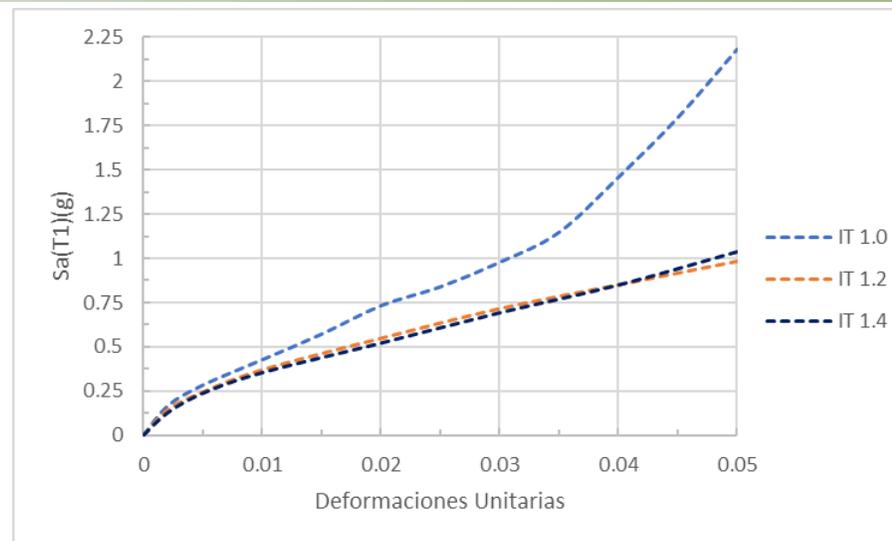


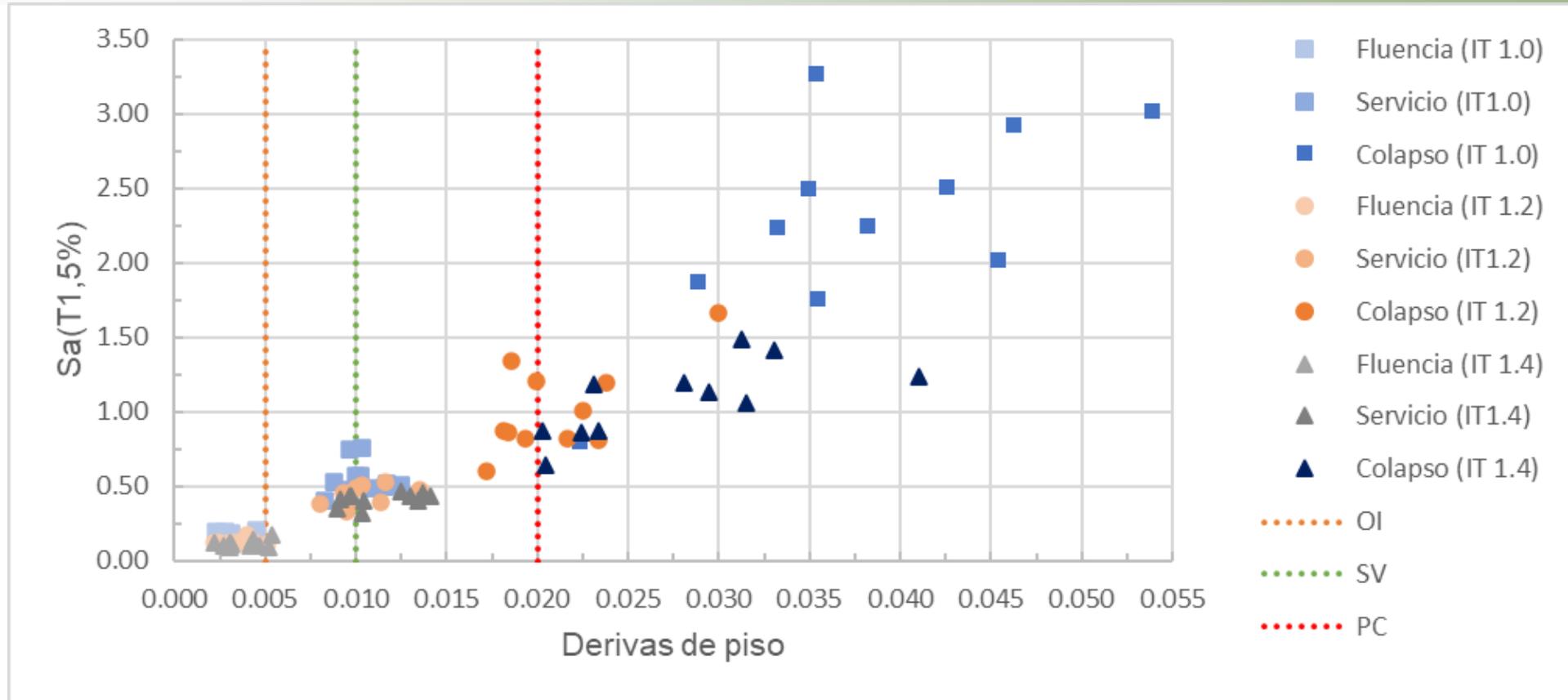
(c)



### 3. Resultados

- En el modelo IT 1.0, solo con 45,4% de los registros se presenta el estado límite de colapso cuando las derivas de piso se encuentran entre 2,0% y 3,5%.
- En el modelo IT 1.2 varios registros presentan el colapso antes de un valor de deriva de piso del 2%. En este modelo con el 100% de los registros se presenta el estado límite de colapso cuando las derivas de piso se encuentran entre 2,0% y 3,5%
- Cuando el valor de la IT es mayor a 1,4, más del 90% de los registros logran esforzar a la estructura hasta alcanzar un estado límite de colapso cuando el valor de la deriva de piso se encuentra entre 2,0% y 3,5%
- En todos los casos el valor promedio máximo de  $S_a(T1,5\%)$  se encuentra en las curvas IDA elaboradas con un EDP de deformaciones unitarias.





- Se grafica los valores de Sa(T1,5%) y derivas de piso a los cuales se presentan los estados límites de fluencia, servicio y colapso.
- Tomando en cuenta que los valores de deriva de piso de 0,5%, 1,0% y 2,0% representan un nivel de desempeño según el FEMA 356, se procedió a relacionar el estado límite de fluencia con el nivel de desempeño de OI, el estado límite de servicio con el nivel de desempeño de SV y el estado límite de colapso con el nivel de desempeño de PC.

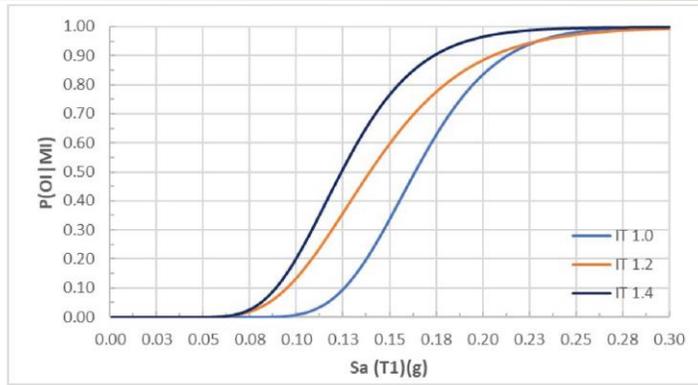
## Curvas de Fragilidad

J. C. Vielma et al (2014) menciona que las curvas de fragilidad permiten establecer la probabilidad que tiene una estructura o un elemento de exceder cierto estado límite de daño ante alguna acción sísmica. Los estados límites de daño pueden ser cuantificados por derivas de piso, deformaciones unitarias, o aceleraciones de piso. La función de fragilidad está representada por una distribución acumulativa log normal. La siguiente expresión (Ecuación (2)) representa la función de fragilidad:

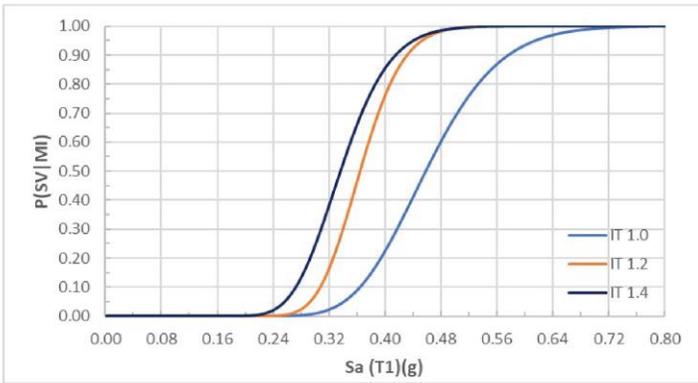
$$F_i(D) = \Phi\left(\frac{\ln(D/\theta_i)}{\beta_i}\right) \quad (2)$$

Donde el valor de la mediana de la distribución de probabilidad es representado por  $\theta$ ;  $\beta$  es la desviación estándar logarítmica;  $\Phi$  representa la función de la distribución acumulativa estándar;  $F_i(D)$  representa la probabilidad condicional de que un elemento sea dañado y  $D$  es el parámetro de demanda ingenieril (FEMA P-58, 2018).

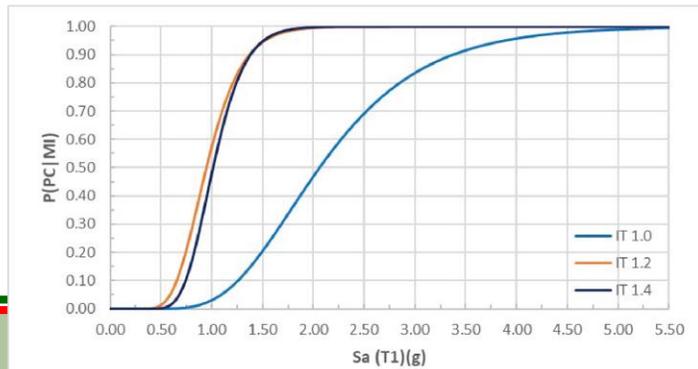
## Deformaciones Unitarias



(a)

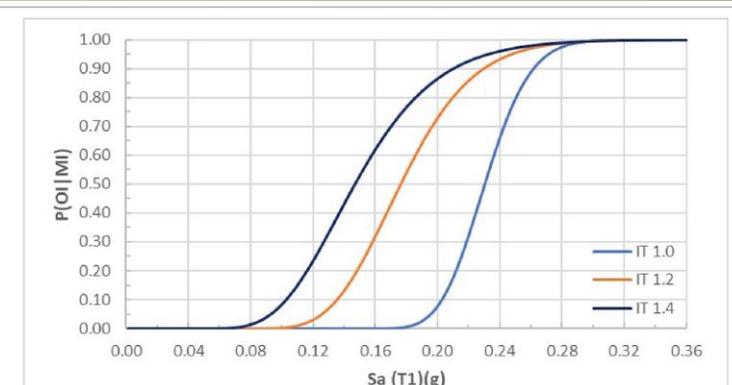


(b)

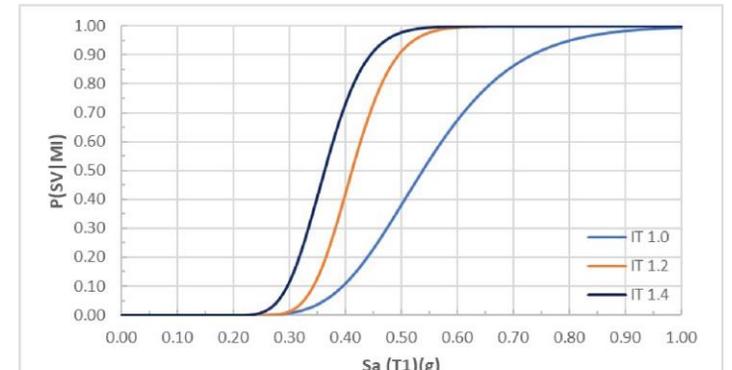


(c)

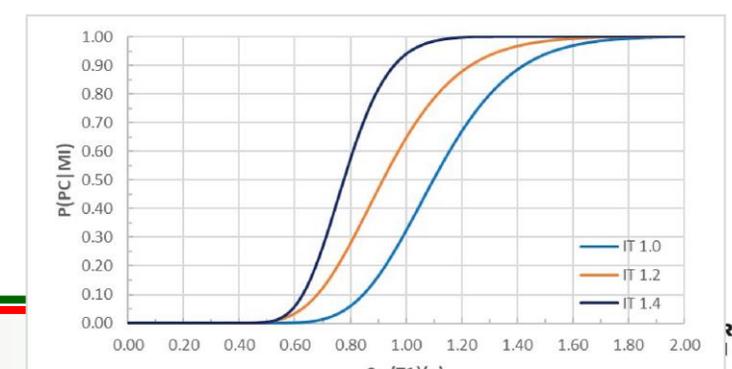
## Derivas de Piso



(a)



(b)



(c)

## Coeficientes de Margen y la Probabilidad de Alcanzar un Estado Límite

- Se determina el **coeficiente de margen** de ocupación inmediata (OMR), coeficiente de margen de seguridad de vida (SMR) y coeficiente de margen de prevención de colapso (PCMR).
- Los coeficientes de margen representan la razón entre la intensidad de OI mediana, la intensidad de SV mediana o la intensidad de PC mediana y la aceleración espectral del periodo fundamental de la estructura ante el SE, DBE o MCE, respectivamente (FEMA, 2010).
- Los valores de **intensidad mediana** (IO,50%; IS,50%; IPC,50%) representan el valor de la pseudo aceleración espectral a la cual el 50% de los registros alcanzan un determinado nivel de desempeño.
- En los tres modelos analizados se puede observar que las curvas de fragilidad para un nivel de desempeño de OI y SV presentan una mayor probabilidad de alcanzar dicho estado límite, si la evaluación de las curvas IDA se las realiza con la MD de deformaciones unitarias.

Coeficientes OMR y probabilidad de alcanzar el estado límite OI ante el SE

Modelo	T1 (seg)	Sa (SE)	IO,50%		OMR		%P(OI SE)	
			MD		MD		MD	
			Def. Unit.	Derivas	Def. Unit.	Derivas	Def. Unit.	Derivas
IT 10	1,64	0,254	0,163	0,230	0,64	0,91	98,33	83,69
IT 1.2	1,68	0,248	0,139	0,176	0,56	0,71	97,28	95,05
IT 1.4	1,74	0,239	0,124	0,147	0,52	0,62	99,39	95,91

Coeficiente SMR y probabilidad de alcanzar el estado límite SV ante el DBE

Modelo	T1 (seg)	Sa (DBE)	IS,50%		SMR		%P(SV DBE)	
			MD		MD		MD	
			Def. Unit.	Derivas	Def. Unit.	Derivas	Def. Unit.	Derivas
IT 1.0	1,64	0,507	0,458	0,538	0,90	1,06	71,58	40,34
IT 1.2	1,68	0,495	0,364	0,412	0,74	0,83	98,96	89,97
IT 1.4	1,74	0,478	0,336	0,363	0,70	0,76	98,4	95,85

Coeficiente PCMR y probabilidad de alcanzar el estado límite PC ante el MCE

Modelo	T1 (seg)	Sa (MCE)	IPC,50%		PCMR		%P(PC MCE)	
			MD		MD		MD	
			Def. Unit.	Derivas	Def. Unit.	Derivas	Def. Unit.	Derivas
IT 1.0	1,64	0,761	2,06	1,10	2,71	1,45	0,48	3,54
IT 1.2	1,68	0,743	0,948	0,916	1,28	1,23	19,80	18,29
IT 1.4	1,74	0,717	1,013	0,776	1,41	1,08	7,60	31,60

P(PC|DBE) (%)

Modelo	MD		
	Sa (DBE)	Def. Unit.	Derivas
IT 1.0	0.507	0.013	0.007
IT 1.2	0.495	1.190	0.40
IT 1.4	0.478	0.093	0.16

## 5. Conclusiones



**ESPE**  
ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO  
CAMINO A LA EXCELENCIA

- Por medio de los **análisis estáticos y dinámicos no lineales**, se comprobó que en los modelos con IT 1.2 e IT 1.4 existe una **redistribución de esfuerzos** entre los elementos resistentes a carga lateral, siendo unos elementos más esforzados que otros. Además, se comprobó que al **augmentar el nivel de irregularidad torsional** las respuestas globales (derivadas de piso) y demandas locales (momento, corte, deformaciones unitarias) aumentan.
- En las curvas IDA, **se comprobó que el modelo IT 1.0 logra alcanzar valores más altos de pseudo aceleración espectral** ( $S_a(T1,5\%)$ ) con respecto a los modelos con IT 1.2 e IT 1.4. Además, se evidenció que mientras aumenta el nivel de irregularidad torsional disminuyen las pendientes de las curvas IDA.
- Al comparar las **curvas de fragilidad** con las diferentes medidas de daño, se concluye que **la evaluación con deformaciones unitarias para los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida, resultan ser más conservadoras**, ya que es posible alcanzar dichos niveles de desempeño con menores  $S_a(T1,5\%)$ . Para el nivel de desempeño de **Prevención de Colapso**, la medida de daño de **deriva de piso** resulta ser la más crítica, ya que solo el 27% de los análisis obtuvieron valores de derivadas de piso cercanos o iguales al 2,0% cuando se presenta el estado límite de colapso.

- Se concluye que a mayor nivel de irregularidad torsional mayor es la probabilidad de alcanzar el nivel de desempeño de prevención de colapso. Las probabilidades de alcanzar el nivel de desempeño de prevención de colapso ante el sismo máximo considerable para los modelos IT 1.2 e IT 1.4 son 18,29% y 31,60%, respectivamente; mientras que el modelo IT 1.0 solo tiene una probabilidad del 3,54% de alcanzar el nivel de desempeño de prevención de colapso.
- Se verificó que el nivel de irregularidad torsional mayor a 1,4 aumenta la probabilidad de alcanzar el nivel de prevención de colapso **8,92 veces** más que el modelo con irregularidad torsional igual a 1,0.
- Finalmente, se concluye que el nivel de irregularidad torsional afecta al desempeño estructural, por lo tanto, es importante tener un nivel de irregularidad torsional máximo permisible que permita tener estructuras con bajas probabilidades de alcanzar el nivel de desempeño de Prevención de colapso.

**MUCHAS GRACIAS**



**ESPE**  
ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO  
CAMINO A LA EXCELENCIA



**ESPE**  
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS  
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA



**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS ESPE**

**CENTRO DE POSGRADOS**

MAESTRÍA DE INVESTIGACIÓN EN INGENIERÍA CIVIL  
CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS

**“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN SISTEMA DUAL DE HORMIGÓN ARMADO  
CON DIFERENTES NIVELES DE IRREGULARIDAD TORSIONAL”**

**AUTOR: ING. ULCUANGO MERINO FRANKLIN DAVID**

**DIRECTOR: ING. HARO BÁEZ ANA GABRIELA, PhD.**

**SANGOLQUÍ, JUNIO - 2023**

