

# Evaluación de puentes existentes considerando fenómenos de ISE

**Prof. Edinson Guanchez (PhD, MSc, Esp)**

CEO SISMICA Institute SL

Profesor Asociado UPC (Barcelona-España)

Ing. Consultor Geotecnia y Estructuras

[edinson.guanchez@sismica-institute.com](mailto:edinson.guanchez@sismica-institute.com)



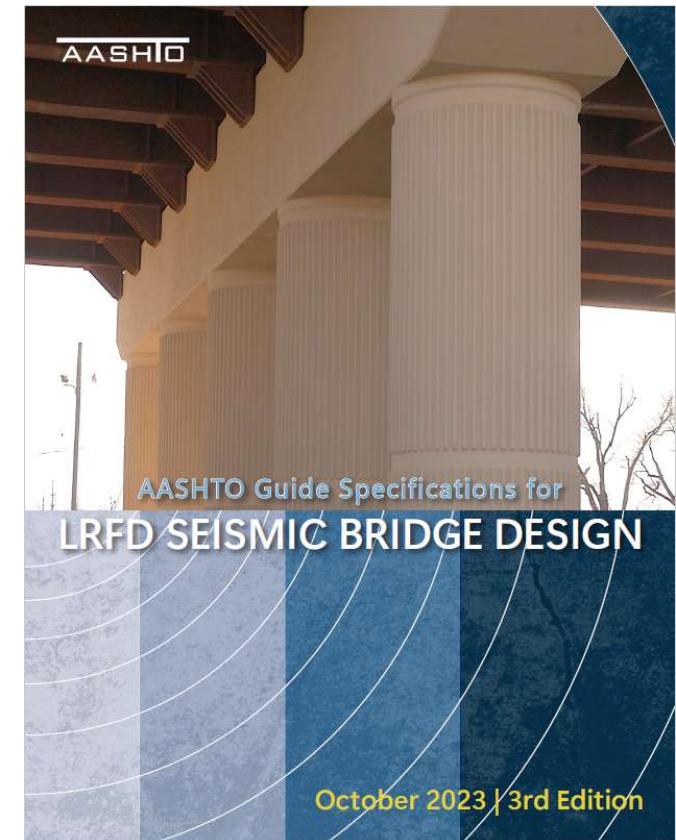
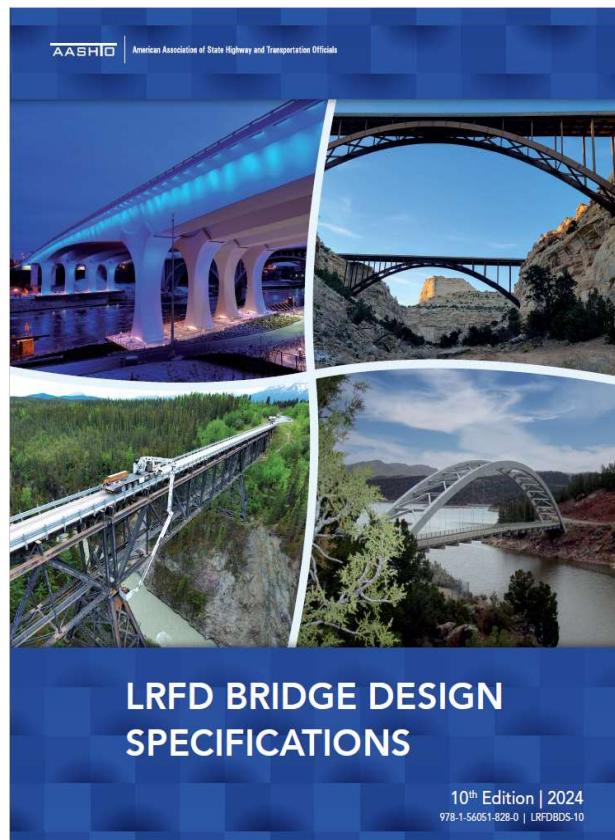
Asociación de Ingenieros  
Estructurales de Antioquia



SIMPOSIO INTERNACIONAL  
DE INGENIERÍA DE PUENTES  
**SIIP 2025**



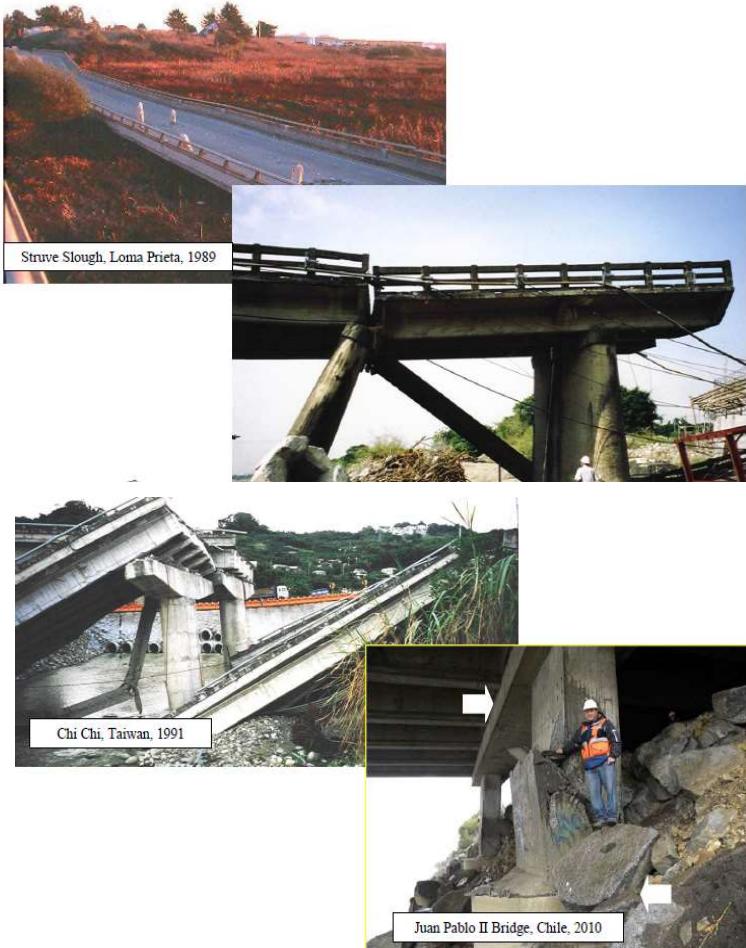
# Evaluación de Puentes Existentes considerando fenómenos de ISE



**De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro**



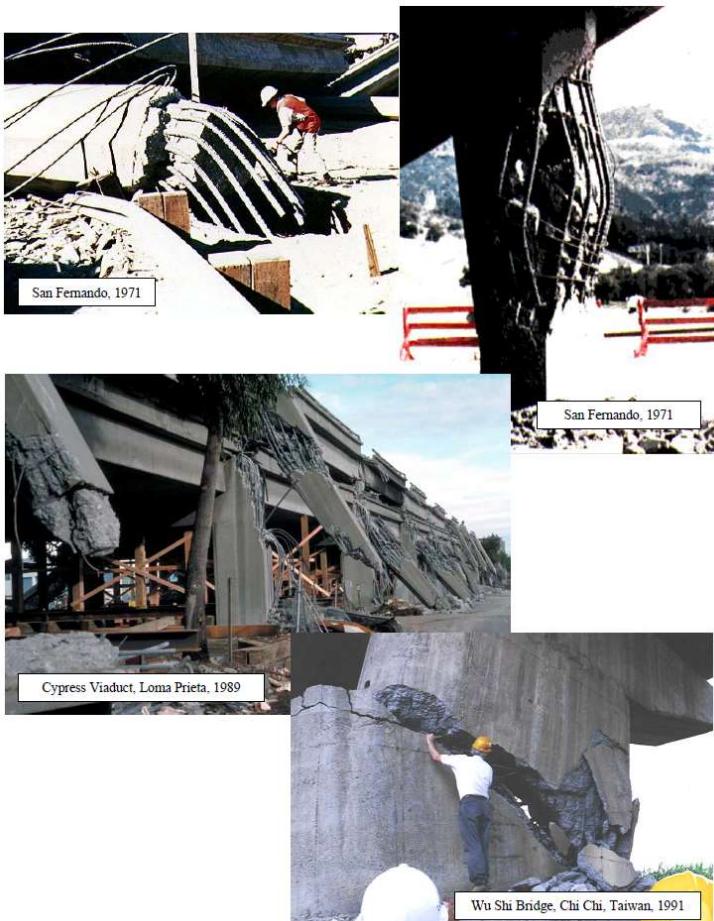
## ¿Por qué evaluar la respuesta sísmica de puentes existentes?



Año	Terremoto	Principales Lecciones	Avances Principales
1964	Prince William Sound, Alaska	Falla del terreno por licuefacción, <b>pérdida de apoyo de vanos</b> (span unseating).	Reconocimiento de la susceptibilidad del sitio a la licuefacción; <b>incremento en la longitud de los apoyos</b> .
1964	Niigata, Japón	Falla del terreno por licuefacción, <b>pérdida de apoyo de vanos</b> .	Reconocimiento de la susceptibilidad del sitio a la licuefacción; <b>incremento en la longitud de los apoyos</b> .
1971	San Fernando, California	Falla de columnas y <b>pérdida de apoyo de vanos</b> .	Introducción del concepto de <b>diseño por capacidad</b> y <b>aumento de las longitudes de apoyo</b> .
1989	Loma Prieta, California	Detalles no dúctiles en estructuras antiguas, <b>pérdida de apoyo de vanos</b> , efectos de amplificación del suelo.	Desarrollo de <b>restrainers</b> , <b>chaquetas de columnas</b> , amplio conjunto de herramientas de retrofit, y <b>revisión de los factores de amplificación del sitio</b> .
1994	Northridge, California	Distribución desfavorable de cargas en pilas con rigideces no balanceadas, <b>pérdida de apoyo en puentes con esvaje</b> , fallas en columnas acampanadas, fallas de marcos transversales y daño en superestructuras de vigas cajón de acero.	Balance de rigideces en estructuras continuas multivano, <b>mayores longitudes de apoyo</b> , nuevos detalles para columnas acampanadas, diseño explícito de cargas en vigas cajón de acero, y diseño basado en desplazamientos.
1995	Kobe, Japón	Daños en superestructuras y apoyos de acero, <b>respuesta no dúctil de columnas de concreto</b> .	Incremento en los esfuerzos mínimos de conexión, ensayos a escala real de columnas de puentes japoneses en la mesa sísmica <b>E-defense</b> en Kobe.



## ¿Por que evaluar la respuesta sísmica de puentes existentes?

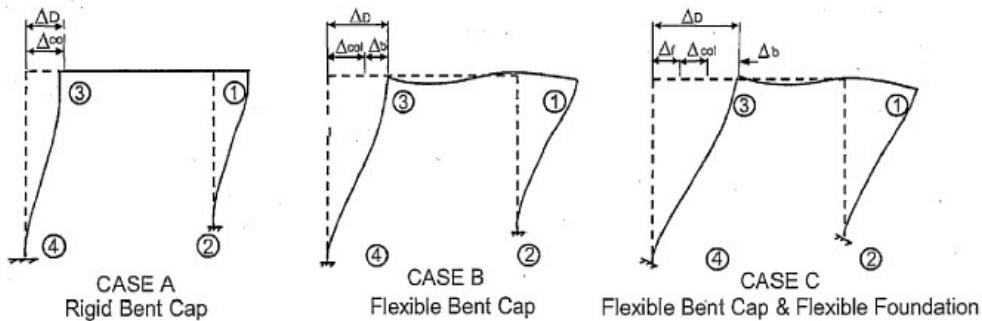


Año	Terremoto	Principales Lecciones	Avances Principales
2001	Nisqually, Washington	Liquefacción y daños transversales en vigas cajón de acero.	Remediación del sitio, estimación de cargas laterales debidas a liquefacción, marcos transversales dúctiles en puentes de vigas cajón de acero.
2008	Wenchuan, China	<b>Pérdida de apoyo de vanos</b> y daño en estribos debido a desprendimientos de rocas, pérdida de apoyo en vigas curvas.	Estabilización de taludes rocosos adyacentes, diseño explícito de cargas en puentes curvos de vigas cajón de acero; <b>mayores longitudes de asiento</b> .
2010	Maule, Chile	<b>Pérdida de apoyo por llaves de corte inadequadas</b> , rotación en puentes con y sin esvaje, liquefacción con asentamiento y fallas por corte en columnas, socavación inducida por tsunami y daño en columnas.	Diseño explícito de cargas en todas las superestructuras, incluyendo diafragmas y conexiones; <b>mayores longitudes de asiento para puentes con esvaje</b> ; remediación de liquefacción bajo cimentaciones para minimizar asentamientos y empujes laterales.
2010–2011	Christchurch, Nueva Zelanda	Empujes laterales inducidos por liquefacción que dañaron pilas y vigas simples; al resistirlos, las vigas pueden pandearse; el programa de retrofit agresivo redujo los daños.	Mejoramiento del terreno bajo accesos de puentes para reducir empujes laterales (remediación del sitio); se demostró la efectividad del programa de retrofit sísmico.
2011	Gran Terremoto del Este de Japón	Daños en puentes principalmente en los que no habían sido reforzados o solo parcialmente reforzados; el tsunami causó más daños en puentes no integrales.	Se demostró la efectividad del programa de retrofit sísmico; la supervivencia durante el tsunami es posible si existe conexión adecuada entre la superestructura y la subestructura.

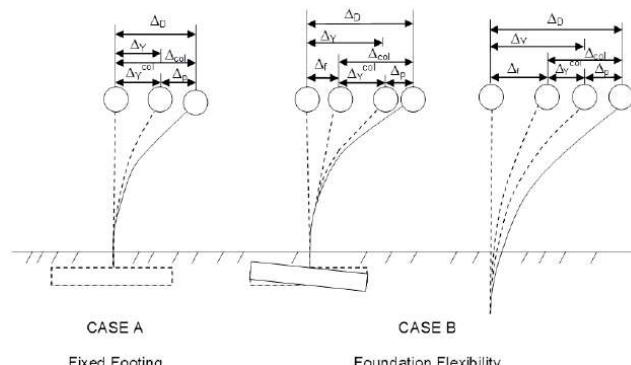


## ¿Cuáles aspectos se deben tener en cuenta en el diseño sismorresistente de la superestructura?

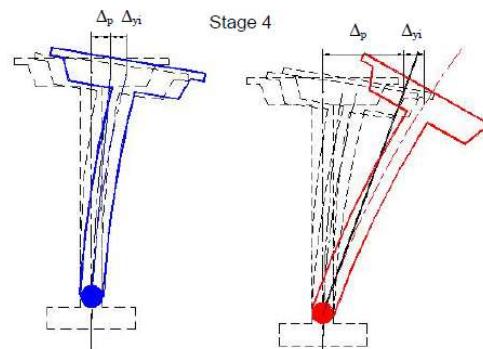
### Capacidad de Disipación de Energía. (Ductilidad)



Control de Desplazamientos mediante distribución armónica de rigideces de los miembros estructurales.



Consideraciones de Rigidez en Cimentaciones.



Mecanismos de formación de rotulas plásticas en apoyos (piers)

FHWA-NHI-15-004 (2014)



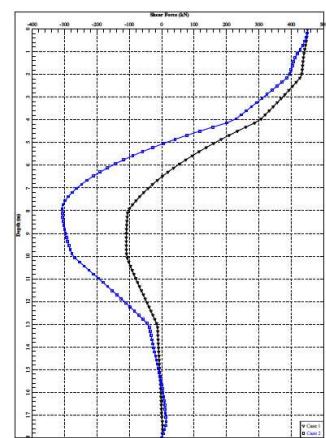
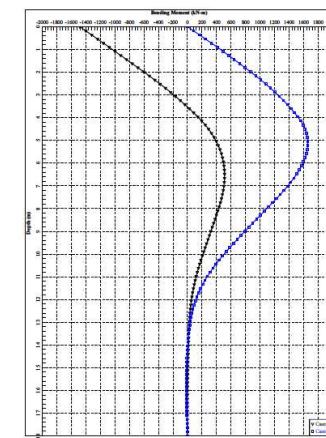
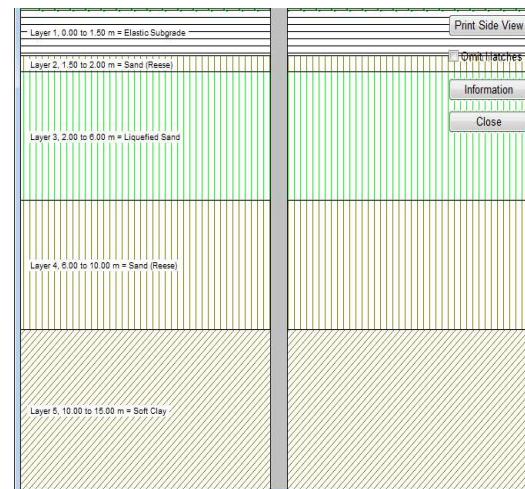
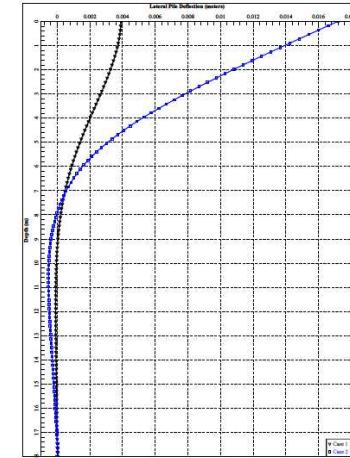
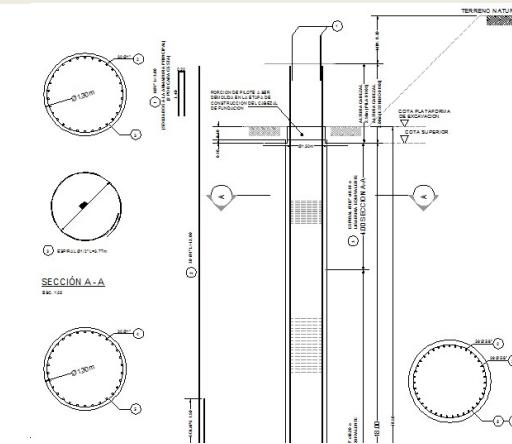
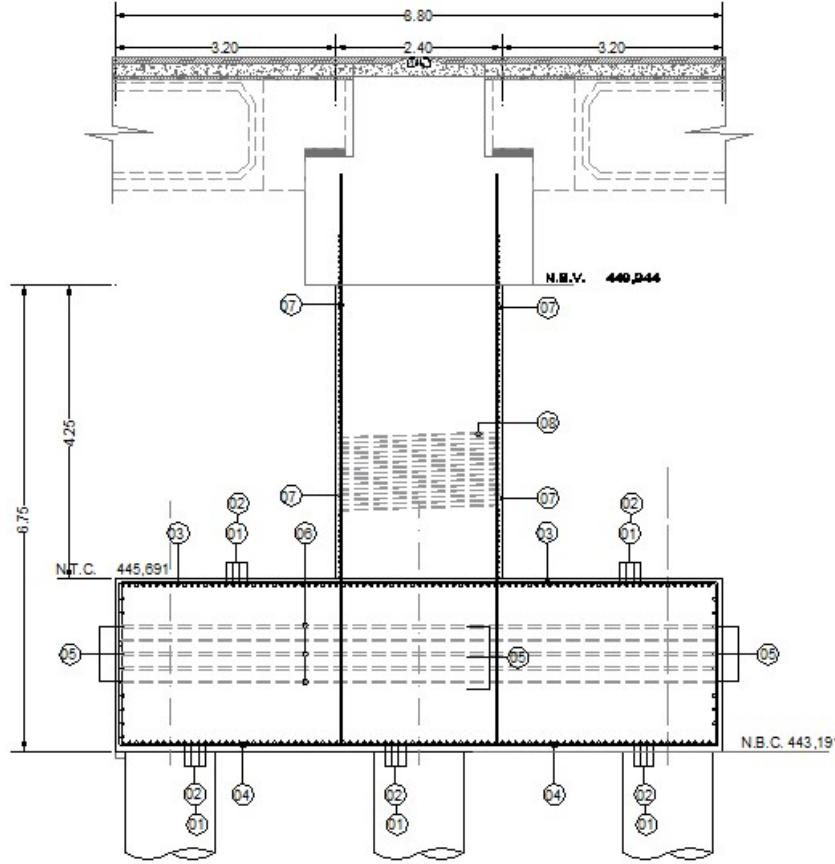
¡Por lo tanto...!



Evaluación del Viaducto La Cabrera (Venezuela). 2016



## ¡Por lo tanto...!



Proyecto de Puente Vial. E. Guanchez (2015-2016)



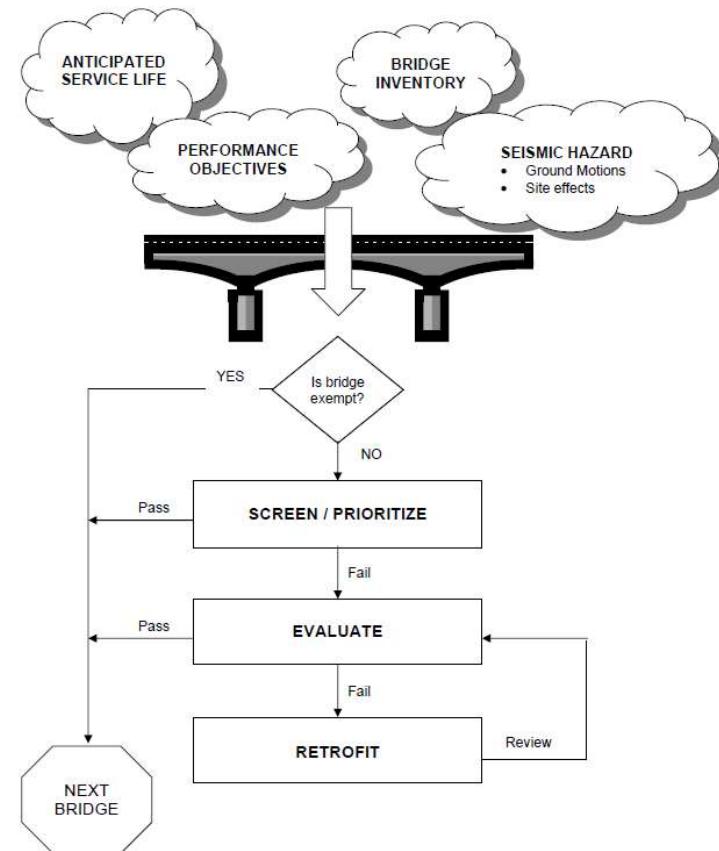
## **De Medellín para el mundo: Conectando saberes, construyendo futuro**

## Evaluación y Retrofitting.

El reforzamiento sísmico (*retrofitting*) es el método más común para mitigar los riesgos

La decisión entre **reforzar, abandonar, reemplazar o no hacer nada** requiere una **evaluación cuidadosa tanto de la importancia como del grado de vulnerabilidad** de la estructura.

Es necesario **priorizar los puentes con deficiencias**, otorgando la **máxima prioridad de intervención a los puentes importantes ubicados en zonas de alto riesgo sísmico**.



Seismic retrofitting manual for highway structures: Part 1 – Bridges.  
Buckle, I. et al. (FHWA-HRT-06-032)



## Evaluación y Retrofitting.

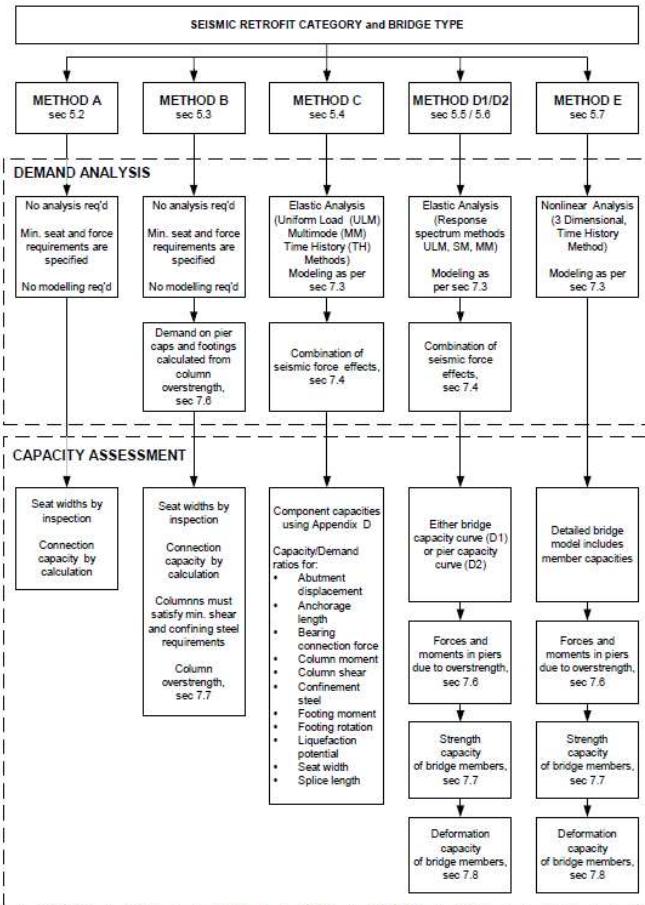


Figure 1-13. Evaluation methods for existing bridges showing relationship between demand analysis and capacity assessment.

Según el *Manual FHWA-HRT-06-03 (Capítulo 5 y Fig. 1-13)* se definen seis niveles de evaluación, organizados de menor a mayor complejidad, con el objetivo de permitir al ingeniero seleccionar el nivel de detalle apropiado según la categoría de reforzamiento sísmico (SRC), la importancia del puente y la disponibilidad de información.

Cada método incrementa progresivamente la precisión en la estimación de demandas y capacidades, así como el grado de idealización estructural y modelación numérica. 2

Seismic retrofitting manual for highway structures: Part 1 – Bridges.  
Buckle, I. et al. (FHWA-HRT-06-032)



De Medellín para el mundo: Conectando saberes, construyendo futuro



## Evaluación y Retrofitting.

Método según Categoría SRC	Evaluación de la capacidad	Análisis de demanda	Aplicabilidad (categoría SRC, tipo de puente)	Comentarios
<b>A1 / A2 – Verificación de conexiones y asientos (Connection and Seat Checks)</b>	Usa capacidad estática. Verifica la longitud de asiento, capacidad de restrainers, topes y componentes similares.	No requerido.	<b>SRC A, B</b> – Puentes en zonas de bajo peligro sísmico.	Método manual o mediante hoja de cálculo; útil para inspecciones rápidas.
<b>B – Verificación de capacidad de componentes (Component Capacity Checks)</b>	Usa capacidad de los componentes individuales (p. ej. columnas, estribos, apoyos) con ecuaciones empíricas y factores de seguridad.	No requerido.	<b>SRC C</b> – Puentes regulares, con limitaciones en factores de sitio (FS).	Método manual; útil para cribado inicial.
<b>C – Método de capacidad/demanda por componente (Component Capacity/Demand Method)</b>	Calcula relaciones C/D para los componentes estructurales principales, considerando la capacidad axial, cortante y de flexión. Incluye verificación de asientos, estabilidad y susceptibilidad a licuefacción (cuando aplique).	Ánálisis elástico mediante uno o varios de los siguientes métodos: • <b>ULM</b> – Método de carga uniforme • <b>MM</b> – Análisis multimodal • <b>TH</b> – Análisis por historia de tiempo (elástico)	<b>SRC C &amp; D</b> – Puentes regulares o moderadamente irregulares.	Método de mano o mediante hoja de cálculo; el más utilizado por FHWA. Adecuado para la mayoría de los casos de evaluación sísmica.
<b>D1 – Método del espectro de capacidad (Capacity Spectrum Method)</b>	Usa representación bilineal de la capacidad estructural; compara la curva de capacidad del sistema con el espectro de demanda sísmica para obtener el punto de desempeño.	Ánálisis elástico (ULM, MM o TH) para obtener las demandas sísmicas equivalentes.	<b>SRC C &amp; D</b> – Puentes de un solo vano, regulares o ligeramente irregulares, con superestructuras simples (en planta).	Capaz de predecir desplazamientos límite y estados de desempeño; puede implementarse en hojas de cálculo.
<b>D2 – Método capacidad/demanda del sistema (Structure Capacity/Demand Method)</b>	Usa curvas de capacidad obtenidas a partir de análisis no lineales estáticos (pushover). Determina desplazamientos globales y compara con límites de desempeño (columna, pila, cimentación).	Ánálisis elástico mediante ULM, MM o TH.	<b>SRC C &amp; D</b> – Puentes regulares e irregulares.	Método más realista para evaluar comportamiento global; requiere software especializado y criterio experto.
<b>E – Método dinámico no lineal (Nonlinear Dynamic Method)</b>	Usa capacidades no lineales de componentes combinadas en un modelo global; se evalúan directamente desplazamientos y rotaciones bajo registros sísmicos reales o artificiales.	Ánálisis no lineal por historia de tiempo (NLTH).	<b>SRC D</b> – Puentes complejos e irregulares, o cuando se requiere validación final del retrofit.	Método más avanzado; requiere alto nivel de conocimiento, modelado experto y software especializado.

Seismic retrofitting manual for highway structures: Part 1 – Bridges.  
Buckle, I. et al. (FHWA-HRT-06-032)



De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro



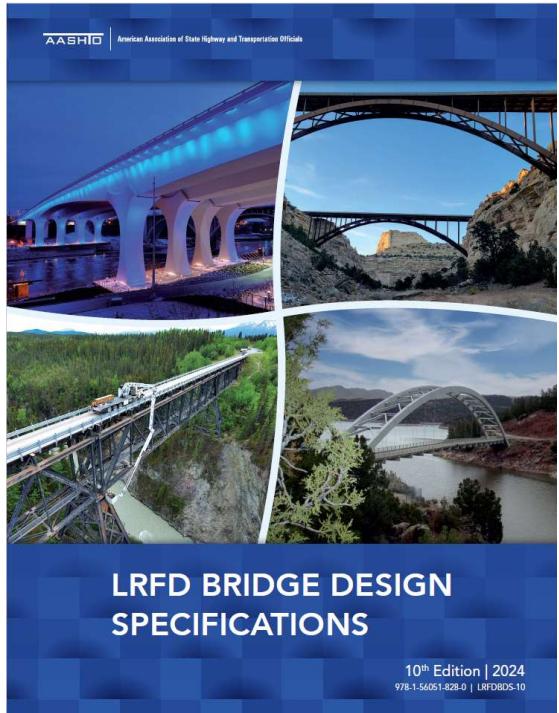
# METODOS DE DISEÑO DE PUENTES CONTEMPLADOS POR EL CODIGO AASHTO LRFD



De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro



# Método de Diseño basado en Fuerzas (AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS)



SECTION 3: LOADS AND LOAD FACTORS

3-153

## APPENDIX A3—SEISMIC DESIGN FLOWCHARTS

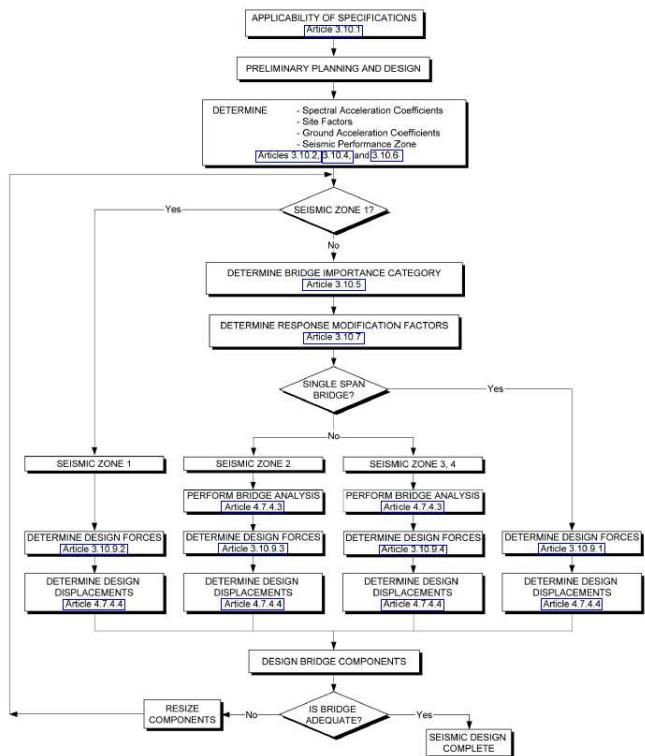


Figure A3-1—Seismic Design Procedure Flow Chart

3-154

AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, TENTH EDITION, 2024

## SEISMIC DESIGN OF BRIDGE COMPONENTS

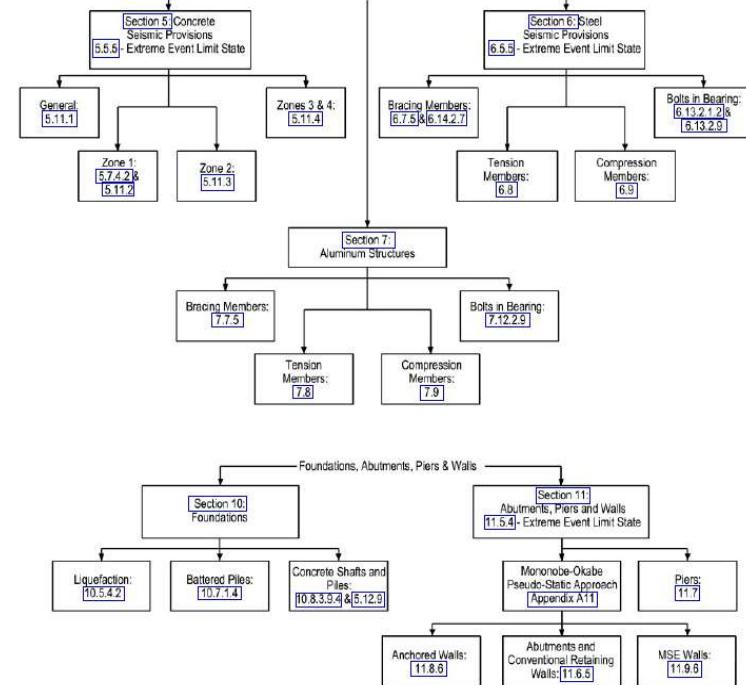


Figure A3-2—Seismic Detailing and Foundation Design Flow Chart

De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro



## AMENAZA SISMICA (AASHTO Design Specification 2024)

### Factores de Modificación de Respuesta R. (Art 3.10.7)

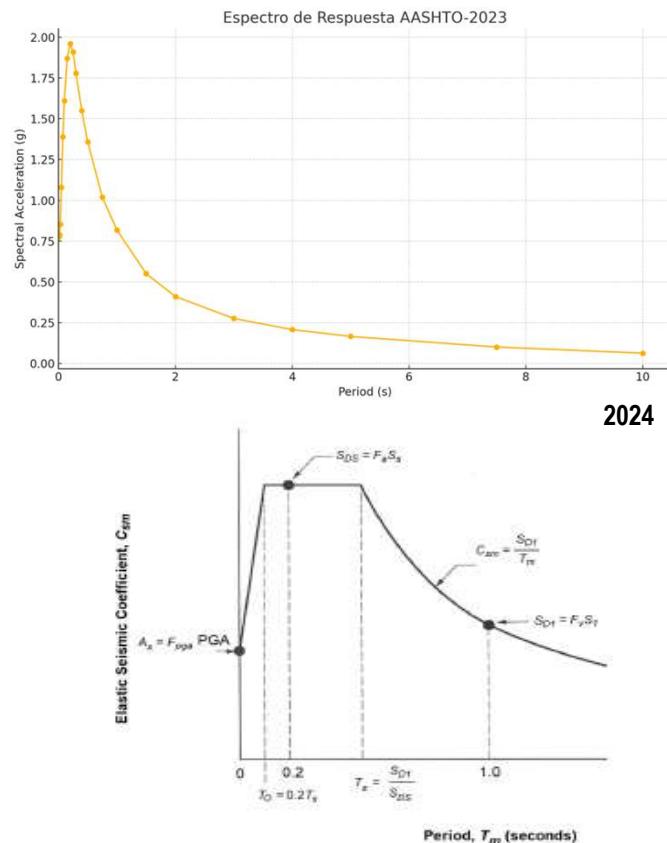


Figure 3.10.4.1-1—Design Response Spectrum

2020

3-76

AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, TENTH EDITION, 2024

Table 3.10.7.1-1—Response Modification Factors—Substructures

Substructure	Operational Category		
	Critical	Recovery	Ordinary
Wall-type piers—larger dimension	1.5	1.5	2.0
Reinforced concrete pile bents			
• Vertical piles only	1.5	2.0	3.0
• With batter piles	1.5	1.5	2.0
Single columns	1.5	2.0	3.0
Steel or composite steel and concrete pile bents			
• Vertical pile only	1.5	3.5	5.0
• With batter piles	1.5	2.0	3.0
Multiple column bents	1.5	3.5	5.0

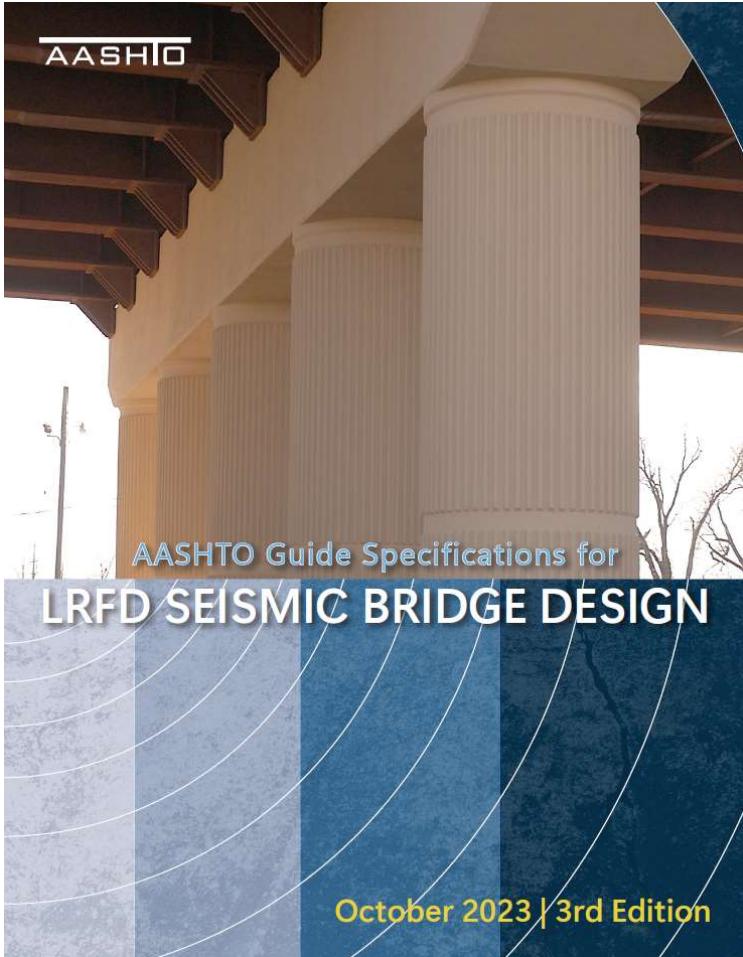
Table 3.10.7.1-2 Response Modification Factors—Connections

Connection	All Operational Categories
Superstructure to abutment	0.8
Expansion joints within a span of the superstructure	0.8
Columns, piers, or pile bents to cap beam or superstructure	1.0
Columns or piers to foundations	1.0



De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro

## Método de Diseño basado en Desplazamientos (AASHTO GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN) (2023)



### Contempla algunos de los siguientes cambios:

- Adopta un enfoque de riesgo objetivo (Risk-targeted) para el desarrollo de un espectro de diseño.
- Se actualizan los mapas de movimientos sísmicos de AASHTO de 2002 al modelo USGS-NSHM (2018), incluyendo el uso directo de la clasificación del sitio basada en el  $V_{s30}$  del perfil geológico.
- Incluye clasificaciones de sitio adicionales para proporcionar una transición más suave entre las clases de sitio.
- Proporciona una herramienta web para acceder a la base de datos de movimientos sísmicos de diseño actualizada para 22 períodos de respuesta del terreno entre 0 s y 10 s (Amortiguamiento de 5%).



## Sistemas Resistentes a Sismo (ERS)

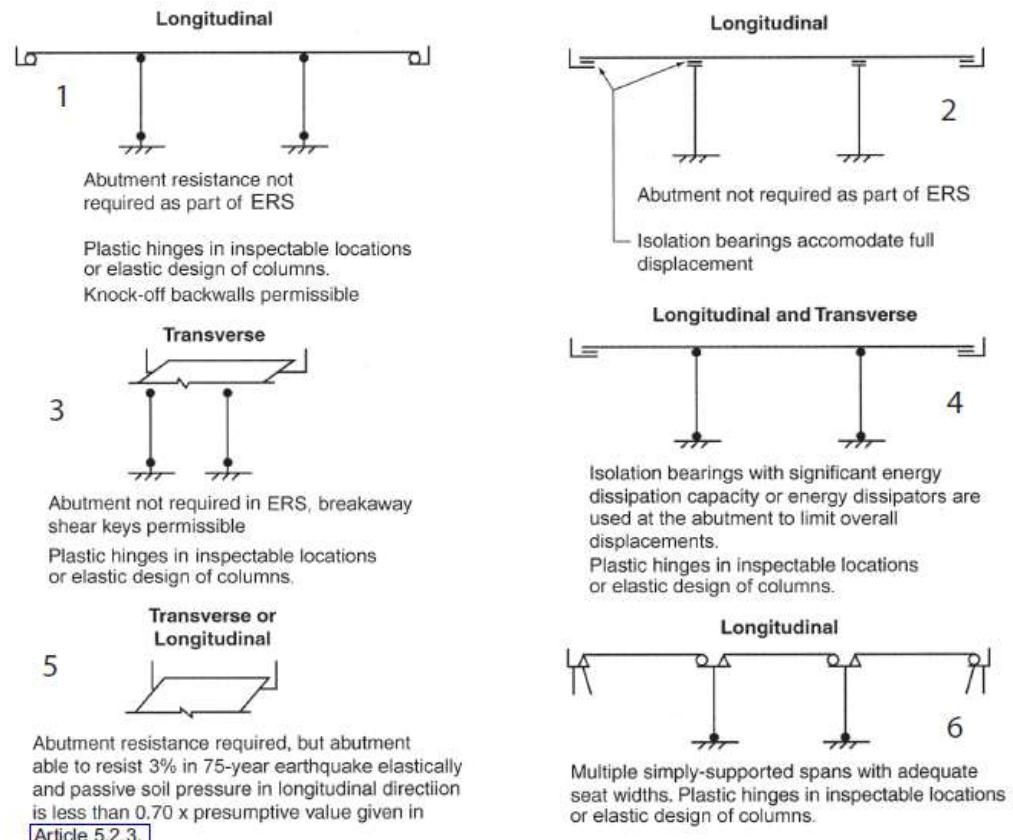


Figure 3.3-1a—Permissible Earthquake-Resisting Systems (ERSs)

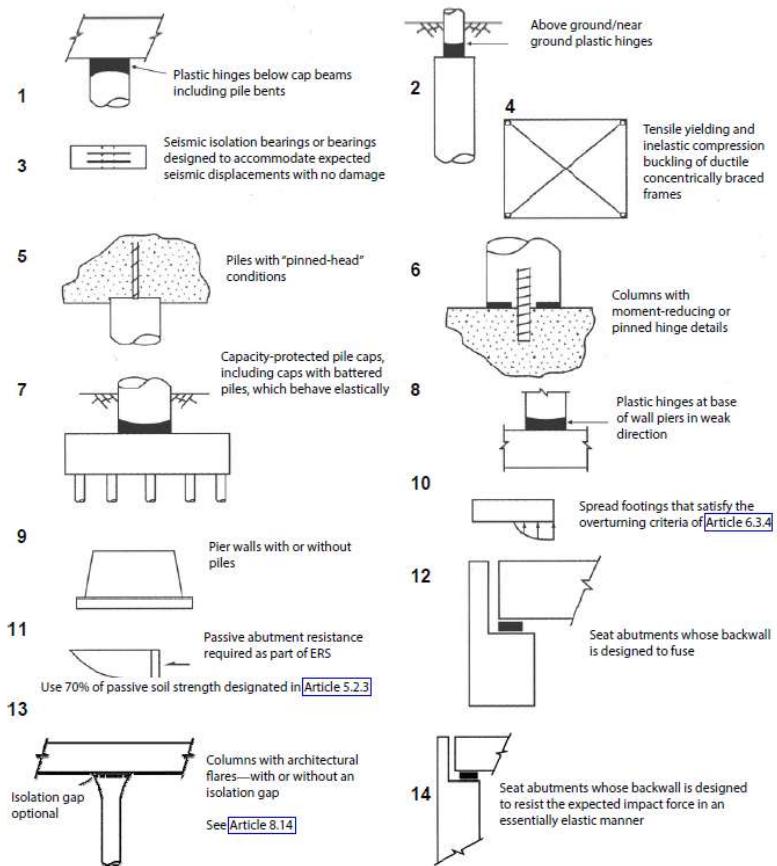


Figure 3.3-1b—Permissible Earthquake-Resisting Elements (EREs)



## Sistemas Resistentes a Sismo (ERS)

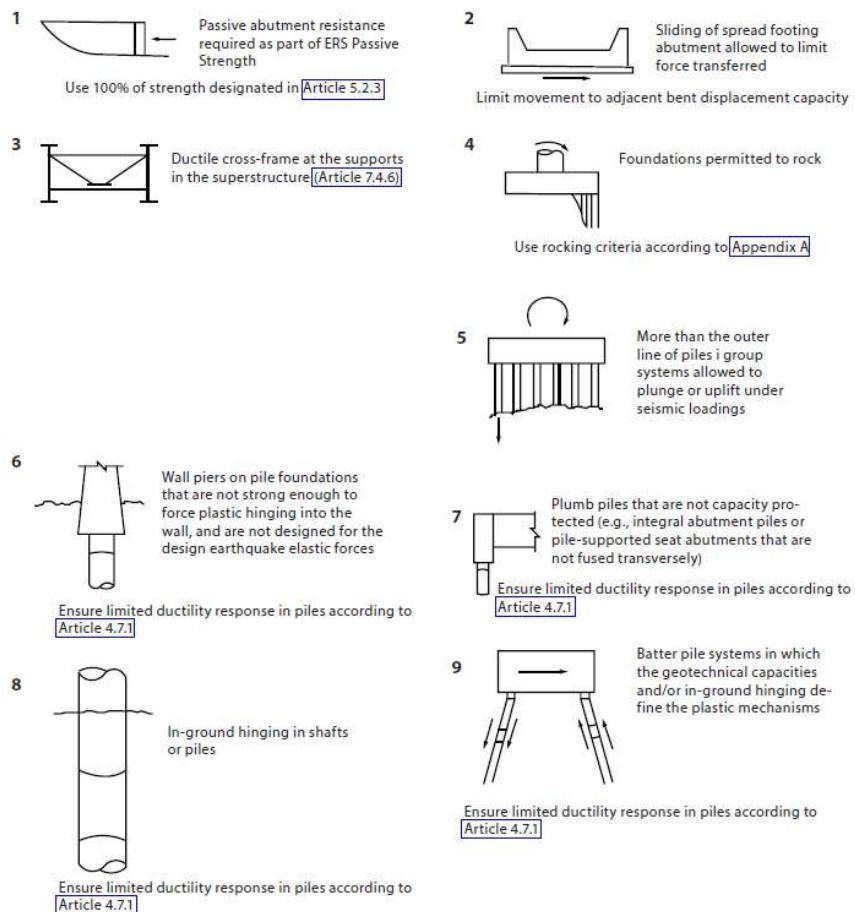


Figure 3.3-2—Permissible Earthquake-Resisting Elements that Require Owner's Approval

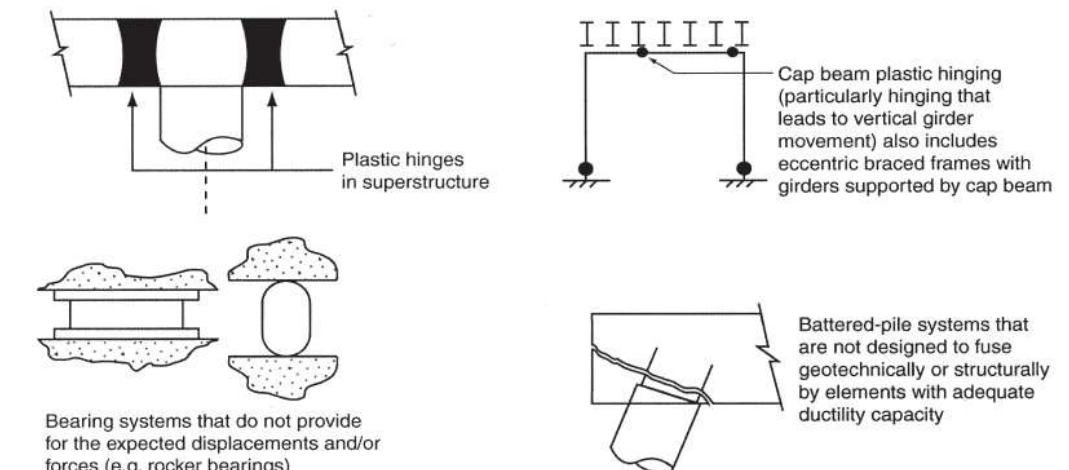


Figure 3.3-3—Earthquake-Resisting Elements that Are Not Recommended for New Bridges



## Categoría de Diseño Sísmico (SDC) según AASHTO LRFD (Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design. 3º Edición)

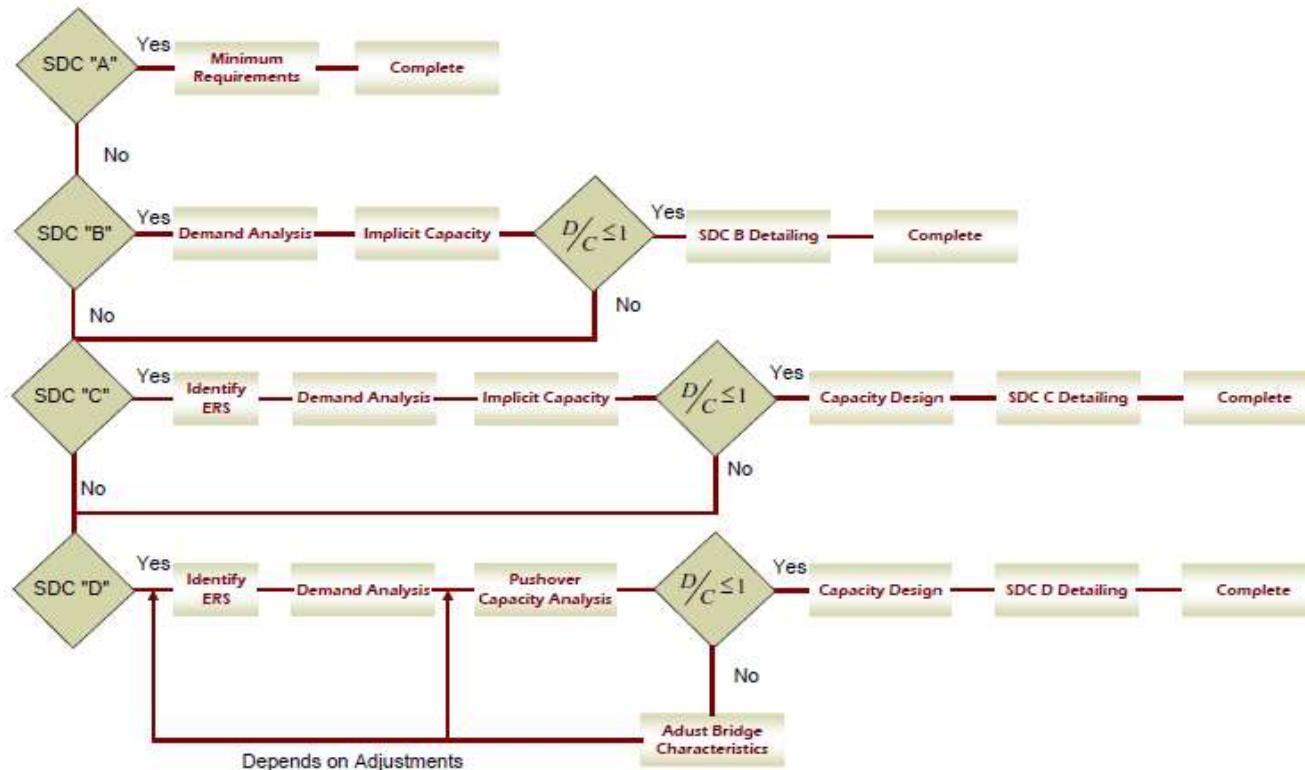


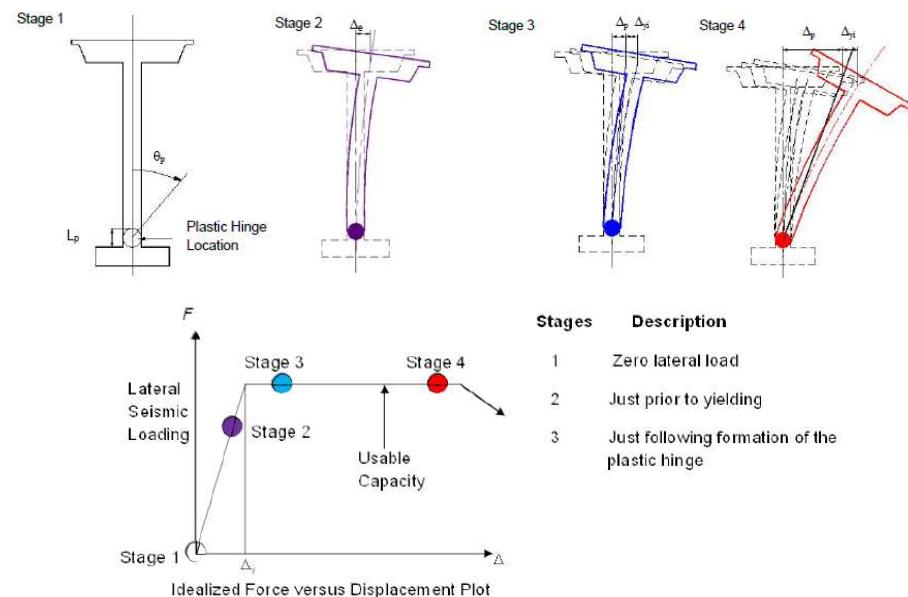
Figure 3.5.1—Seismic Design Category (SDC) Core Flowchart



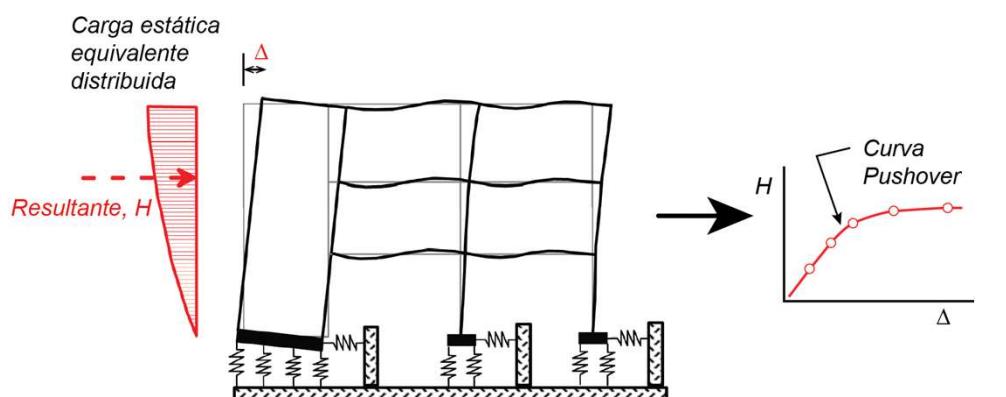
## Análisis Estático No Lineal (Método de Pushover)

El Método de Pushover permite capturar el comportamiento no lineal de los miembros en su totalidad, *incluyendo los efectos del suelo*, empujándolos lateralmente hasta iniciar la acción plástica.

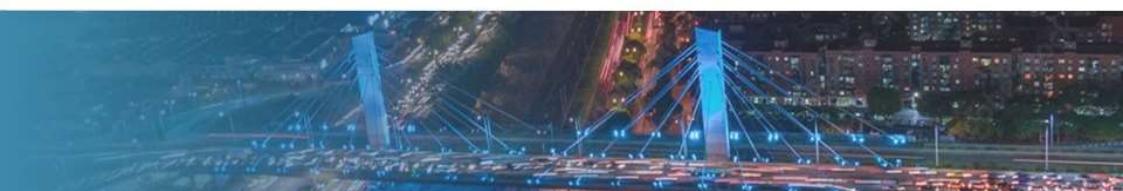
Cada incremento de carga empuja el miembro lateralmente, a través de todos los posibles estados, hasta alcanzar el potencial mecanismo de colapso.



FHWA-NHI-15-004 (2014)



Esquema de un análisis estático no lineal y desarrollo de una curva Pushover para una estructura con base flexible. Fuente: NIST (2012)



## Ancho Mínimo de Apoyo de Tableros. (SDC A, B, C)

El ancho de asiento del tablero se podrá calcular empíricamente como sigue a continuación:

$$N = (200 + 0,0017L + 0,0067H)(1 + 0,000125S^2)$$

Donde:

$N$  = Longitud mínima del apoyo medida de forma normal al eje de apoyo. (mm)

$L$  = Longitud del tablero del puente hasta la junta de expansión adyacente, o hasta el extremo del tablero. (mm)

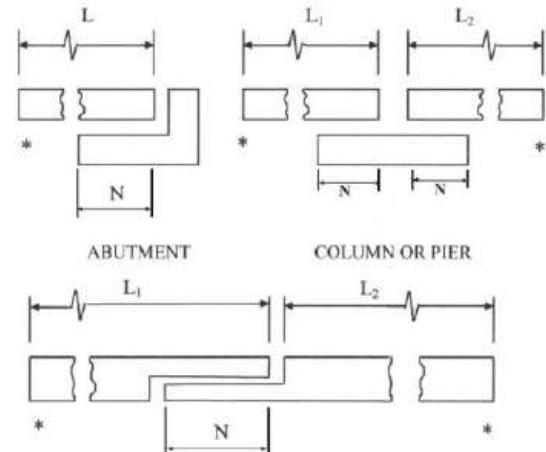
$H$  = Altura promedio de las columnas que soportan el tablero del puente hasta la siguiente junta de expansión. (mm)

$S$  = Oblicuidad del apoyo medida a partir de una recta normal al tramo. ( $^{\circ}$ )

Para SDC D.

$$N = (4 + 1.65\Delta_{eq})(1 + 0.00025S^2) \geq 24$$

$\Delta_{eq}$  = Demanda de desplazamiento sísmico del miembro de periodo largo en un lado de la junta de expansión



\* Expansion Joint or End of Bridge Deck

Table 4.12.2-1—Percentage  $N$  by SDC and Acceleration Coefficient,  $A_s$

SDC	Acceleration Coefficient, $A_s$	Percentage $N$
A	< 0.05	$\geq 75$
A	$\geq 0.05$	100
B	All applicable	150
C	All applicable	150
D	All applicable	150



## Análisis Demanda/Capacidad Basado en Desplazamiento para SDCS (B, C, D)

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\Delta_D^L < \Delta_C^L$$

$\Delta_D^L$  = Demanda de desplazamiento obtenida a lo largo del eje principal local del miembro dúctil. La demanda de desplazamiento podría ser obtenido de forma conservadora como el desplazamiento del apoyo (bent) **considerando la contribución de flexibilidad, contribución de las cimentaciones, superestructura o ambos.**

$\Delta_C^L$  = Capacidad de desplazamiento obtenida a lo largo del eje principal local del miembro dúctil correspondiente a  $\Delta_D^L$ .

Para SDC B:

$$\Delta_C^L \text{ (in)} = 0.12 H_o (-1.27 \ln(x) - 0.32) \geq 0.12 H_o$$

Para SDC C:

$$\Delta_C^L \text{ (in)} = 0.12 H_o (-2.32 \ln(x) - 1.22) \geq 0.12 H_o$$

Dónde:

$$x = \frac{\Lambda B_o}{H_o}$$

$H_o$  = Altura libre de la columna (ft)

$B_o$  = Diámetro de la columna o ancho medido paralelo a la dirección del desplazamiento bajo consideración.(ft)

$\Lambda$  = Factor que toma en cuenta la restricción en el extremo de la columna.

= 1 para empotrado-libre (articulado en un extremo)

= 2 para empotrado en el tope y en el fondo.

### Capacidad Local al Desplazamiento para SDC D.

El análisis de «pushover» se utilizará para determinar la capacidad al desplazamiento de una estructura o un miembro a medida que alcanza su límite de estabilidad estructural.



De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro



## Análisis Pushover para Puentes (Comentarios)

Al aplicar el método basado en desplazamiento, las deformaciones locales se relacionan con el desplazamiento global del puente mediante el comportamiento a lo largo de la altura de las columnas del puente y teniendo como referencia la información relacionada con la longitud esperada de formación de rotulas plásticas ( $L_p$ ).

Utilizando los límites de deformación unitaria locales (asociadas a las rotulas), los desplazamientos límites pueden ser determinados mediante la relación fuerza/deformación de un análisis no lineal.

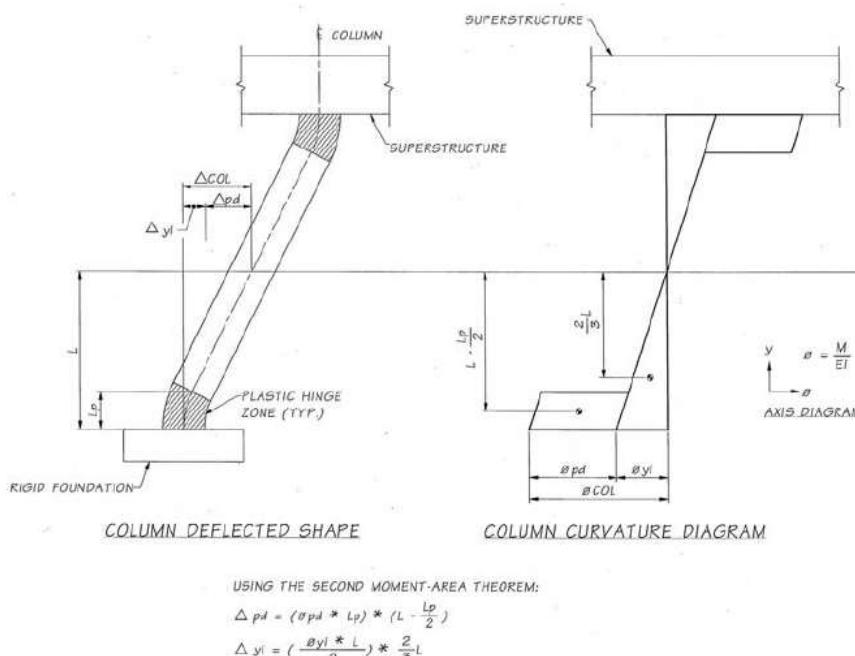


Figure C4.9-2—Pier-Deflected Shape and Curvature Diagram

$$L_p = 0.08L + 0.15f_{ye}d_{bl} \geq 0.3f_{ye}d_{bl} \quad (4.11.6-1)$$

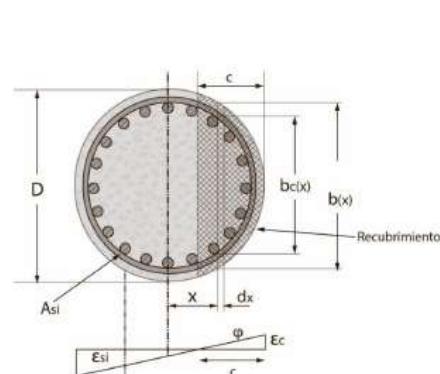


Figura 2.4: Análisis Seccional de Momento-Curvatura

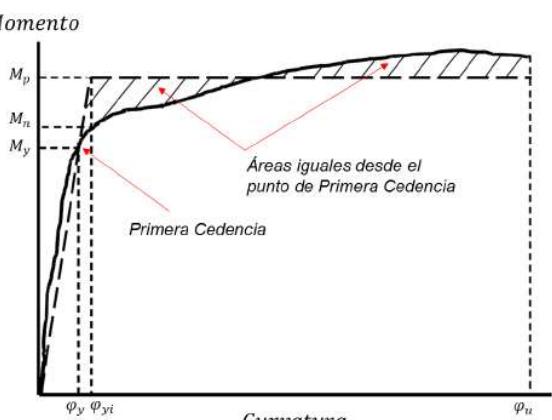
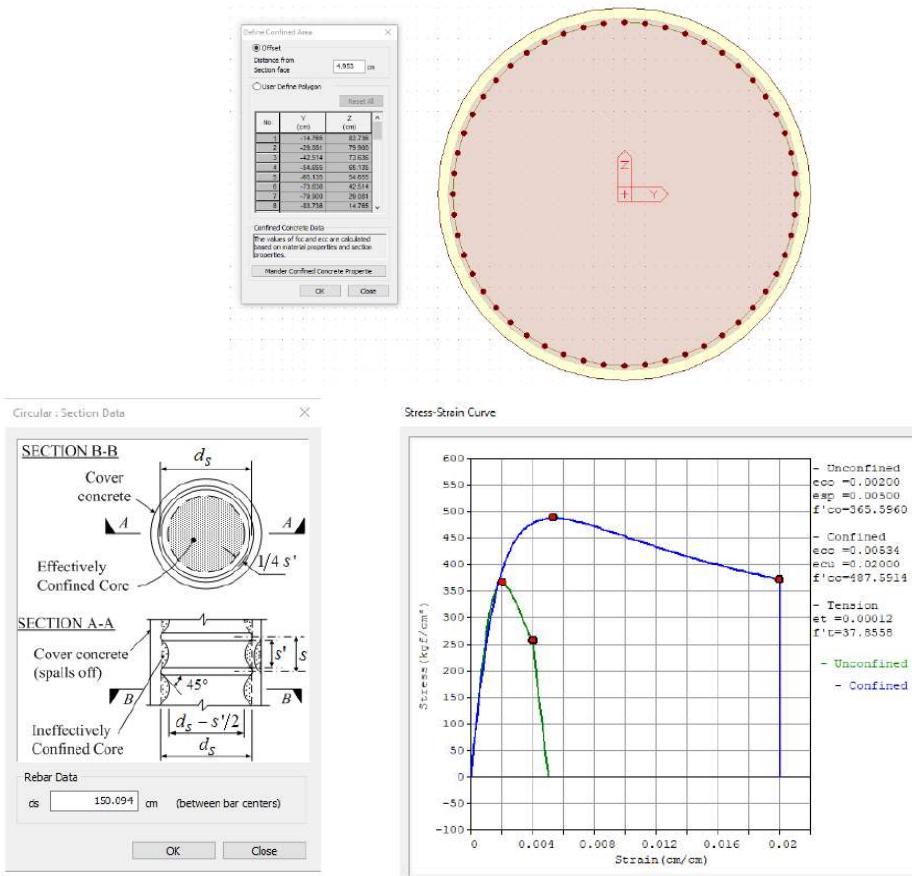


Figura 2.3: Relación Momento-Curvatura.



## REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD DE MIEMBROS PARA SDC D

Mediante herramientas como Midas Civil podemos reproducir dicho comportamiento.



La relación momento-curvatura de la columna nos arroja los valores de momentos plásticos y de cedencia **según el nivel de carga axial actuante** para diferentes valores de rotación:



## Análisis Pushover para Puentes (Comentarios)

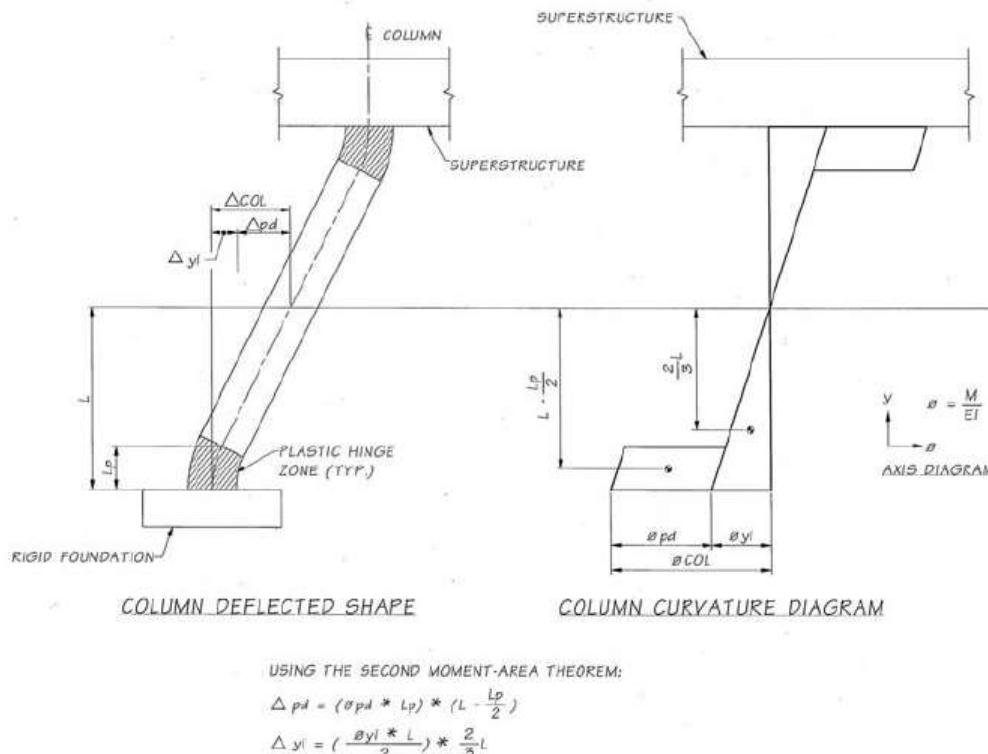
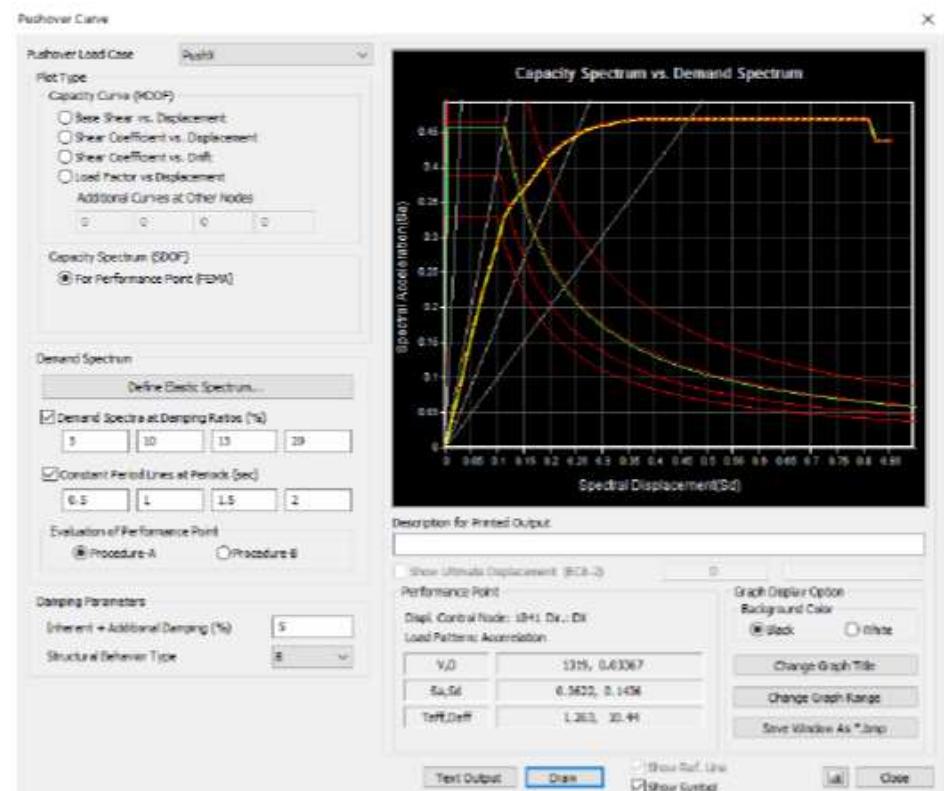


Figure C4.9-2—Pier-Deflected Shape and Curvature Diagram

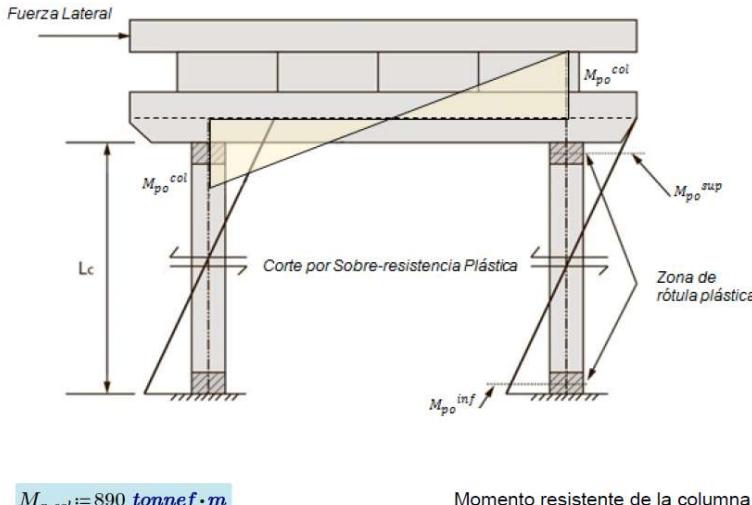
Con esta información es posible asignar las propiedades no lineales de las columnas y longitudes de la rotula al modelo para desarrollar un análisis Pushover.



## Análisis Pushover para Puentes (Comentarios)

Protección por Capacidad de la viga cabecal

### Fuerzas de sobre-resistencia



En los resultados obtenidos en midas Civil es posible visualizar los valores de resistencia en función de deformaciones de cedencia.

Según la dirección de análisis se observa para las columnas la siguiente información

	Type	Elem	Hinge Location	Pushover Hinge Prop.	Load	Step	Deform	Force	Plastic Deform	Initial Stiff	D/D1	D/D2	Status	P1	P2	D1	D2
1	M-Phi <sup>r</sup> /I	83	i-end	#Custom_B83	PushY	max: 18	-2.580e-003	-1187.150	-3.174e-004	524739.111	1.140e+000	-	B(+)	-1167.150	-	-2.262e-003	-
2	M-Phi <sup>r</sup> /I	83	J-end	#Custom_B83	PushY	max: 14	2.399e-003	1177.382	1.550e-004	524739.111	1.069e+000	-	B(+)	1177.382	-	2.244e-003	-
3	M-Phi <sup>r</sup> /I	84	i-end	#Custom_B84	PushY	max: 7	-2.192e-003	-892.530	-2.660e-004	463345.577	1.138e+000	-	B(+)	-892.530	-	-1.926e-003	-
4	M-Phi <sup>r</sup> /I	84	J-end	#Custom_B84	PushY	max: 7	2.361e-003	892.530	4.343e-004	463345.577	1.225e+000	-	B(+)	892.530	-	1.926e-003	-
5	M-Phi <sup>r</sup> /I	95	i-end	#Custom_B95	PushY	max: 10	-2.799e-003	-1204.492	-5.317e-004	531186.771	1.234e+000	-	B(+)	-1204.492	-	-2.266e-003	-
6	M-Phi <sup>r</sup> /I	95	J-end	#Custom_B95	PushY	max: 8	2.873e-003	1198.403	6.169e-004	531186.771	1.273e+000	-	B(+)	1198.403	-	2.256e-003	-
7	M-Phi <sup>r</sup> /I	98	i-end	#Custom_B98	PushY	max: 5	-2.126e-003	-904.274	-1.888e-004	466691.525	1.097e+000	-	B(+)	-904.274	-	-1.938e-003	-
8	M-Phi <sup>r</sup> /I	98	J-end	#Custom_B98	PushY	max: 5	2.321e-003	904.274	3.834e-004	466691.525	1.198e+000	-	B(+)	904.274	-	1.938e-003	-
9	M-Phi <sup>r</sup> /I	107	i-end	#Custom_B107	PushY	max: 18	-2.564e-003	-1187.125	-3.021e-004	524739.111	1.134e+000	-	B(+)	-1187.125	-	-2.262e-003	-
10	M-Phi <sup>r</sup> /I	107	J-end	#Custom_B107	PushY	max: 14	2.382e-003	1177.262	1.384e-004	524739.111	1.062e+000	-	B(+)	1177.262	-	2.244e-003	-
11	M-Phi <sup>r</sup> /I	108	i-end	#Custom_B108	PushY	max: 7	-2.176e-003	-892.606	-2.494e-004	463345.577	1.129e+000	-	B(+)	-892.606	-	-1.926e-003	-
12	M-Phi <sup>r</sup> /I	108	J-end	#Custom_B108	PushY	max: 7	2.356e-003	892.606	4.297e-004	463345.577	1.223e+000	-	B(+)	892.606	-	1.926e-003	-

Figura 6.16: Beam Summary, PushY - rz (P1: tonf.m, D1: 1/m)

Se valida que en efecto el resto de los elementos estén comportándose como elementos protegidos por capacidad. → Las rotulas se producen en las columnas y no en las vigas o cimentaciones o cualquier otro componente protegido que deba comportarse de forma elástica.

Adicionalmente se deben verificar los requisitos de ductilidad de miembros exigidos por la AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design. 3º Edition.



## REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD DE MIEMBROS PARA SDC D

La demanda de ductilidad individual del miembro ( $\mu_D$ ) debe satisfacer: La demanda de ductilidad del miembro puede ser estimada a partir de curvas M- $\phi$ .

For single-column bents:

$$\mu_D \leq 5 \quad (4.9-1)$$

For multiple-column bents:

$$\mu_D \leq 6 \quad (4.9-2)$$

For pier walls in the weak direction:

$$\mu_D \leq 5 \quad (4.9-3)$$

For pier walls in the strong direction:

$$\mu_D \leq 1 \quad (4.9-4)$$

in which:

$$\mu_D = 1 + \frac{\Delta_{pd}}{\Delta_{yi}} \quad (4.9-5)$$

where:

$\Delta_{pd}$  = plastic displacement demand (in.)

$\Delta_{yi}$  = idealized yield displacement corresponding to the idealized yield curvature,  $\phi_{yi}$ , shown in Figure 8.5-1 (in.)

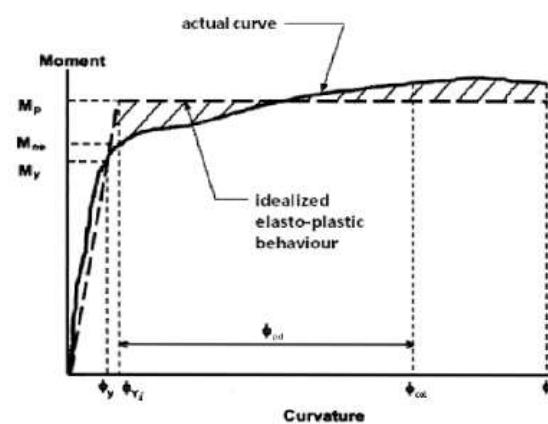


Figure C4.9-1—Moment-Curvature Diagram

$$\theta_{pd} = (\varphi_{pd}) L_p \quad (C4.9-1)$$

$$\varphi_{pd} = (\varphi_{col} - \varphi_{yi}) \quad (C4.9-2)$$

$$\Delta_{yi} = \frac{\varphi_{yi} L^2}{3} \quad (C4.9-3)$$

$$\Delta_{pd} = \theta_{pd} \left( L - \frac{L_p}{2} \right) \quad (C4.9-4)$$

$$\mu_D = 1 + \frac{\Delta_{pd}}{\Delta_{yi}} \quad (C4.9-5)$$

$$\mu_D = 1 + 3 \left( \frac{\varphi_{col}}{\varphi_{yi}} - 1 \right) \frac{L_p}{L} \left( 1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \quad (C4.9-6)$$

Type	Elem	Hinge Location	Pushover Hinge Prop.	Load	Step	Plastic Rot theta_pd	Length L	HingeLength L_p	Yield Curva phi_y	Ductility mu_D	Yield Rot. theta_y	Ultimate Curva phi_u	Plastic Rot. Cap. theta_p_u
M-fLum	1296	I-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 16	-3.73047e-05	3.58790e+00	0.829	-1.60928e-03	1.01714e+00	-1.92464e-03	-2.81969e-02	-1.95030e-02
M-fLum	1296	J-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 12	1.73227e-06	3.68010e+00	0.829	1.59771e-03	1.00075e+00	2.06642e-03	2.79942e-02	1.95533e-02
M-fLum	1297	I-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 9	-9.23200e-05	3.55266e+00	0.829	-1.26635e-03	1.05437e+00	-1.49975e-03	-2.21884e-02	-1.53273e-02
M-fLum	1297	J-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 6	1.56873e-04	3.70117e+00	0.829	1.26214e-03	1.08806e+00	1.58160e-03	2.24649e-02	1.56005e-02
M-fLum	1308	I-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 7	-1.15058e-04	3.58081e+00	0.829	-1.60729e-03	1.05303e+00	-1.91846e-03	-2.81620e-02	-1.94738e-02
M-fLum	1308	J-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 6	6.02883e-04	3.70205e+00	0.829	1.60207e-03	1.27079e+00	1.97698e-03	2.80707e-02	1.94939e-02
M-fLum	1309	I-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 5	-3.80689e-04	3.54578e+00	0.829	-1.25968e-03	1.22579e+00	-1.48885e-03	-2.20715e-02	-1.52425e-02
M-fLum	1309	J-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 4	2.76889e-04	3.65727e+00	0.829	1.28045e-03	1.15727e+00	1.58098e-03	2.24353e-02	1.55563e-02
M-fLum	1320	I-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 16	-2.24857e-05	3.58469e+00	0.829	-1.60931e-03	1.01034e+00	-1.92296e-03	-2.81976e-02	-1.95011e-02
M-fLum	1320	J-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 13	2.67095e-04	3.79921e+00	0.829	1.60052e-03	1.11738e+00	2.02702e-03	2.80451e-02	1.95390e-02
M-fLum	1321	I-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 9	-8.08736e-05	3.55274e+00	0.829	-1.26637e-03	1.04763e+00	-1.49970e-03	-2.21887e-02	-1.53274e-02
M-fLum	1321	J-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 6	1.52672e-04	3.70579e+00	0.829	1.28224e-03	1.08560e+00	1.58391e-03	2.24668e-02	1.56042e-02

Figura 6.17: Chord Rotation Check, PushX - ry (tonf, m).

Type	Elem	Hinge Location	Pushover Hinge Prop.	Load	Step	Plastic Rot theta_pd	Length L	HingeLength L_p	Yield Curva phi_y	Ductility mu_D	Yield Rot. theta_y	Ultimate Curva phi_u	Plastic Rot. Cap. theta_p_u
M-fLum	1296	I-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 16	-3.73047e-05	3.58790e+00	0.829	-1.60928e-03	1.01714e+00	-1.92464e-03	-2.81969e-02	-1.95030e-02
M-fLum	1296	J-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 12	1.73227e-06	3.68010e+00	0.829	1.59771e-03	1.00075e+00	2.06642e-03	2.79942e-02	1.95533e-02
M-fLum	1297	I-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 9	-9.23200e-05	3.55266e+00	0.829	-1.26635e-03	1.05437e+00	-1.49975e-03	-2.21884e-02	-1.53273e-02
M-fLum	1297	J-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 6	1.56873e-04	3.70117e+00	0.829	1.26214e-03	1.08806e+00	1.58160e-03	2.24649e-02	1.56005e-02
M-fLum	1308	I-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 7	-1.15058e-04	3.58081e+00	0.829	-1.60729e-03	1.05303e+00	-1.91846e-03	-2.81620e-02	-1.94738e-02
M-fLum	1308	J-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 6	6.02883e-04	3.70205e+00	0.829	1.60207e-03	1.27079e+00	1.97698e-03	2.80707e-02	1.94939e-02
M-fLum	1309	I-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 5	-3.80689e-04	3.54578e+00	0.829	-1.25968e-03	1.22579e+00	-1.48885e-03	-2.20715e-02	-1.52425e-02
M-fLum	1309	J-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 4	2.76889e-04	3.65727e+00	0.829	1.28045e-03	1.15727e+00	1.58098e-03	2.24353e-02	1.55563e-02
M-fLum	1320	I-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 16	-2.24857e-05	3.58469e+00	0.829	-1.60931e-03	1.01034e+00	-1.92296e-03	-2.81976e-02	-1.95011e-02
M-fLum	1320	J-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 13	2.67095e-04	3.79921e+00	0.829	1.60052e-03	1.11738e+00	2.02702e-03	2.80451e-02	1.95390e-02
M-fLum	1321	I-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 9	-8.08736e-05	3.55274e+00	0.829	-1.26637e-03	1.04763e+00	-1.49970e-03	-2.21887e-02	-1.53274e-02
M-fLum	1321	J-end	GSD_PM_Ier_2	PushY	max: 6	1.52672e-04	3.70579e+00	0.829	1.28224e-03	1.08560e+00	1.58391e-03	2.24668e-02	1.56042e-02

Figura 6.18: Chord Rotation Check, PushY - rz (tonf, m)



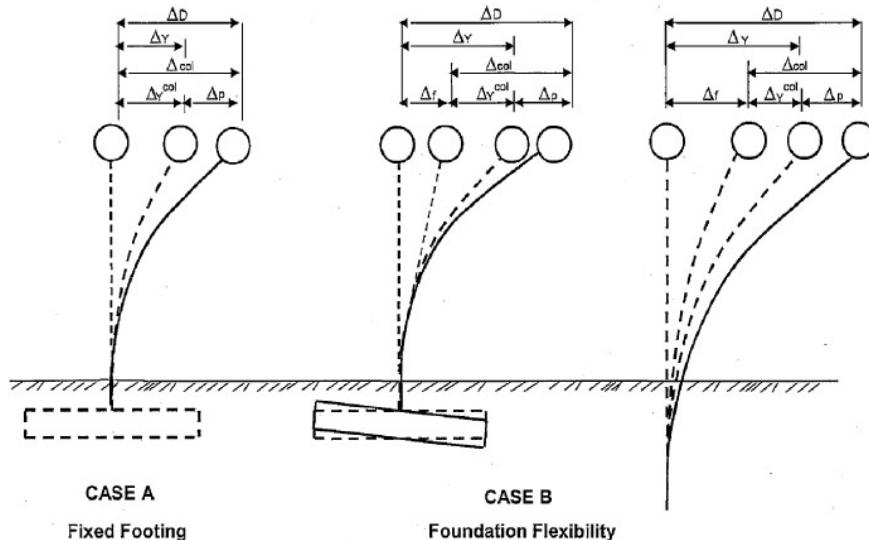
## Análisis Demanda/Capacidad Basado en Desplazamiento para SDCS (B, C)

Se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\Delta_D^L < \Delta_C^L$$

$\Delta_D^L$  = Demanda de desplazamiento obtenida a lo largo del eje principal local del miembro dúctil. La demanda de desplazamiento podría ser obtenido de forma conservadora como el desplazamiento del apoyo (bent) **considerando la contribución de flexibilidad, contribución de las cimentaciones, superestructura o ambos.**

$\Delta_C^L$  = Capacidad de desplazamiento obtenida a lo largo del eje principal local del miembro dúctil correspondiente a  $\Delta_D^L$ .



Note: For a cantilever column w/fixed base  $\Delta_f^{col} = \Delta_y$

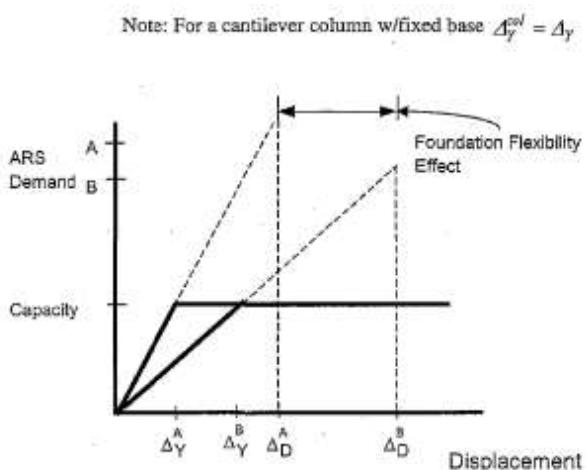


Figure 4.8-1—Effects of Foundation Flexibility on the Force-Deflection Relation for a Single Column Bent (Caltrans, 2006)



## FLEXIBILIDAD DEL SISTEMA SUELO-CIMENTACIÓN EN EL MODELO DE ANALISIS.

Table 5.3.1-1—Definition of Foundation Modeling Methods (FMMs)

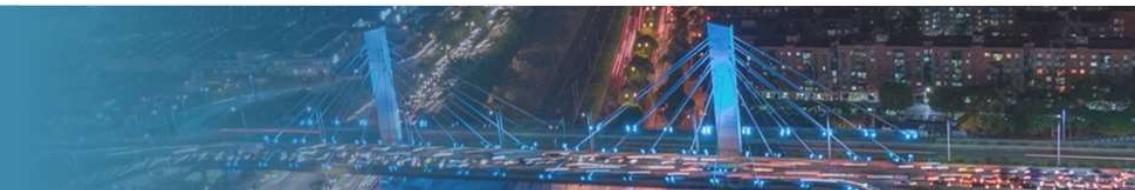
Foundation Type	Modeling Method I	Modeling Method II
Spread Footing	Rigid	Rigid for Site Classes A and B. For other soil types, foundation springs required if footing flexibility contributes more than 20% to pier displacement.
Pile Footing with Pile Cap	Rigid	Foundation springs required if footing flexibility contributes more than 20% to pier displacement.
Pile Bent/Drilled Shaft	Estimated depth to fixity	Estimated depth to fixity or soil springs based on $P-y$ curves.

The required FMM depends on the SDC:

- FMM I is permitted for SDCs B and C provided the foundation is located in Site Class A, B, C, or D. Otherwise, FMM II is required.
- FMM II is required for SDC D.

El requisito de incluir los “resortes/muelles” para FMM II **depende de la contribución de la cimentación al desplazamiento elástico del apoyo**. Zapatas o pilotes mas flexibles deben ser incluidos en el modelo de análisis.

Si se considera la flexibilidad del sistema suelo-cimentación en el análisis dinámico multimodal, entonces dicha flexibilidad debe ser también considerada en el análisis pushover.



# **CONSIDERACIONES DEL CODIGO AASHTO LRFD PARA EVIDENCIAR LOS FENOMENOS DE ISE.**

## **ALGUNOS ANTECEDENTES RECIENTES DE ANÁLISIS DE PUENTES CONSIDERANDO FENÓMENOS DE ISE**



**De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro**



## ¿Qué dice el código AASHTO-2024 con relación a los fenómenos de ISE?

### 1. Enfoque general.

- Se utiliza un **método pseudo-estático**, donde las **fuerzas sísmicas** en la cimentación se determinan a partir de las **reacciones y momentos** necesarios para mantener el **equilibrio estructural**.

### 2. Degradación del suelo (Zonas sísmicas 3 y 4)

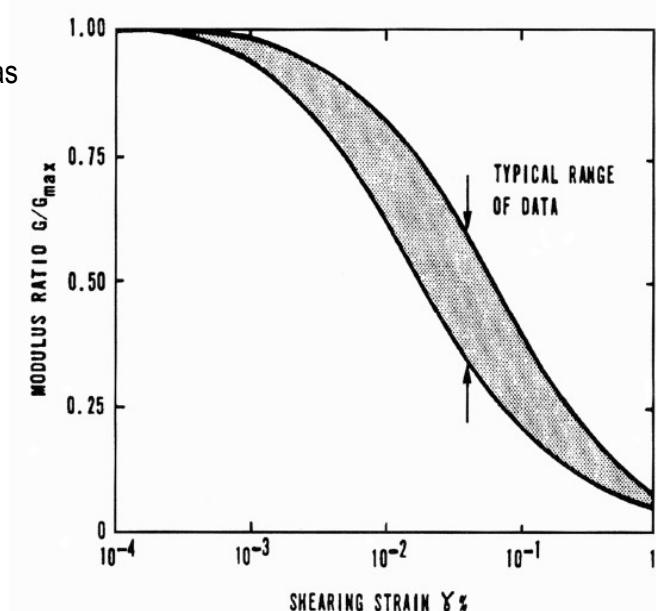
- En zonas de alta sismicidad, debe considerarse la **degradación de rigidez y resistencia** del suelo bajo cargas cíclicas al evaluar la **capacidad última** de la cimentación.

### 3. Naturaleza transitoria del sismo

- El “**fallo**” momentáneo del suelo durante un ciclo sísmico **no siempre es crítico**.
- Sin embargo, el **desplazamiento o rotación cíclica** de la cimentación puede **afectar significativamente**:
  - los **desplazamientos estructurales**,
  - la **distribución de momentos flectores**, y
  - los **esfuerzos cortantes** en pilas y otros elementos.

### 4. Flexibilidad de la cimentación. Influye en:

- la **distribución de fuerzas y momentos**, y
  - el **período natural** de la estructura.
- Por ello, se requieren **rigideces equivalentes** para representar correctamente el comportamiento suelo–cimiento.



LRFD Bridge Design Spec. (2024)

### 5. Módulos del suelo bajo cargas sísmicas

- Los **módulos elásticos equivalentes** del suelo **disminuyen con la amplitud de deformación**.
- Ante cargas sísmicas, los **módulos efectivos** son **mucho menores** que los usados para cargas estáticas o de servicio.



De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro



Se reconoce cada vez más que el **levantamiento transitorio (uplift)** o el **balanceo (rocking)** de la cimentación durante la carga sísmica —que produce una **separación temporal entre la cimentación y el subsuelo**— es **aceptable**, siempre que se tomen las **precauciones de diseño adecuadas** (Taylor y Williams, 1979).

Los estudios experimentales sugieren que la **fluencia rotacional** bajo cimentaciones que experimentan balanceo puede proporcionar una **forma útil de disipación de energía**.

Sin embargo, se debe tener **cuidado** para evitar **deformaciones significativas inducidas** que acompañen a una posible fluencia del suelo durante el **balanceo sísmico**, así como **movimientos excesivos del pilar (pier)**.

Estas condiciones podrían generar **dificultades de diseño** asociadas a **desplazamientos relativos**.

AASHTO GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN (2023)



## **De Medellín para el mundo: Conectando saberes, construyendo futuro**

## APPENDIX A: FOUNDATION-ROCKING ANALYSIS

## A.1—ANALYSIS

A design strategy based on transient foundation uplift, or foundation rocking, involving separation of the foundation from the subsoil, may be permitted under seismic loading, provided that foundation soils are not susceptible to loss of strength under the imposed cyclic loading. The displacement, or drift  $\Delta$ , as shown in Figure A.2-1, shall be calculated on the basis of the flexibility of the column in addition to the effect of the footing rocking mechanism. For multicolumn bents with monolithic connections to the substructure, the effect of rocking shall be examined on the overturning and framing configuration of the subject bent.

For the longitudinal response, multicolumn bents that are not monolithic to the superstructure shall be treated similar to a single-column bent.

#### APPENDIX A: FOUNDATION-ROCKING ANALYSIS

A-3

## A.2—FIGURES

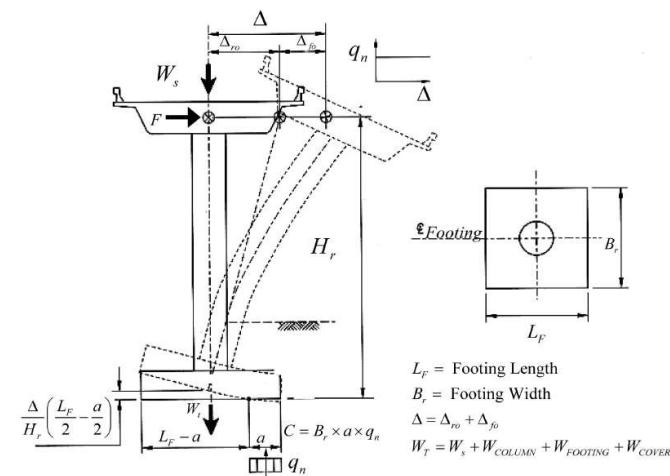


Figure A.2-1—Rocking Equilibrium of a Single-Column Bent

# Algunos antecedentes recientes de análisis de puentes considerando fenómenos de ISE

L. Sakellariadis et al.



HOSTED BY Available online at www.sciencedirect.com

ScienceDirect

Soils and Foundations xxx (xxxx) xxx



www.elsevier.com/locate/sandf

Technical Paper

## Fukae bridge collapse (Kobe 1995) revisited: New insights

L. Sakellariadis <sup>a</sup>, I. Anastopoulos <sup>a,\*</sup>, G. Gazetas <sup>b</sup>

<sup>a</sup> Dept. of Civil, Environmental and Geomatic Engineering, ETH Zürich, Switzerland

<sup>b</sup> National Technical University of Athens, Greece

Received 17 January 2020; received in revised form 29 July 2020; accepted 19 September 2020

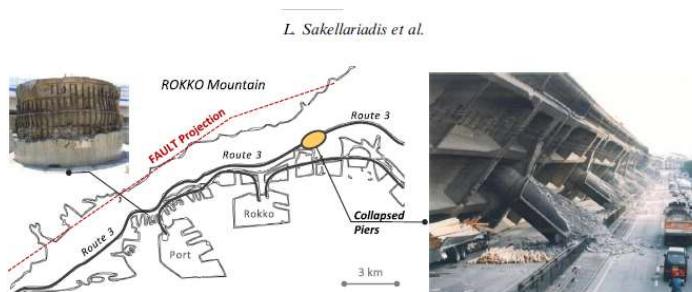


Fig. 1. City of Kobe, showing the Hanshin expressway Route 3 extending almost parallel to the fault projection, and the location of the collapsed bridge piers at the area of Fukae; post-seismic photo of the collapsed bridge and exhibit of plastic hinging of one of the failed piers in the city seaside.

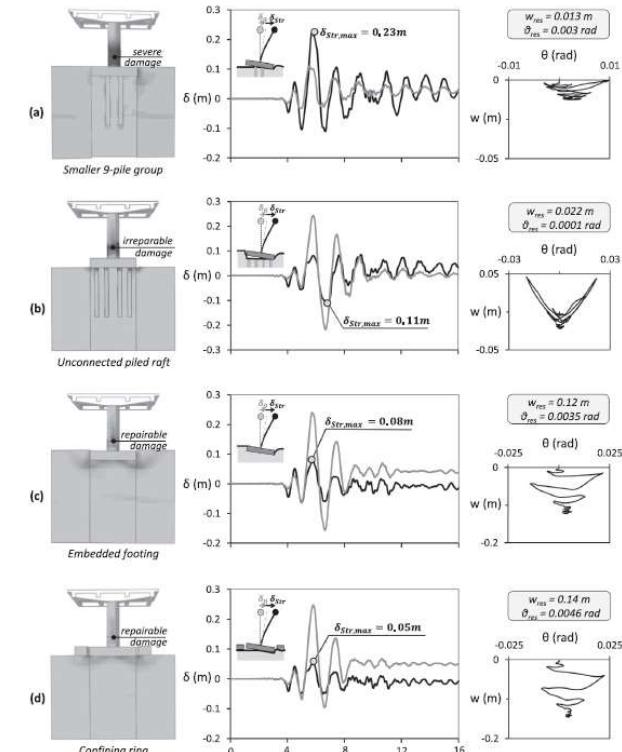


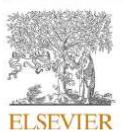
Fig. 17. Seismic performance of the bridge founded on the four intermediate foundation configurations (Fukiae\_000 record). FE deformed mesh with superimposed concrete damage and soil plastic strains (left), deck drift  $\delta$  (distinguishing between the rocking  $\delta_0$  and the flexural  $\delta_{str}$  component), and settlement-rotation ( $w - \theta$ ) response: (a) smaller capped 9-pile group; (b) unconnected piled raft; (c) embedded footing; and (d) shallow footing with confining ring.

L. Sakellariadis, I. Anastopoulos and G. Gazetas, Fukae bridge collapse (Kobe 1995) revisited: New insights, Soils and Foundations, <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2020.09.005>



## Algunos antecedentes recientes de análisis de puentes considerando fenómenos de ISE

Soil Dynamics and Earthquake Engineering 181 (2024) 108624



Contents lists available at ScienceDirect  
Soil Dynamics and Earthquake Engineering

journal homepage: [www.elsevier.com/locate/soildyn](http://www.elsevier.com/locate/soildyn)



Effect of dynamic soil-structure interaction modeling assumptions on the calculated seismic response of railway bridges with single-column piers resting on shallow foundations

Çağrı İmamoğlu, Murat Dicleli \*

Department of Engineering Sciences, METU, Ankara, Turkey

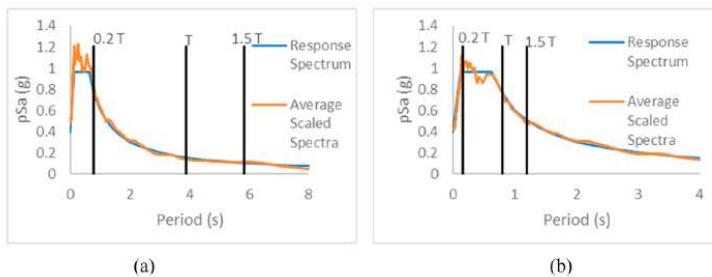
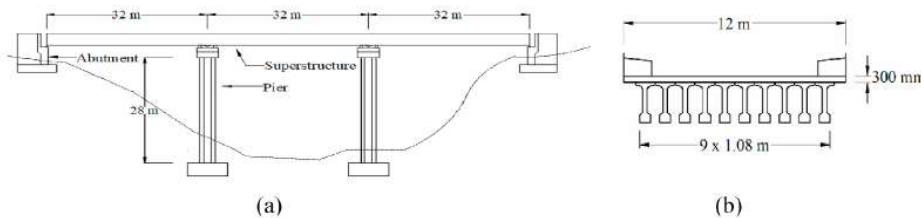


Fig. 2. Response spectrum vs average scaled spectra (a) in the longitudinal direction and (b) in the transverse direction.

### ABSTRACT

In this study, the effect of dynamic soil-structure modelling assumptions on the calculated seismic response of railway bridges with single column piers resting on shallow foundations is investigated. For this purpose, 10 structural models of a typical railway bridge are built in decreasing levels of complexity, starting from the most complicated model with nonlinear elements to accurately simulate dynamic soil-structure interaction. Then, the structural model is gradually simplified to a level where the effects of foundation-soil and abutment-backfill interactions are totally eliminated. Nonlinear time history analyses of the structural models are conducted with a set of ground motions with various intensities representing small, medium and large intensity earthquakes. Analyses results revealed that removing the abutments from the structural model results in significant discrepancies in the longitudinal direction response of the bridge but has negligible effect in the transverse direction. Furthermore, analyses results show good correlation between the complex and simplified models in deck displacement and bearing displacement but notable differences are observed in substructure responses when the soil-structure interaction is neglected. Therefore, at least linear soil-structure interaction modeling should be considered in the analyses for correct estimation of the substructure responses.



De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro

## Algunos antecedentes recientes de análisis de puentes considerando fenómenos de ISE

### Model Updating and Evaluation of SSI Effects in the Dynamic Response of the Vallejo- Hwy 37 Napa River Bridge

by

Davide Andreoni

B.Eng., Civil Engineering, Politecnico di Milano, Italy, 2014

M.Eng., Structural Engineering, Politecnico di Milano, Italy, 2016

THESIS SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS  
FOR THE DEGREE OF

MASTER OF ENGINEERING

in

THE FACULTY OF CIVIL, ENVIRONMENTAL AND LAND MANAGEMENT  
ENGINEERING



**POLITECNICO**  
MILANO 1863

Supervisor: Luca Martinelli, PE, Ph.D, Associate Professor

Overseas Supervisor: Dr. Carlos Ventura

© Davide Andreoni, 2016



Figure 12 - Aerial View of Columns, Pile caps, Bridge Spans

### Interacción Suelo-Estructura (SSI) en el análisis sísmico de puentes

#### 1. Limitaciones del modelo de base fija:

Aunque su uso es común y aceptado por la normativa, los modelos de base fija pueden producir resultados erróneos, especialmente en **suelos blandos**.

#### 2. Modelación práctica de la ISE:

En la práctica, la ISE se representa mediante **resortes y amortiguadores (dashpots)** lineales o no lineales que simulan el comportamiento del dominio del suelo.

#### 3. Comparación entre métodos:

El modelado **continuo (continuum modeling)** ofrece resultados más precisos, pero su alto **costo computacional** limita su aplicación; el **método de la infraestructura con parámetros bien calibrados** ofrece resultados confiables.

#### 4. Validación experimental:

El método fue validado mediante el análisis de un **puente real de 26 pilas** sometido al **sismo de Napa (2014)**, modelando en detalle el suelo, pilotes, estribos y comportamiento histerético no lineal.



De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro



# **PROCEDIMIENTOS PARA INCORPORAR LA FLEXIBILIDAD DE LA CIMENTACIÓN EN LOS ANALISIS**

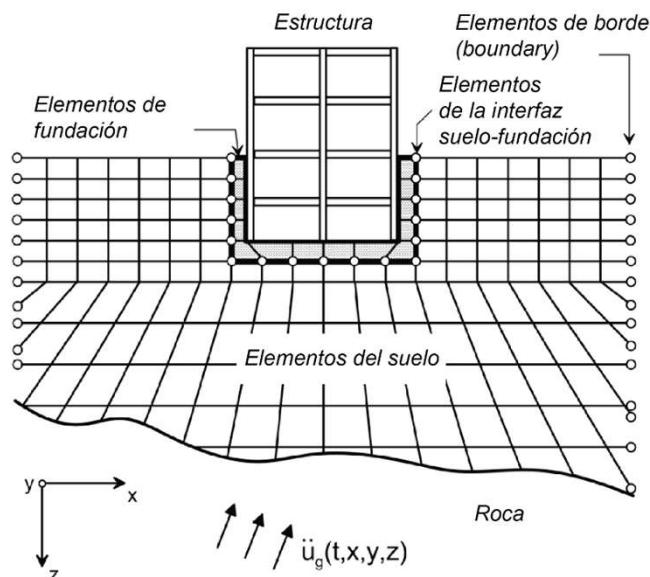


**De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro**



## Método Directo.

En este tipo de análisis, el terreno es usualmente representado como un modelo continuo (mediante elementos finitos) combinando la cimentación y los elementos estructurales, elementos de borde en los límites de la malla de suelo y elementos de interfase ubicados en los bordes de la cimentación.

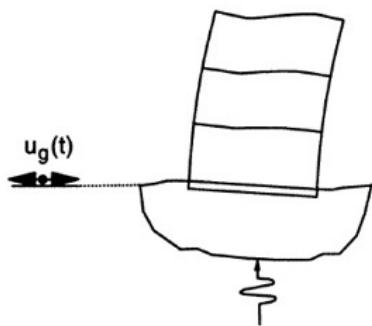


Esquema de un análisis directo de interacción suelo-estructura utilizando un modelado continuo mediante elementos finitos. Fuente: NIST (2012)

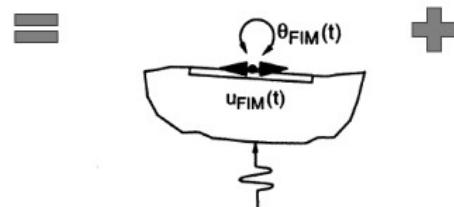
Sin embargo, este tipo de análisis rara vez se utiliza en la práctica debido a que la solución directa posee cierta complejidad desde el punto de vista computacional, especialmente cuando el sistema es geométricamente complejo, o se esperan mecanismos de respuesta no lineales significativas en el terreno o en los materiales estructurales involucrados en el modelo.



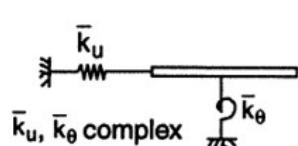
## Procedimientos de análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura



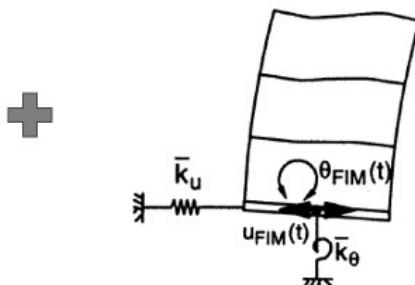
Problema de Interacción



Interacción Cinemática. Evaluación de Movimientos de Entrada de la Cimentación (Input).



Funciones de Impedancia



Análisis de la Estructura con base sometida a efectos de movimientos de entrada a la cimentación (Input).

### Método de la Infraestructura

El análisis de los efectos de la interacción inercial predice las variaciones del modo de vibración fundamental y la relación de amortiguamiento entre el caso real de "base flexible" y el caso ficticio de base rígida.

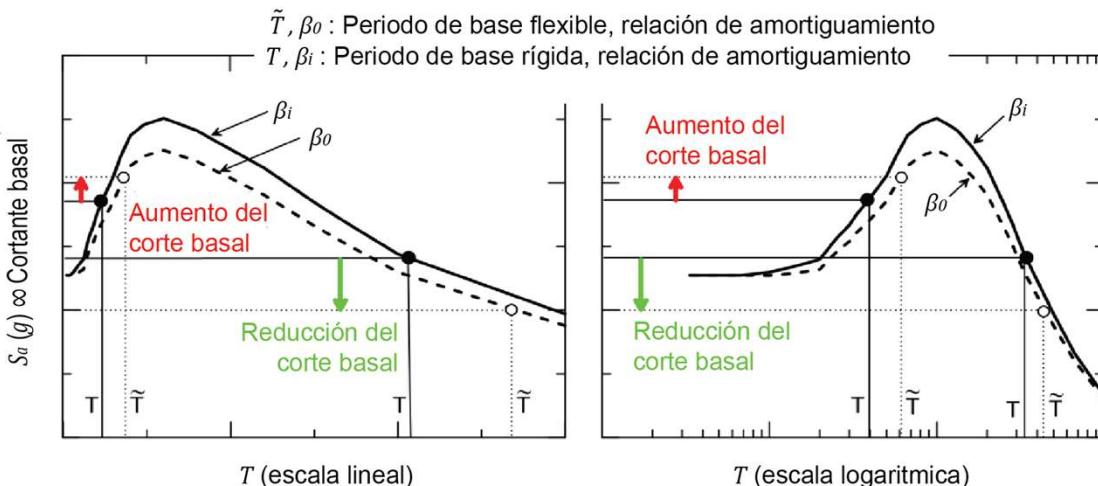


## Procedimientos de análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura

### Descripción del fenómeno de interacción suelo-estructura.

Dos fenómenos físicos resumen el mecanismo de interacción entre la estructura, la cimentación y el terreno:

- **Interacción Inercial:** Respuesta asociada a la inercia desarrollada en la estructura debido a las vibraciones. Fuerzas cortantes y momentos de volcamiento en la base, que a su vez causan desplazamientos relativos de la cimentación respecto al campo libre.
- **Interacción Cinemática:** Relacionada con la presencia de miembros rígidos de cimentación. Los movimientos de entrada se alejan de los movimientos en campo libre.



Efecto de la ISE inercial en la aceleración espectral (corte basal) asociado con el alargamiento de periodo y variación del amortiguamiento. Fuente: NIST (2012)

Si  $h'/(V_s T) > 0.1$ , es probable que los efectos iniciales debidos a ISE sean significativos.

$h'$  = Altura efectiva de la estructura, medida desde la base de la cimentación al centro de masas del modo fundamental de vibración.

$V_s$  = Velocidad efectiva de onda de corte del sitio, estimada como el valor promedio de la velocidad a lo largo de la profundidad efectiva para rotación de la cimentación.

$T$  = Período de vibración fundamental en condición de base rígida.



## Procedimientos de análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura

### Método de la Infraestructura (Funciones de Impedancia)

La función de impedancia representa **la rigidez dinámica y el amortiguamiento** del sistema suelo-cimentación.

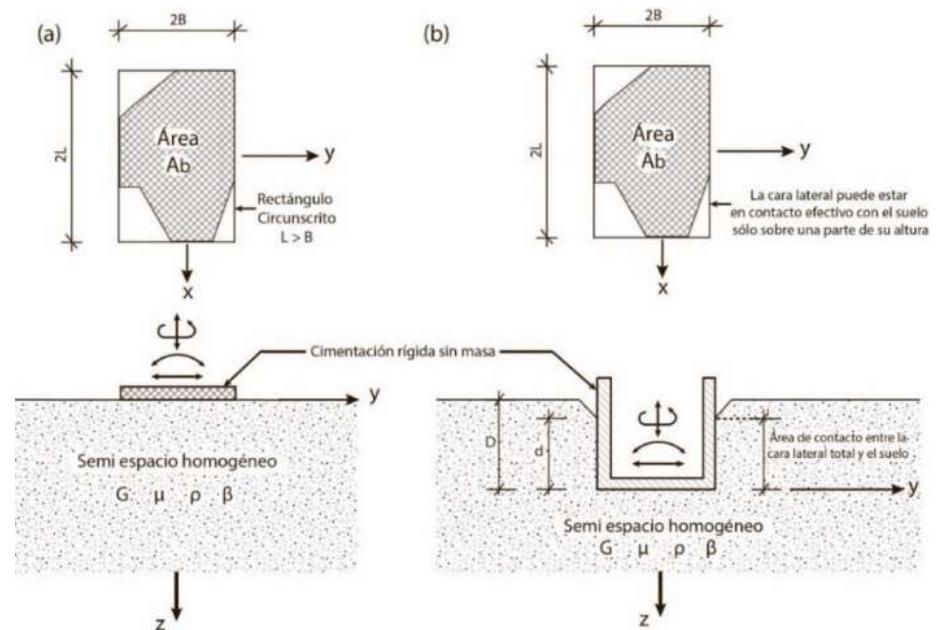
Los términos en la función de impedancia son valores de números complejos y dependientes de la frecuencia..

$$\bar{k}_j = k_j + i\omega c_j$$

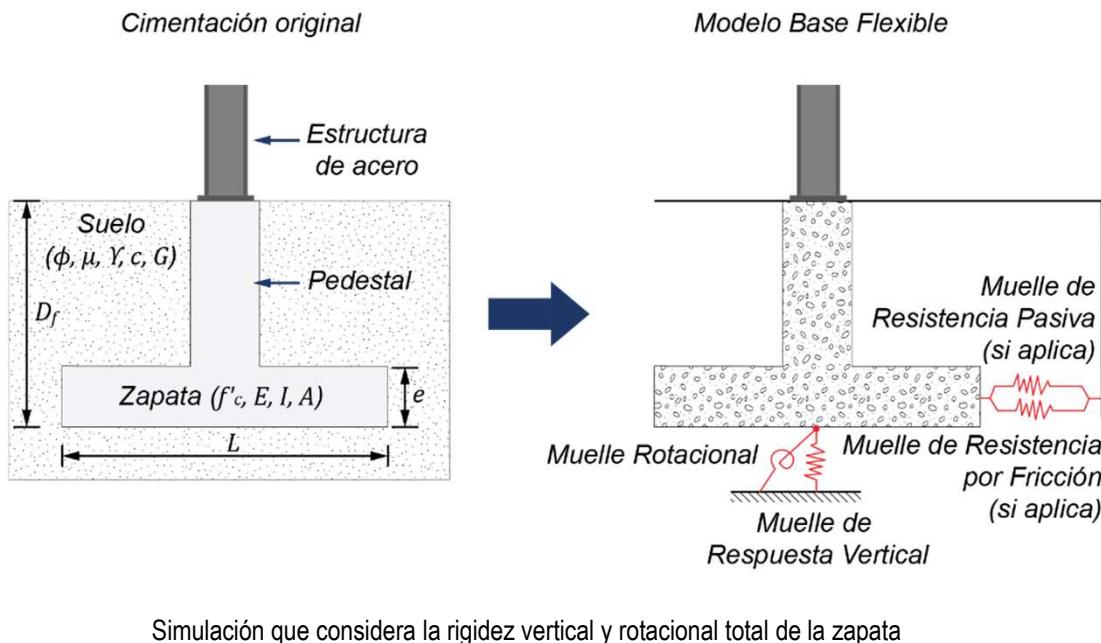
$$S_z = R_z(t) / U_z(t)$$

- $R_z(t) = R_z \exp(iwt)$ : Fuerza vertical armónica.
- $U_z(t) = U_z \exp(iwt)$ : Desplazamiento vertical armónico de la interfaz suelo-cimentación

Ejemplos de cimentaciones superficiales y embebidas de formas arbitrarias Fuente:  
Adaptado de Gazetas (1991).



Para cimentaciones consideradas rígidas se puede resolver el problema mediante el uso muelles verticales, laterales y rotacionales.  $L_f/B_f < 3.0$ . (ASCE 41-23)



Degree of Freedom	Stiffness of Foundation at Surface	Note
Translation along $x$ -axis	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-v} \left[ 3A \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	
Translation along $y$ -axis	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-v} \left[ 3A \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	
Translation along $z$ -axis	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-v} \left[ 1.55 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	
Rocking about $x$ -axis	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-v} \left[ 0.4 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	
Rocking about $y$ -axis	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-v} \left[ 0.47 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	Orient axes such that $L > B$ . If $L = B$ , use $x$ -axis equations for both $x$ -axis and $y$ -axis.
Torsion about $z$ -axis	$K_{zz,sur} = GB^3 \left[ 0.53 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	
Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment	
Translation along $x$ -axis	$\beta_x = \left( 1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[ 1 + 1.6 \left( \frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$	
Translation along $y$ -axis	$\beta_y = \left( 1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{L}} \right) \cdot \left[ 1 + 1.6 \left( \frac{hd(B+L)}{LB^2} \right)^{0.4} \right]$	
Translation along $z$ -axis	$\beta_z = \left[ 1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left( 2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \cdot \left[ 1 + 0.32 \left( \frac{d(B+L)}{BL} \right)^{0.5} \right]$	
Rocking about $x$ -axis	$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[ 1 + \frac{2d}{B} \left( \frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$	$d$ = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height)
Rocking about $y$ -axis	$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left( \frac{d}{L} \right)^{0.6} \left[ 1.5 + 3.7 \left( \frac{d}{L} \right)^{1.9} \left( \frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$	
Torsion about $z$ -axis	$\beta_{zz} = 1 + 2.6 \left( 1 + \frac{B}{L} \right) \left( \frac{d}{B} \right)^{0.9}$	

Figure 8-2. Elastic solutions for rigid footing spring constraints.



## Procedimiento para modelar la rigidez del terreno para $L_f/B_f > 3.0$ (ASCE 41-23)

La rigidez de la cimentación por unidad de área se puede calcular utilizando un coeficiente de reacción unitario del subsuelo,  $k_{sv}$ , determinado a partir de la siguiente expresión:

$$k_{sv} = \frac{1.3G}{B_f(1-\nu)} \quad (8-24)$$

$G$  = Módulo de corte efectivo del suelo. (Sección 8.2.1.4).

$B_f$  = Ancho de la cimentación para zapatas aisladas, o ancho efectivo  $B'_f$  para cimentaciones tipo losa. (Sección 8.4.5.2.2.1.)

$L_f$  = Longitud de la cimentación, o longitud efectiva  $L'_f$  para cimentaciones tipo losa. (Sección 8.4.5.2.2.1.)

$\nu$  = Relación de Poisson del suelo.

**Nota:** Para  $L_f/B_f < 3.0$  se pueden utilizar los valores de  $K_{zsur}$  dados en la figura 8-2.

Table 8-1. Effective Shear Modulus Ratio ( $G/G_0$ ).

Site Class <sup>a</sup>	Effective Peak Acceleration, $S_{xs}/2.5^b$			
	0	0.1	0.4	0.8
A	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	1.00	0.95	0.90
C	1.00	0.95	0.75	0.60
D	1.00	0.90	0.50	0.10 <sup>c</sup>
E	1.00	0.60	0.05	<sup>d</sup>
F	<sup>d</sup>	<sup>d</sup>	<sup>d</sup>	<sup>d</sup>

<sup>a</sup>Values in the table shall be interpolated for intermediate site classes.

<sup>b</sup>Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_{xs}/2.5$ .

<sup>c</sup>Site-specific geotechnical investigation shall be permitted to determine the  $G/G_0$  ratio in lieu of the value in the table but shall not be taken greater than the prescribed value for the lower seismic hazard.

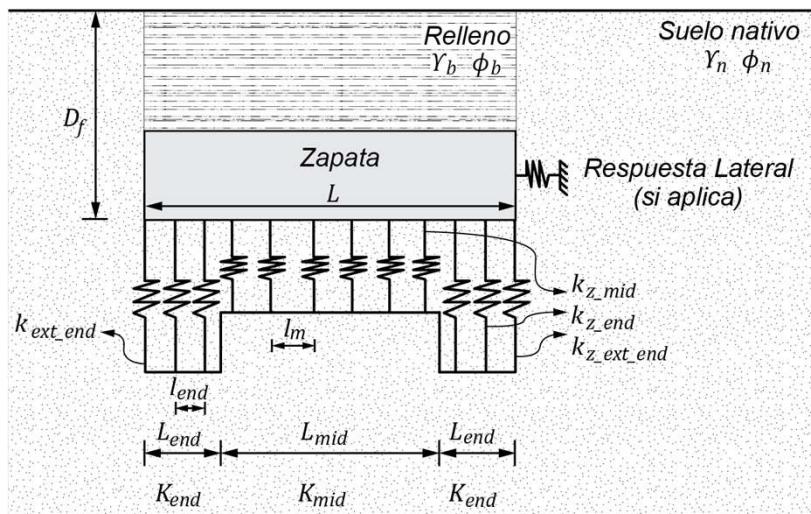
<sup>d</sup>Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

$S_{xs}$ : Parámetro de aceleración espectral de respuesta en períodos cortos para el Nivel de Peligro Sísmico seleccionado según la Clase de Sitio

## Otros enfoques de modelado de cimentaciones. (Recomendado para análisis no lineales ASCE 41-23)

Cada apoyo se modela mediante muelles distribuidos a lo largo de la cimentación con la finalidad de reproducir la rigidez vertical  $K_z$  y rotacional  $K_{yy}$  del sistema suelo-cimentación. Se incrementa la rigidez en los extremos de la zapata  $K_{end}$ .

La respuesta a compresión se modela mediante: muelles que reproducen la rigidez en la zona central  $k_{z\_mid}$ , en los extremos  $k_{z\_end}$  y un muelle en los puntos más extremos de la zapata  $k_{z\_ext\_end}$



Distribución de muelles verticales debajo de la zapata para reproducir la rigidez vertical y rotacional simultáneamente

$$k_{z\_mid} = K_{mid} \cdot l_m$$

$$K_{mid} = \frac{K_{z\_emb}}{L_m + 2L_{end}R_{k\_yy}}$$

$$R_{k\_yy} = \frac{\frac{3}{4}K_{yy\_emb}}{1 - (1 - R_e)^3}$$

$$l_m = \frac{L_m}{n_{div\_m}}$$

$$k_{z\_end} = K_{end} \cdot l_{end}$$

$$K_{end} = K_{mid} \cdot R_{k\_yy}$$

$$l_{end} = \frac{L_{end}}{n_{div\_end}}$$

$$k_{z\_ext\_end} = \frac{K_{end} \cdot l_{end}}{2}$$

- $k_{z\_mid}$ : Rigidez vertical de los muelles ubicados en el tramo central de la zapata ( $N/m$ ).
- $K_{mid}$ : Rigidez del tramo central de la zapata ( $N/m^2$ ).
- $K_{z\_emb}$ : Rigidez vertical total de la zapata. Ya considera la modificación por embebido. Gazetas (1991) o Pais & Kausel (1988) ( $N/m$ ).
- $R_e$ : Coeficiente que típicamente oscila entre 0.3 y 0.5.
- $L_m$ : Longitud del tramo central de la zapata ( $m$ ).
- $L_{end}$ : Longitud de los extremos de la zapata ( $m$ ).
- $R_{k\_yy}$ : Coeficiente de intensidad de rigidez.
- $K_{yy\_emb}$ : Rigidez rotacional de la zapata. Ya considera la modificación por embebido. Gazetas (1991) o Pais & Kausel (1988) ( $N \cdot m/rad$ ).
- $l_m$ : Separación de muelles ubicados en la zona central de la zapata ( $m$ ).
- $n_{div\_m}$ : Número de divisiones en el tramo central de la zapata.
- $k_{z\_end}$ : Rigidez vertical de los muelles ubicados en los extremos de la zapata ( $N/m$ ).
- $K_{end}$ : Rigidez en los extremos de la zapata ( $L_{end}$ ) ( $N/m^2$ ).
- $l_{end}$ : Separación de muelles ubicados en los extremos de la zapata ( $m$ ).
- $n_{div\_end}$ : Número de divisiones en los extremos de la zapata.
- $k_{z\_ext\_end}$ : Rigidez vertical de los muelles ubicados en el punto final extremo de la zapata ( $N/m$ ).



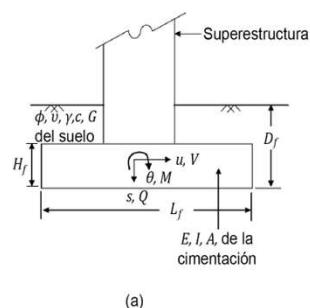
## Procedimientos de análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura

### Modelos de respuesta no lineal del sistema suelo-cimentación para análisis dinámicos de respuesta en el tiempo

Cada vez hay más pruebas analíticas y experimentales de que la respuesta no lineal del sistema suelo-cimentación puede influir en respuesta sísmica de la estructura.

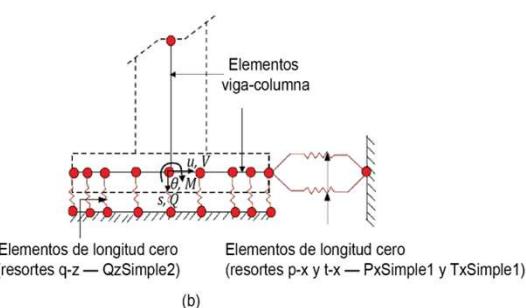
#### Enfoque BNWF (*Beam on Nonlinear Winkler Foundation*).

Raychowdhury & Hutchinson (2009), han utilizado muelles no lineales y amortiguadores para modelar la respuesta de cimentaciones mediante una base flexible no lineal y han implementado el modelo BNWF en la plataforma OpenSees (Mckenna et al., 2010).



(a)

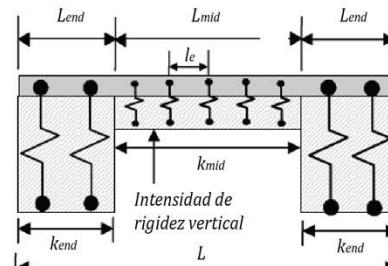
Ejes	Fuerza	Desplazamiento
x	V	u
z	Q	s
theta	M	theta



(b)

Notas:

- Los elementos de superestructura no se generan mediante el comando ShallowFoundationGen. El usuario debe especificar el nodo medio (nodo en el esquema).
- Los muelles p-x y t-x están conectados a nodos finales idénticos con una distancia cero entre ellos; sin embargo, son independientes.



(c)

- Coeficiente de intensidad de rigidez,  $Rk = k_{end} / k_{mid}$
- Coeficiente de longitud de extremos,  $Re = L_{end} / L$
- Espaciamento de los muelles =  $l_e / L$

Esquema del modelo de cimentación BNWF: (a) sistema hipotético de estructura-cimentación; (b) modelo idealizado; (c) distribución variable de rigidez vertical.

Fuente: Adaptado de Raychowdhury & Hutchinson (2009)

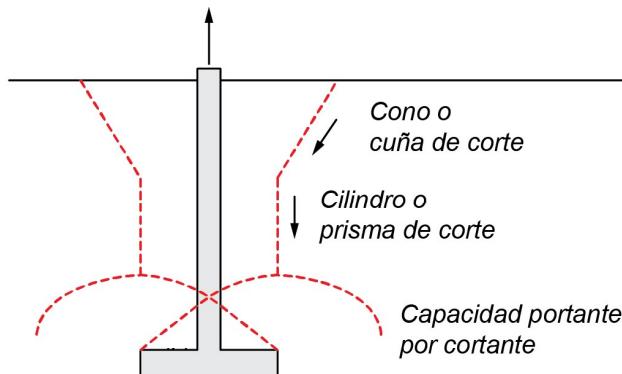
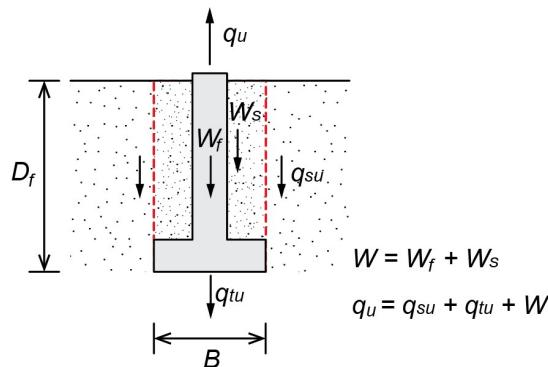


## Procedimientos de análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura

### Mecanismo de levantamiento de cimentaciones superficiales.

Un método general ha sido propuesto por Kulhawy et al. (1983), en el cual la capacidad al levantamiento está dada por:

$$q_{uT} = q_{su} + q_{tu} + W_{fs}$$



El enfoque permite abordar el problema como un método generalizado para condiciones "drenadas" o "no drenadas."

$q_{uT}$ : Capacidad ultima al levantamiento.

$q_{su}$ : Resistencia a lo largo de una superficie general de corte.

$q_{tu}$ : Resistencia de fondo.

$W_{fs}$ : Peso de la cimentación ( $W_f$ ) y del suelo ubicado por encima de la profundidad de desplante ( $W_s$ ).



# **MODELO PROPUESTO PARA MODELADO DE LA BASE FLEXIBLE NO LINEAL**



**De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro**

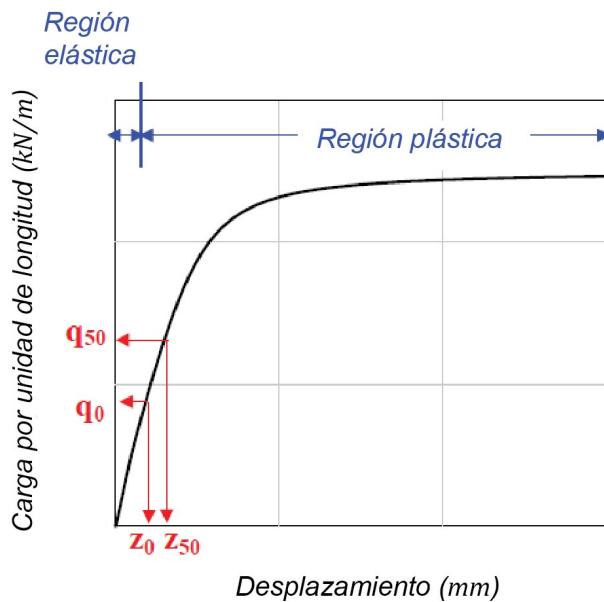


## MODELO PROPUESTO Y LINEAMIENTOS PARA MODELADO DE LA BASE FLEXIBLE NO LINEAL

Modelo propuesto para evidenciar el mecanismo de respuesta no lineal de la zapata ante cargas de compresión y levantamiento

Respuesta a compresión.

Se modela mediante una curva que posee una porción elástica inicial y que luego desarrolla progresivamente una zona de comportamiento inelástico.



Respuesta vertical a compresión.

Adaptado de Raychowdhury (2008)

La porción elástica:

$$q = k_{in} z$$

El rango de la porción elástica :

$$q_o = C_r q_u$$

La curva del tramo no lineal se describe mediante:

$$q = q_u - (q_u - q_o) \left[ \frac{c z_{50}}{c z_{50} + |z^p - z_o^p|} \right]^n$$

$q$ : Carga instantánea a compresión ( $N$ ).

$k_{in}$ : Rigidez inicial elástica. Estimada según Gazetas (1991) o Pais & Kausel (1988) ( $N/m$ ).

$z$ : Desplazamiento vertical instantáneo en compresión ( $m$ ).

$q_o$ : Carga en el punto de cedencia ( $N$ ).

$C_r$ : Parámetro que controla el rango de la porción elástica.

$q_u$ : Carga última a compresión del sistema suelo-cimentación ( $N$ ).

$z_{50}$ : Desplazamiento en el cual es movilizado el 50% de la carga ultima ( $m$ ).

$z_o$ : Desplazamiento en el punto de cedencia ( $m$ ).

$c, n$ : Parámetros constitutivos adimensionales que controlan la forma de la porción no lineal de la curva.

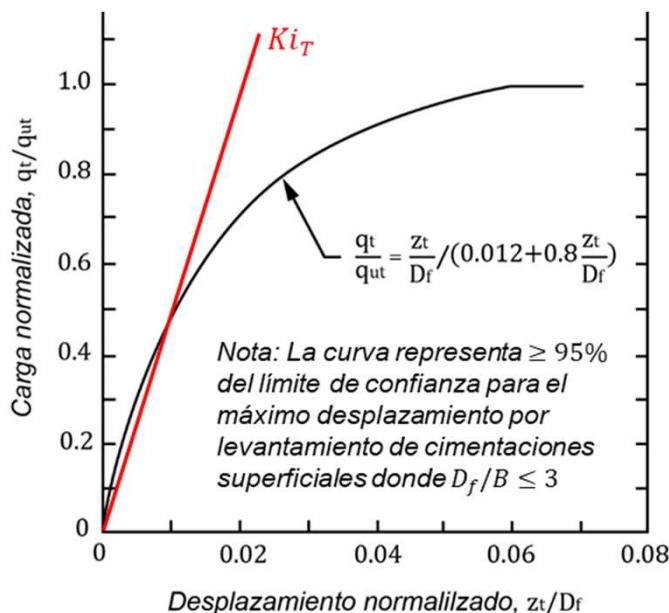


## MODELO PROPUESTO Y LINEAMIENTOS PARA MODELADO DE LA BASE FLEXIBLE NO LINEAL

Modelo propuesto para evidenciar el mecanismo de respuesta no lineal de la zapata ante cargas de compresión y levantamiento

Respuesta al levantamiento.

Se propone modelar la zona en tracción de muelles verticales según el mecanismo carga-desplazamiento dado por Kulhawy et al. (1991).



Se modela la respuesta en la zona de tracción mediante una curva hiperbólica normalizada :

$$\frac{q_t}{q_{uT}} = \frac{z_t}{D_f} / \left( 0.012 + 0.8 \frac{z_t}{D_f} \right)$$

$q_{uT}$ : Carga última al levantamiento ( $N$ ).  
 $q_t$ : Carga instantánea a tracción ( $N$ ).  
 $z_t$ : Desplazamiento instantáneo a tracción ( $m$ ).  
 $D_f$ : Profundidad de desplante de la cimentación ( $m$ ).

Se representa el valor de rigidez  $Ki_T$  asociado al 50% de la carga ultima  $q_{uT}$ .

Dicho desplazamiento puede ser estimado como  $0.01D_f$ .

Se puede construir la curva de respuesta ante cargas verticales (compresión + tracción) de la cimentación, considerando  $D_f$  y las propiedades del material de sitio y de relleno.

Relación carga-desplazamiento recomendada para diseño de cimentaciones superficiales resistentes al levantamiento. Adaptado de Stewart & Kulhawy (1990)

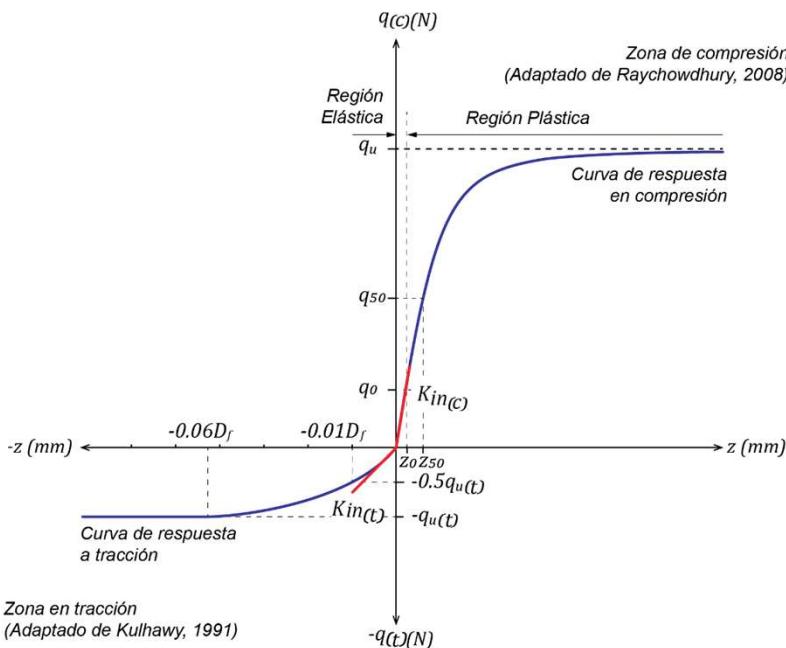


## MODELO PROPUESTO Y LINEAMIENTOS PARA MODELADO DE LA BASE FLEXIBLE NO LINEAL

### Modelo propuesto para evidenciar el mecanismo de respuesta no lineal de la zapata ante cargas de compresión y levantamiento

Se contempla el uso del enfoque BNWF para modelar la condición de base flexible no lineal. Se propone una curva de respuesta vertical no lineal con las siguientes características:

Curva de respuesta vertical (*backbone curve*) del sistema suelo-zapata.



Respuesta a compresión. → Modelo propuesto por Raychowdhury (2008). → Calibrado a partir de resultados experimentales.

Respuesta a tracción. → A partir del modelo propuesto por Kulhawy et al. (1991). Permite considerar:

- Las propiedades del suelo nativo.
- La profundidad de desplante ( $D_f$ )
- Las características del relleno por encima de la zapata.
- El método constructivo

Influence of the Uplifting Mechanism of Embedded Footings on the Nonlinear Static Response of Steel Concentrically Braced Frames. (Guanchez et al. 2024)  
<https://www.mdpi.com/2075-5309/14/4/1145>



De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro

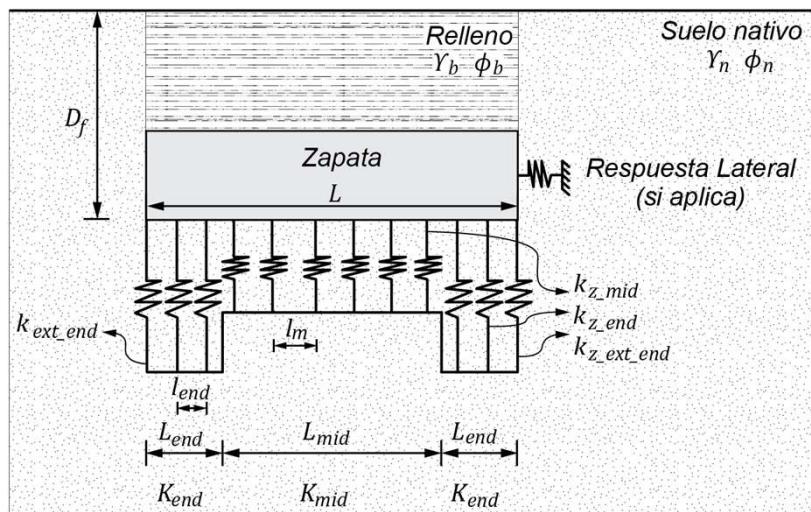


## MODELO PROUESTO Y LINEAMIENTOS PARA MODELADO DE LA BASE FLEXIBLE NO LINEAL

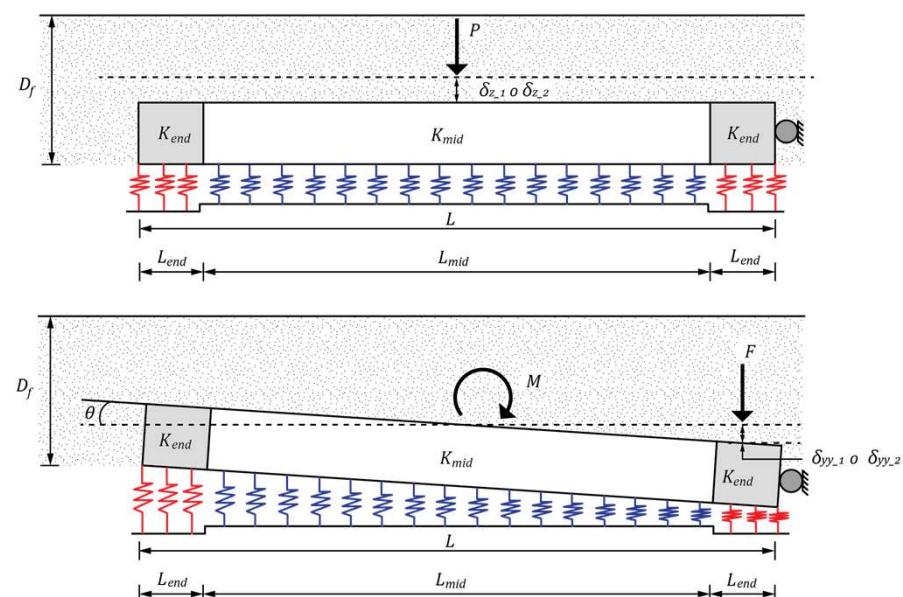
### Lineamientos para la implementación del modelo.

Cada apoyo se modela mediante muelles no lineales distribuidos a lo largo de la cimentación con la finalidad de reproducir la rigidez vertical  $K_z$  y rotacional  $K_{yy}$  del sistema suelo-cimentación. Se incrementa la rigidez en los extremos de la zapata  $K_{end}$ .

La respuesta a compresión se modela mediante: muelles que reproducen la rigidez en la zona central  $k_{z\_mid}$ , en los extremos  $k_{z\_end}$  y un muelle en los puntos más extremos de la zapata  $k_{z\_ext\_end}$



Distribución de muelles verticales debajo de la zapata para reproducir la rigidez vertical y rotacional simultáneamente



Calibración de la distribución de muelles no lineales en función de la rigidez rotacional total calculada



## EJEMPLO DE APLICACIÓN



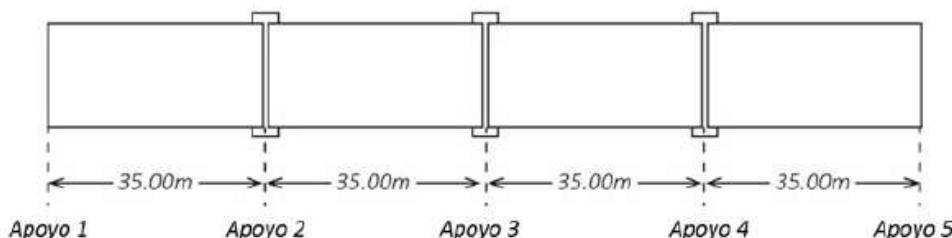
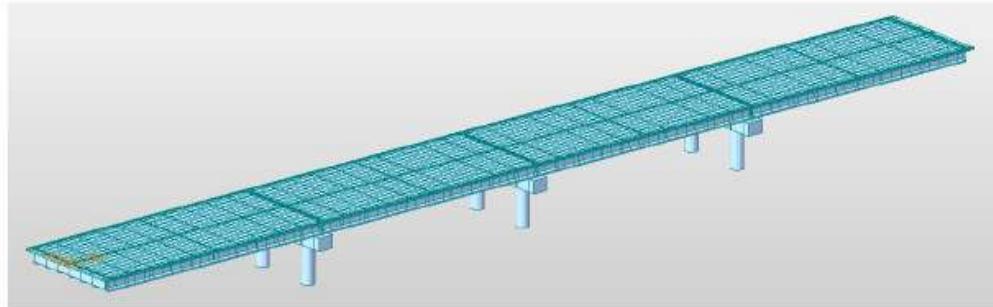
**De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro**



## EJEMPLO DE APLICACIÓN

Aplicación del procedimiento de modelado considerando fenómenos de ISE mediante el software Midas Civil.

### Datos



- Dimensionado y diseño según método basado en fuerzas (AASHTO LRFD. 10th. 2024)
- Verificación de diseño y control de respuesta según método basado en desplazamientos (LRFD Seismic Bridge Design. 3rd. 2023)

#### Dimensiones del Puente:

Longitud del tablero del puente	$L_{tramo} := 35 \text{ m}$
Ancho del tablero:	$Ancho\_puente := 16 \text{ m}$
Esviaje del soporte medido desde la línea normal al vano	$S := 0$
Altura de las Columnas en el Apoyo 2	$L_2 := 715 \text{ cm}$
Altura de las Columnas en el Apoyo 3	$L_3 := 715 \text{ cm}$
Altura de las Columnas en el Apoyo 4	$L_4 := 715 \text{ cm}$
Ancho de la junta en el apoyo:	$gap := 4 \text{ cm}$
Dimensión de la sección transversal de la columna	$D_c := 170 \text{ cm}$
Ancho de la viga cabezal:	$B_{cap} := 230 \text{ cm}$
Altura de la viga cabezal:	$H_{cap} := 180 \text{ cm}$
Recubrimiento de concreto al acero de refuerzo principal de la columna:	$rec := 4 \text{ cm}$



## EJEMPLO DE APLICACIÓN

### Información para modelado de Cimentaciones.

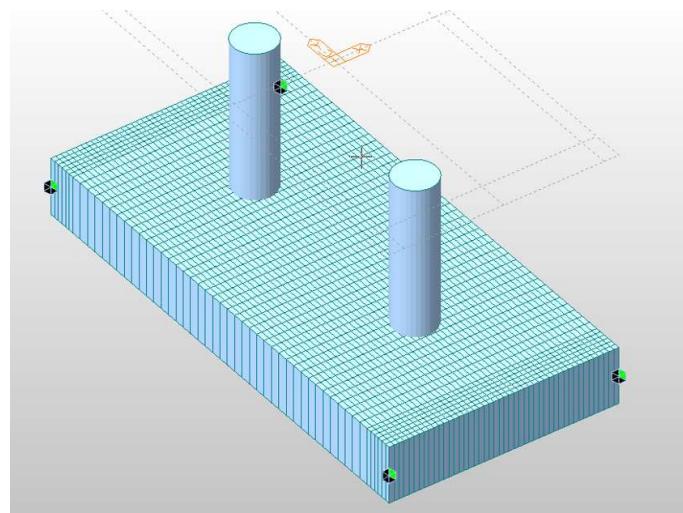
#### Dimensiones de zapatas:

Largo = 19 m.

Ancho = 9.20 m

Espesor = 2.30 m

Profundidad de Desplante (Df) = 3.0 m



#### Parámetros de diseño de la cimentación.

Tipo de Suelo: Arena Arcillosa (SC).

Angulo de fricción interna ( $\phi$ ) = 30°

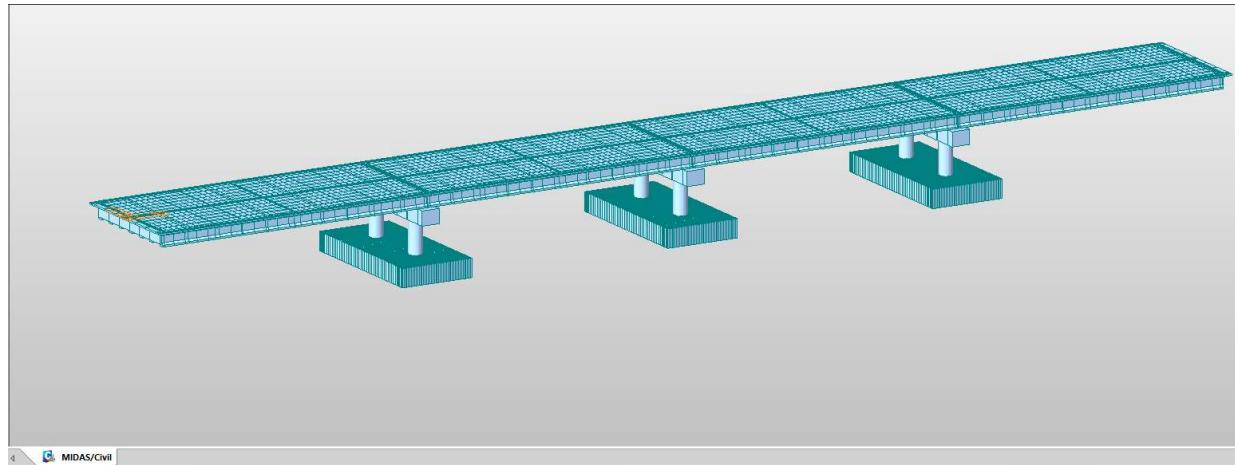
Peso Unitario (PU): 20 KN/m<sup>3</sup>

Nspt prom por debajo de la cimentación (B) = 10 golpes.

Capacidad Portante (Briaud y Gibbens, 1997) = 666.67 kN/m<sup>2</sup>

Capacidad al levantamiento (Tu) = 13052 kN.

G/G<sub>max</sub> = 0.25



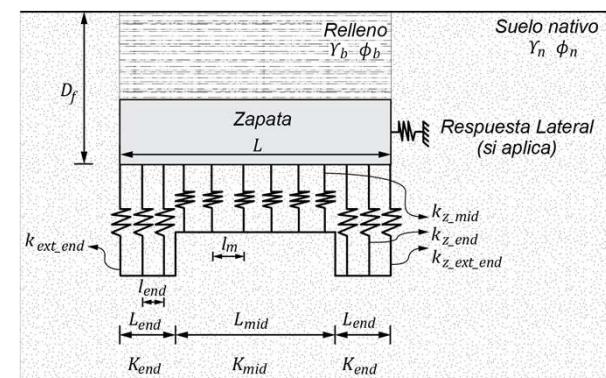
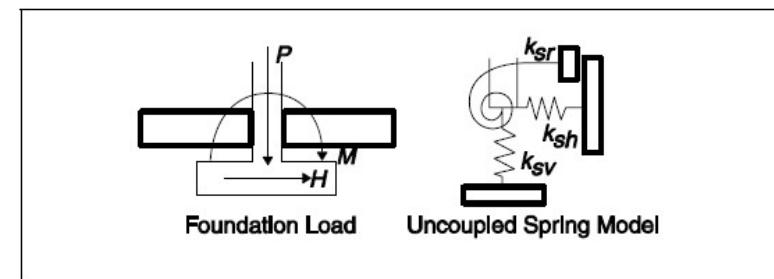
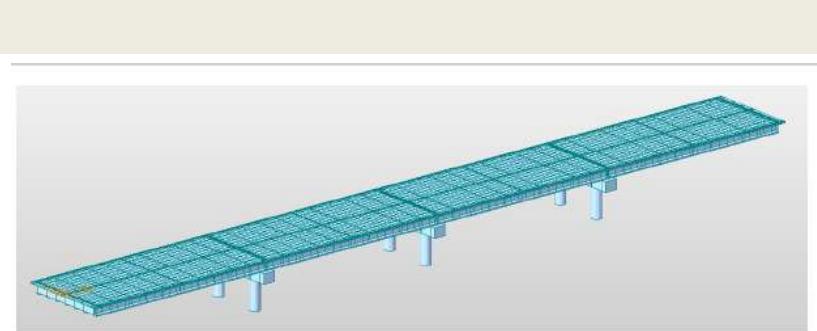
De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro



## EJEMPLO DE APLICACIÓN

### Descripción de Modelos

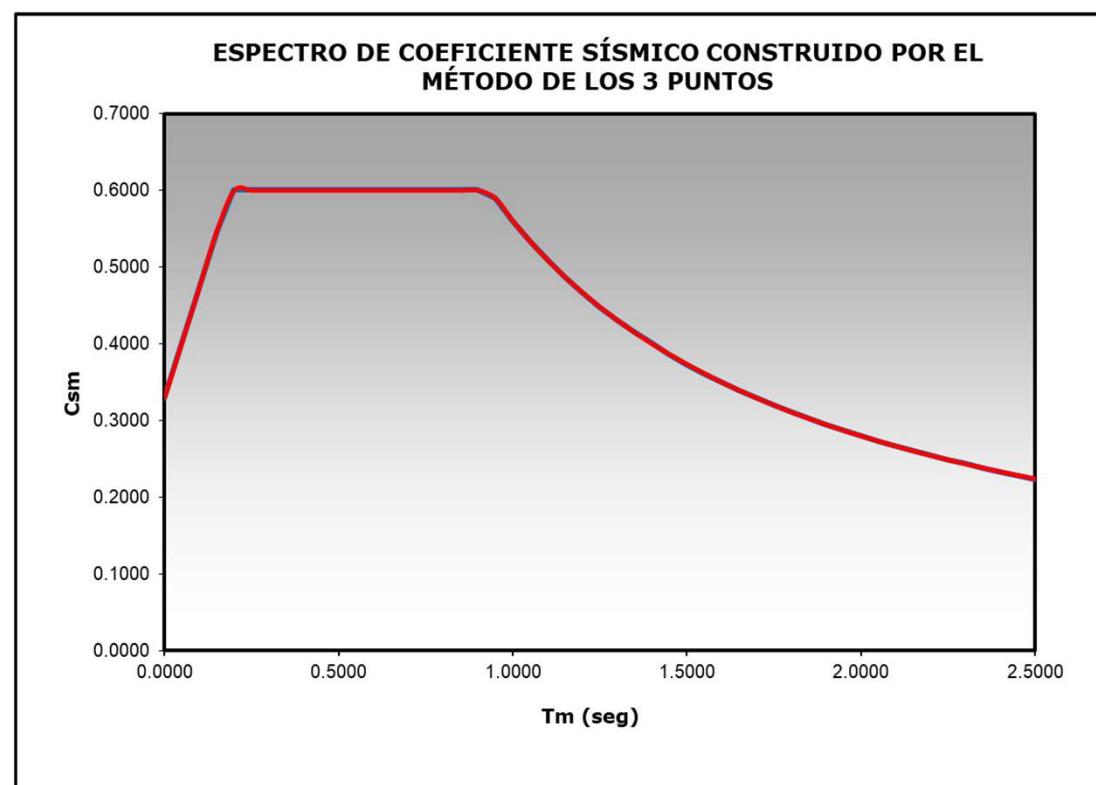
1. **Modelo de Base Rígida.**
2. **Modelo de base flexible elástica nodal.** La flexibilidad de la cimentación se evidencia mediante incorporación de muelles elásticos aplicados de forma nodal en los apoyos.
3. **Modelo de base flexible inelástica.** La flexibilidad de la cimentación se evidencia mediante incorporación de muelles No Lineales aplicados de forma nodal en los apoyos.
4. **Modelo de base flexible inelástica.** La flexibilidad de la cimentación se evidencia mediante incorporación de muelles No Lineales aplicados de forma distribuida debajo del área de la cimentación.



## EJEMPLO DE APLICACIÓN

### Respuesta Modal versus Espectro de Diseño (AASHTO LRFD)

Descripción	Periodo de Vibración (s)	
	Longitudinal	Transversal
Modelo de Base Rígida.	1.20	0.67
Modelo de base flexible elástica. (Nodal).	1.24	0.69



## EJEMPLO DE APLICACIÓN

### Capacidad a Desplazamiento en condición de base rígida. (AASHTO Seismic Bridge Design. 3rd. 2023)

Diseño sismorresistente de columnas en puentes de  
Concreto Reforzado - DBM



#### Demanda de desplazamiento

$$DX_{SX} := 81.07 \text{ mm}$$

Desplazamiento longitudinal (DX) debido a  
sismo longitudinal (SX)

$$DY_{SX} := 0 \text{ mm}$$

Desplazamiento transversal (DY) debido a  
sismo longitudinal (SX)

$$DX_{SY} := 0.0010 \text{ mm}$$

Desplazamiento longitudinal (DX) debido a  
sismo transversal (SY)

$$DY_{SY} := 33.15 \text{ mm}$$

Desplazamiento transversal (DY) debido a  
sismo transversal (SY)

$$\Delta_{D,L1} := 100\% \cdot (R_{D,X} \cdot DX_{SX}) + 30\% \cdot (R_{D,Y} \cdot DX_{SY}) = 81.07 \text{ mm}$$

$$\Delta_{D,L2} := 30\% \cdot (R_{D,X} \cdot DX_{SX}) + 100\% \cdot (R_{D,Y} \cdot DX_{SY}) = 24.322 \text{ mm}$$

$$\Delta_{D,L} := \max(\Delta_{D,L1}, \Delta_{D,L2}) = 81.07 \text{ mm} \quad \text{Demanda de desplazamiento Longitudinal}$$

$$\Delta_{D,T1} := 100\% \cdot (R_{D,Y} \cdot DY_{SY}) + 30\% \cdot (R_{D,X} \cdot DY_{SX}) = 44.114 \text{ mm}$$

$$\Delta_{D,T2} := 30\% \cdot (R_{D,Y} \cdot DY_{SY}) + 100\% \cdot (R_{D,X} \cdot DY_{SX}) = 13.234 \text{ mm}$$

$$\Delta_{D,T} := \max(\Delta_{D,T1}, \Delta_{D,T2}) = 44.114 \text{ mm} \quad \text{Demanda de desplazamiento Transversal}$$

Diseño sismorresistente de columnas en puentes de  
Concreto Reforzado - DBM



#### Capacidad de desplazamiento longitudinal

$$A_L := 1$$

Factor por restricción de columnas  
(Asumido empotrado - Libre)

$$H := H_{min} = 7.15 \text{ m}$$

Altura de columna

$$B_o := D_c = 170 \text{ cm}$$

Diámetro de la columna

$$H_{o,L} := H = 7.15 \text{ m}$$

Altura libre de columna en dirección  
longitudinal

$$x_L := \frac{A_L \cdot B_o}{H_{o,L}} = 0.238$$

$$\Delta_{C,L} := \max \left( \left( 0.12 \cdot \left( \frac{H_{o,L}}{ft} \right) \cdot (-2.32 \ln(x_L) - 1.22) \right) \cdot in, 0.12 \left( \frac{H_{o,L}}{ft} \right) \cdot in \right) = 151.054 \text{ mm}$$

$$\Delta_{D,L} = 81.07 \text{ mm}$$

Demanda de desplazamiento Longitudinal

if ( $\Delta_{D,L} < \Delta_{C,L}$ , "OK", "NC") = "OK"

Diseño sismorresistente de columnas en puentes de  
Concreto Reforzado - DBM



#### Capacidad de desplazamiento transversal

$$A_T := 2$$

Factor por restricción de columnas (Asumido  
empotrado-empotrado)

$$H_{cap} = 1.8 \text{ m}$$

Altura de la viga cabezal

$$H_{o,T} := H - H_{cap} = 5.35 \text{ m}$$

Altura libre de columna en dirección  
longitudinal

$$x_T := \frac{A_T \cdot B_o}{H_{o,T}} = 0.636$$

$$\Delta_{C,T} := \max \left( \left( 0.12 \cdot \left( \frac{H_{o,T}}{ft} \right) \cdot (-2.32 \ln(x_T) - 1.22) \right) \cdot in, 0.12 \left( \frac{H_{o,T}}{ft} \right) \cdot in \right) = 53.5 \text{ mm}$$

$$\Delta_{D,T} = 44.114 \text{ mm}$$

Demanda de desplazamiento transversal

if ( $\Delta_{D,T} < \Delta_{C,T}$ , "OK", "NC") = "OK"



De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro

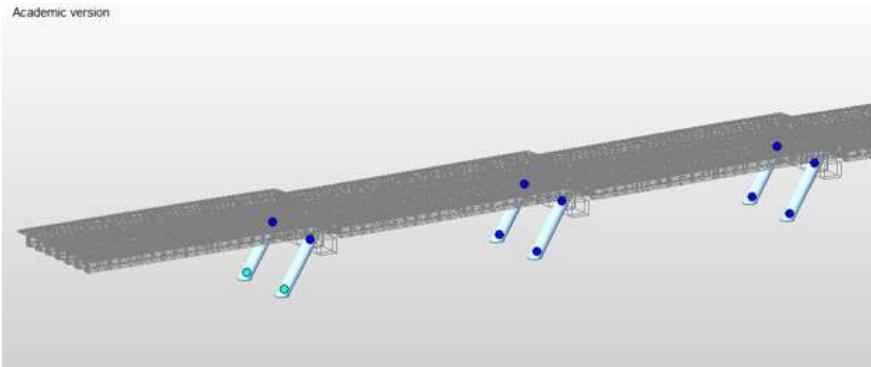


## EJEMPLO DE APLICACIÓN

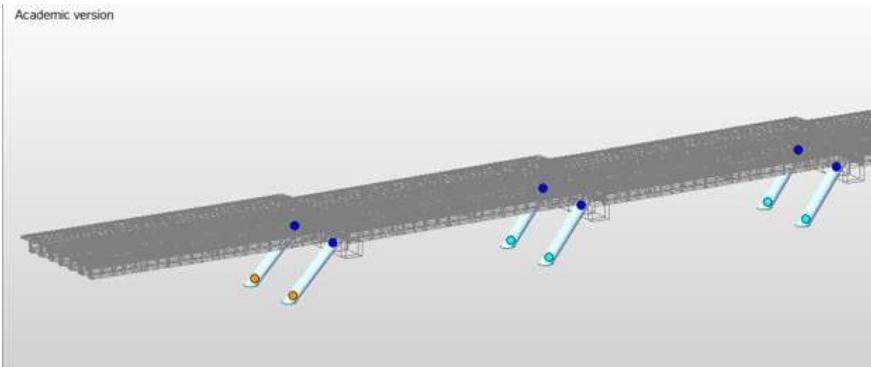
### Respuesta en condición de base rígida

#### Pushover Longitudinal

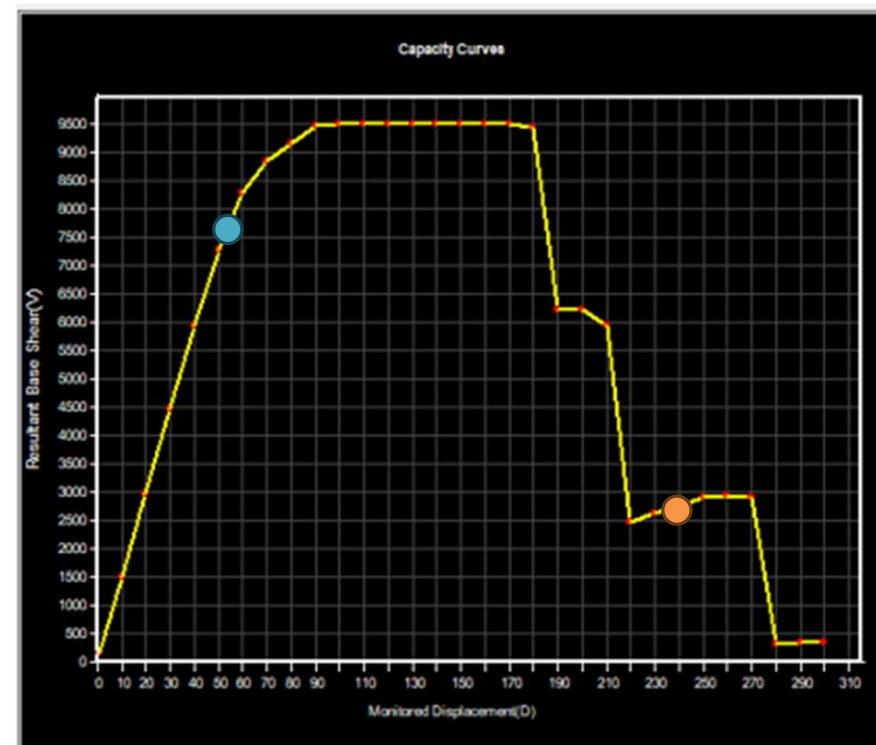
Academic version



Academic version



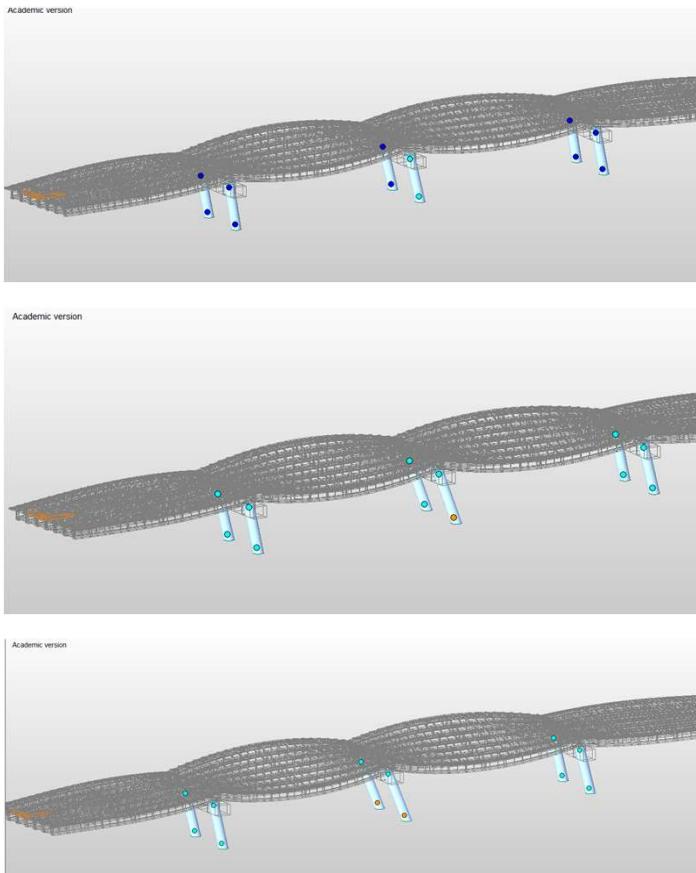
PUSHOVER LONGITUDINAL			
Step	Descripcion	Color rotula	Deformación lateral asociada (mm)
5	Formacion primera rotula	Cyan	51.456
19	Falla ambas columnas del bent	Naranja	236.55



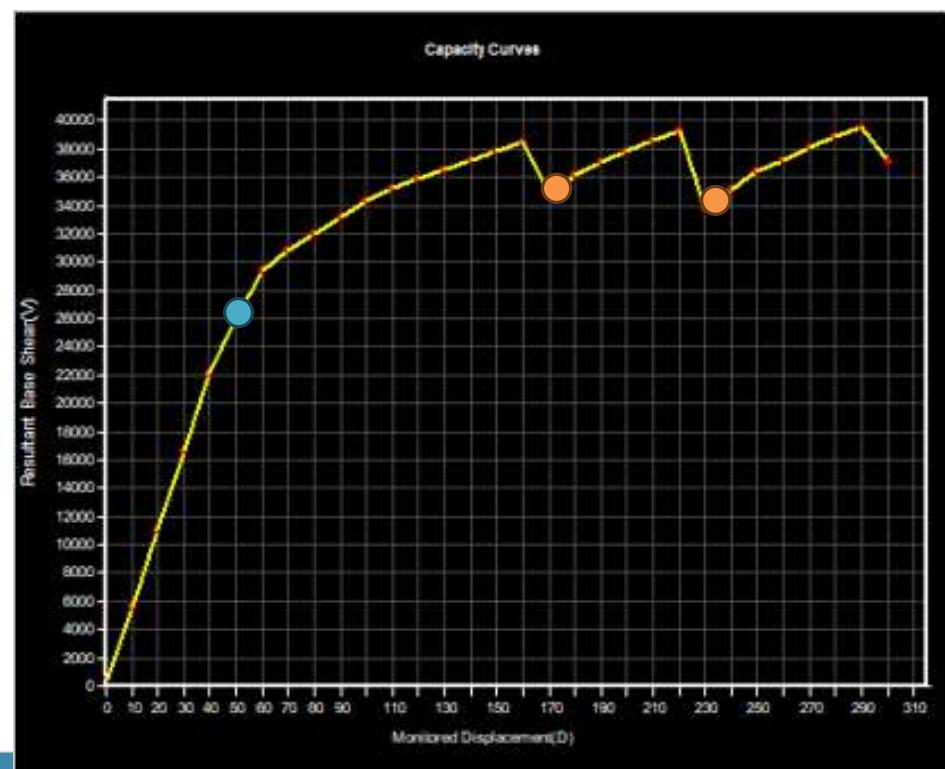
## EJEMPLO DE APLICACIÓN

### Respuesta en condición de base rígida

#### Pushover Transversal



PUSHOVER TRANSVERSAL			
Step	Descripcion	Color rotula	Deformacion lateral asociada (mm)
5	Formación primera rotula	Cyan	50.561
17	Falla primera columna	Naranja	170.601
23	Falla segunda columna	Naranja	230.582



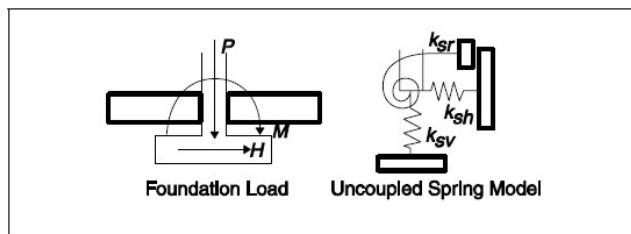
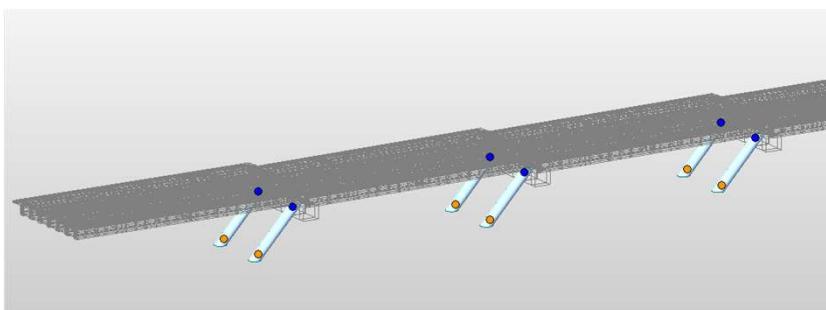
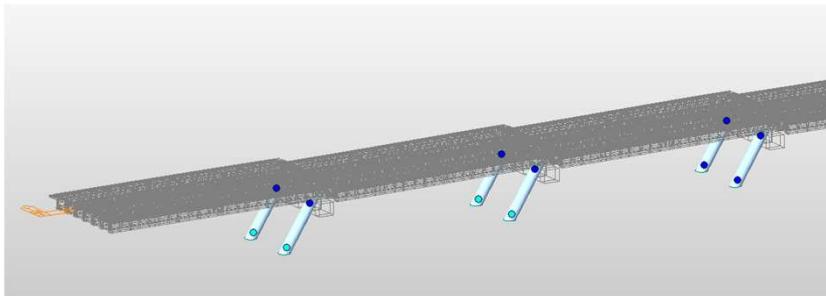
De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro



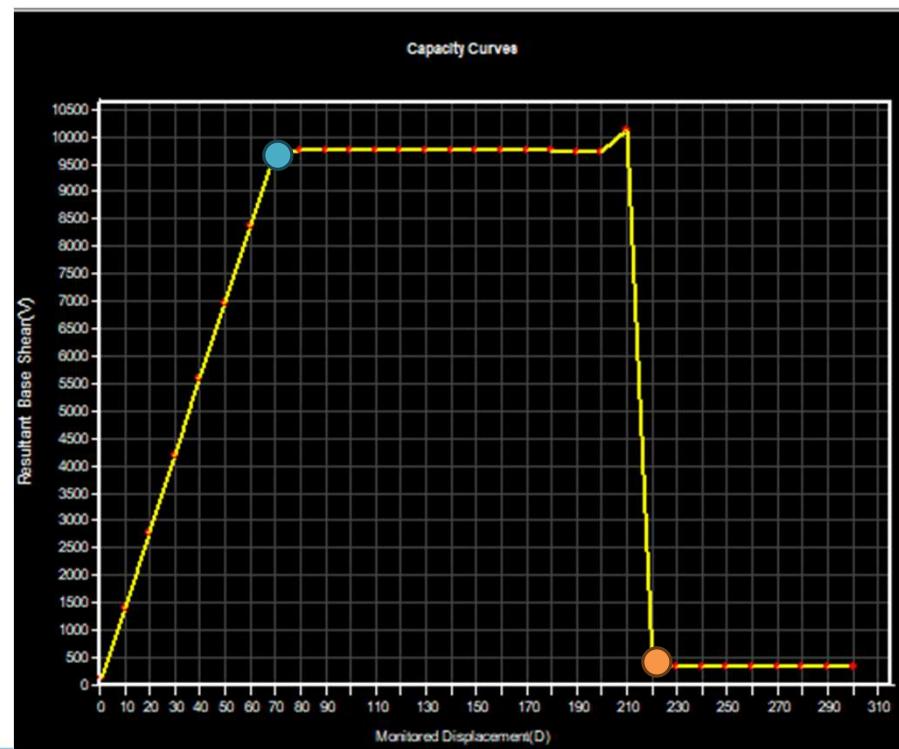
## EJEMPLO DE APLICACIÓN

Rigidez elástica aplicada en nodos.

Pushover Longitudinal.



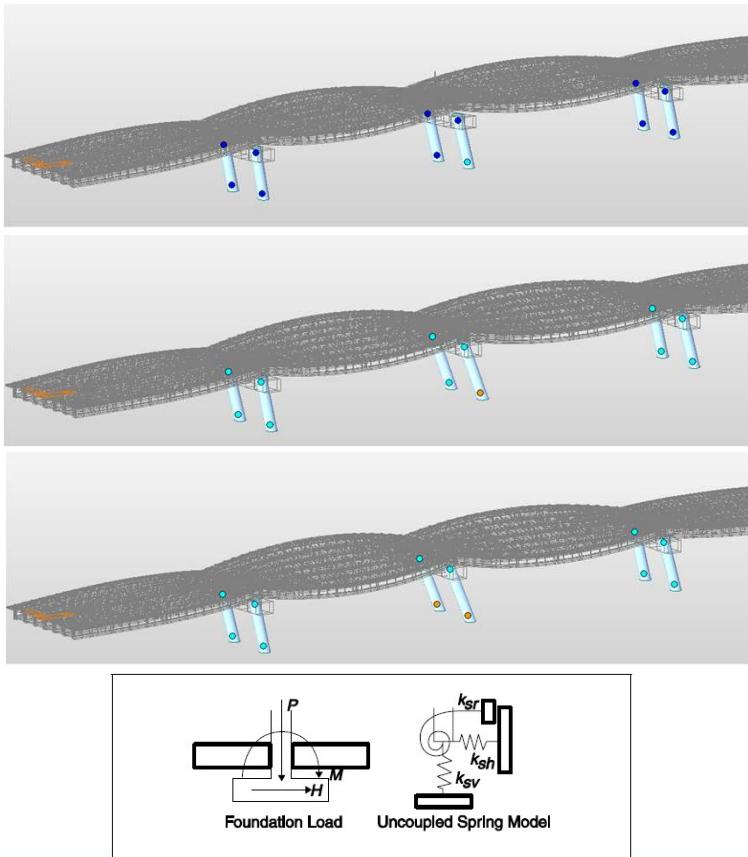
PUSHOVER LONGITUDINAL			
Step	Descripcion	Color rotula	Deformacion lateral asociada (mm)
7	formacion primera rotula	Cyan	70.447
22	Falla todos los bent	Naranja	220.48



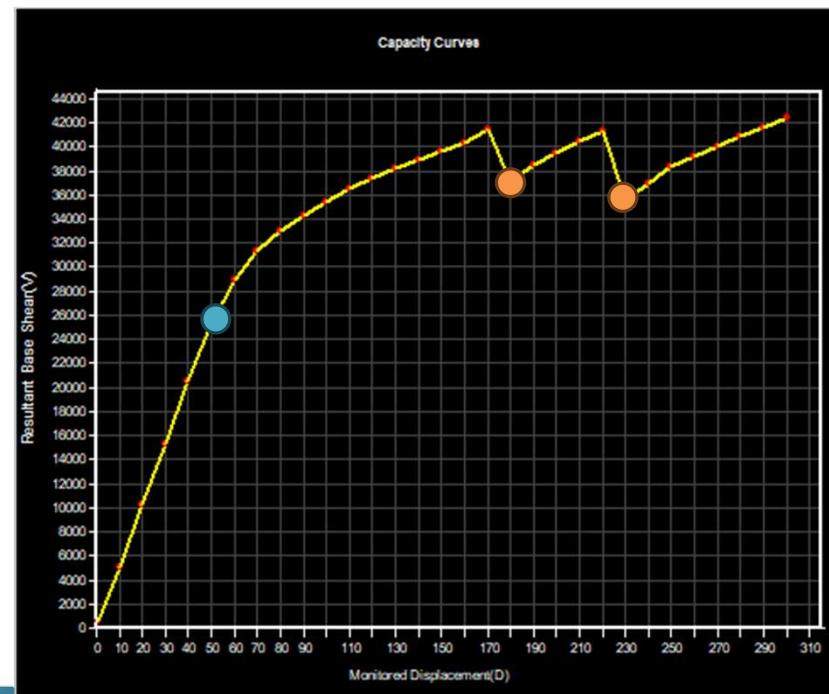
## EJEMPLO DE APLICACIÓN

Rigidez elástica aplicada en nodos.

Pushover Transversal.

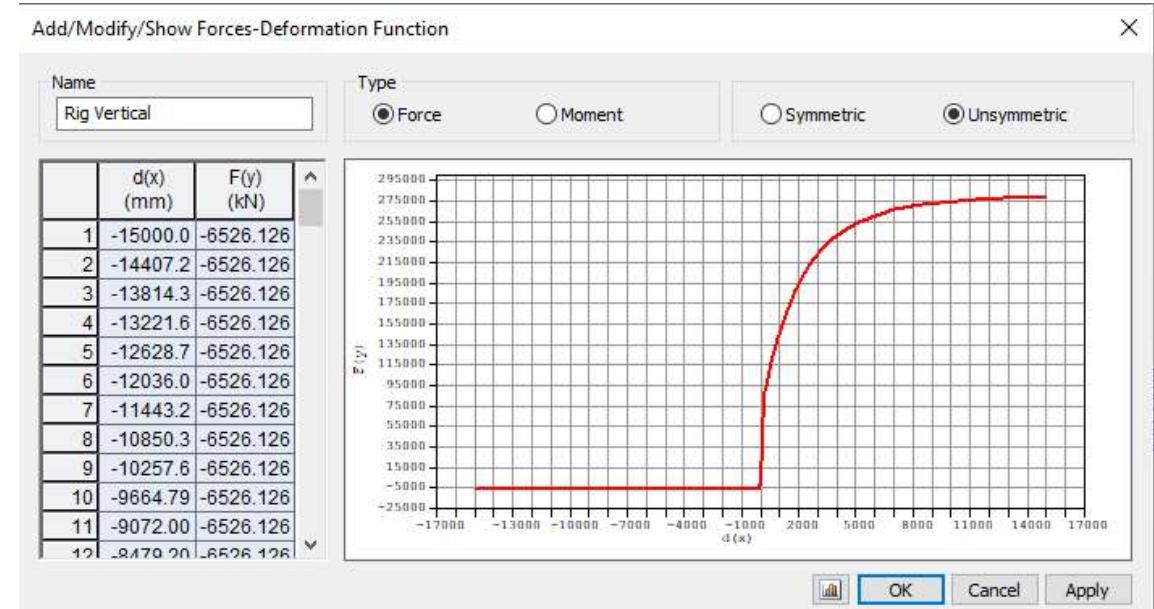
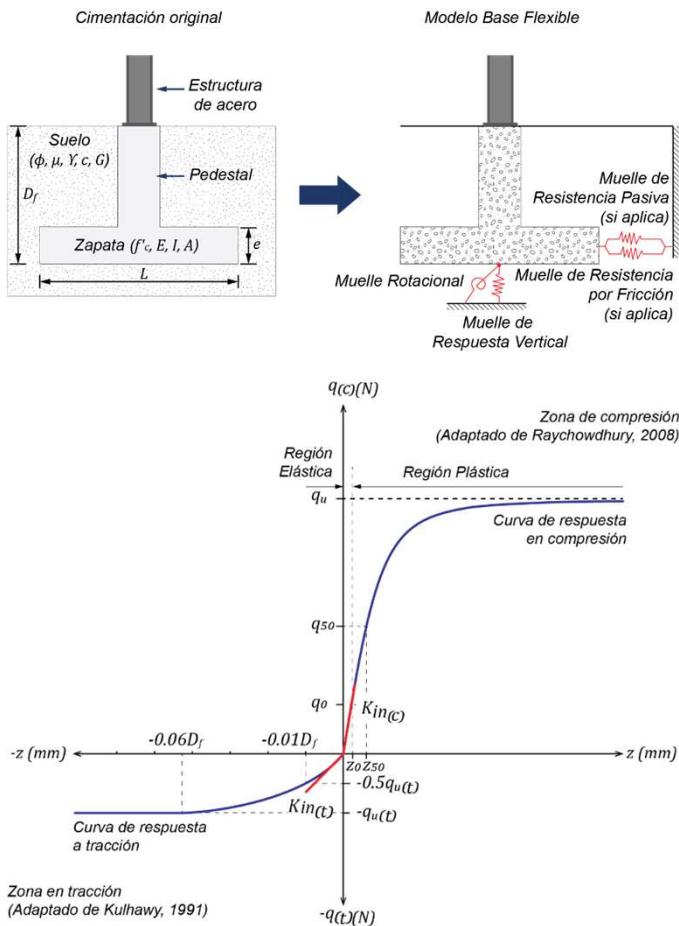


PUSHOVER TRANSVERSAL			
Step	Descripcion	Color rotula	Deformacion lateral asociada (mm)
5	formacion primera rotula	Cyan	50.537
18	Falla primera columna	Naranja	180.616
23	falla segunda columna	Naranja	230.601



## EJEMPLO DE APLICACIÓN

### Rigidez inelástica aplicada en nodos.

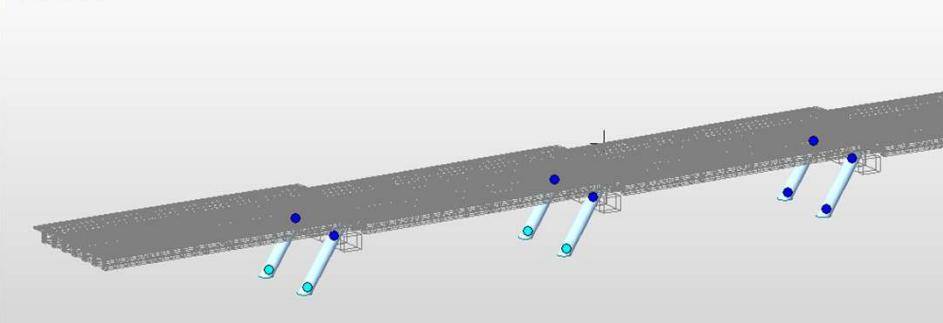


## EJEMPLO DE APLICACIÓN

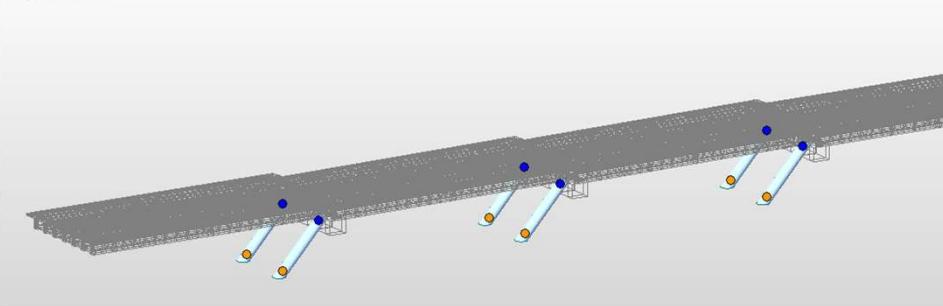
### Rigidez inelástica aplicada en nodos.

#### Pushover Longitudinal.

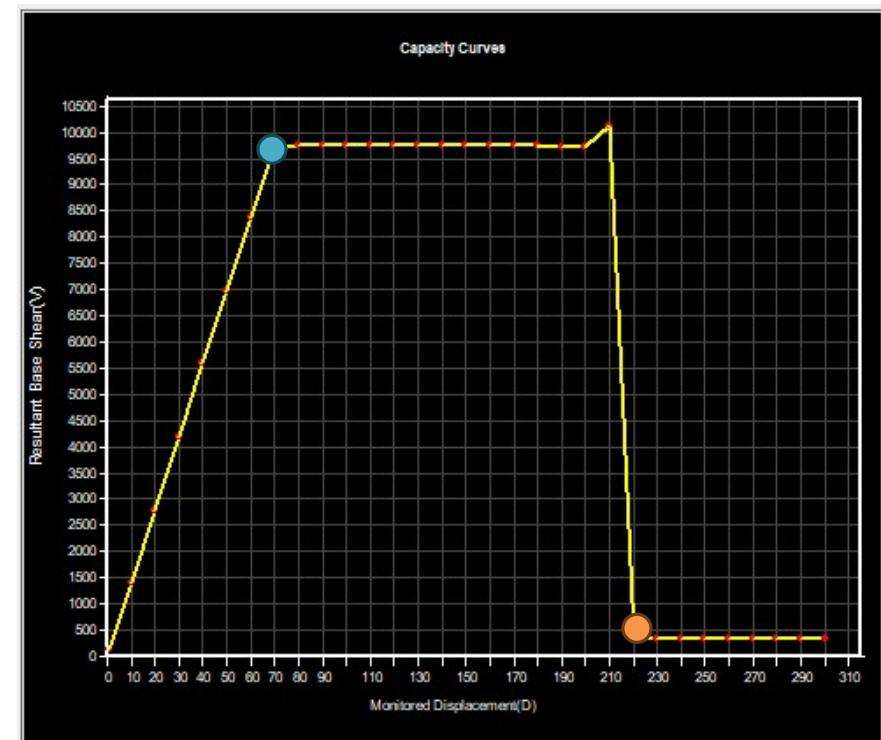
Academic version



Academic version



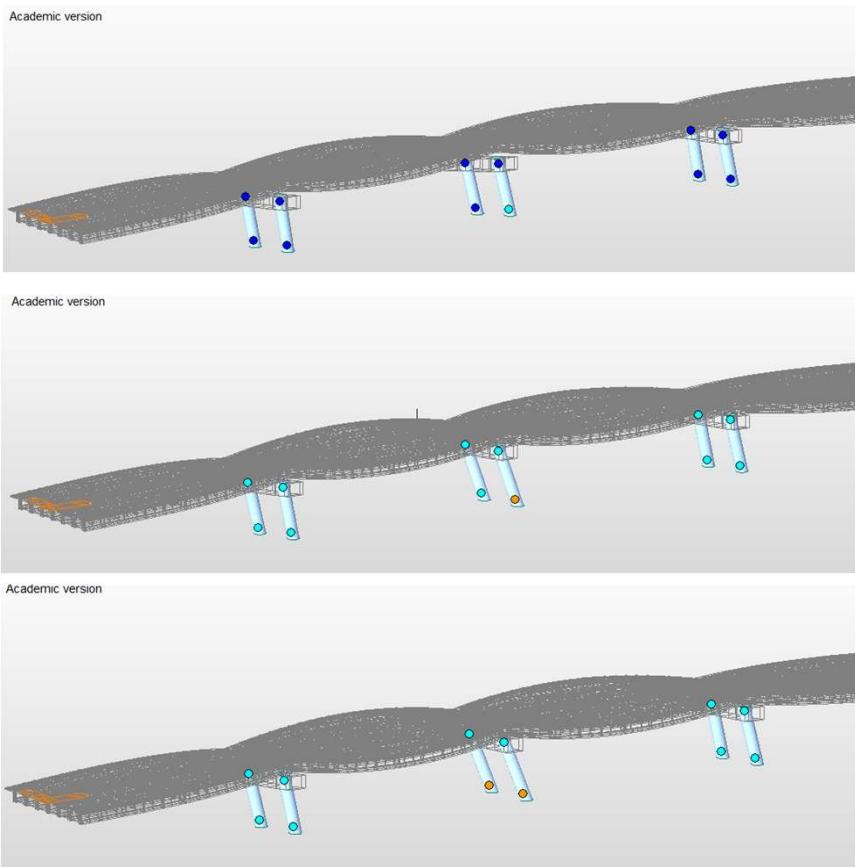
PUSHOVER LONGITUDINAL			
Step	Descripción	Color rotula	Deformacion lateral asociada (mm)
7	Formación primera rotula	Cyan	70.551
22	Falla todos los bent	Naranja	220.474



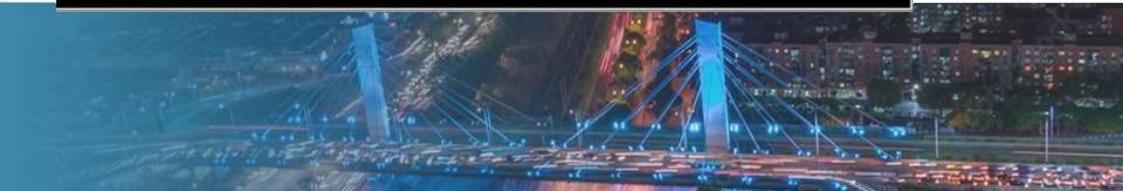
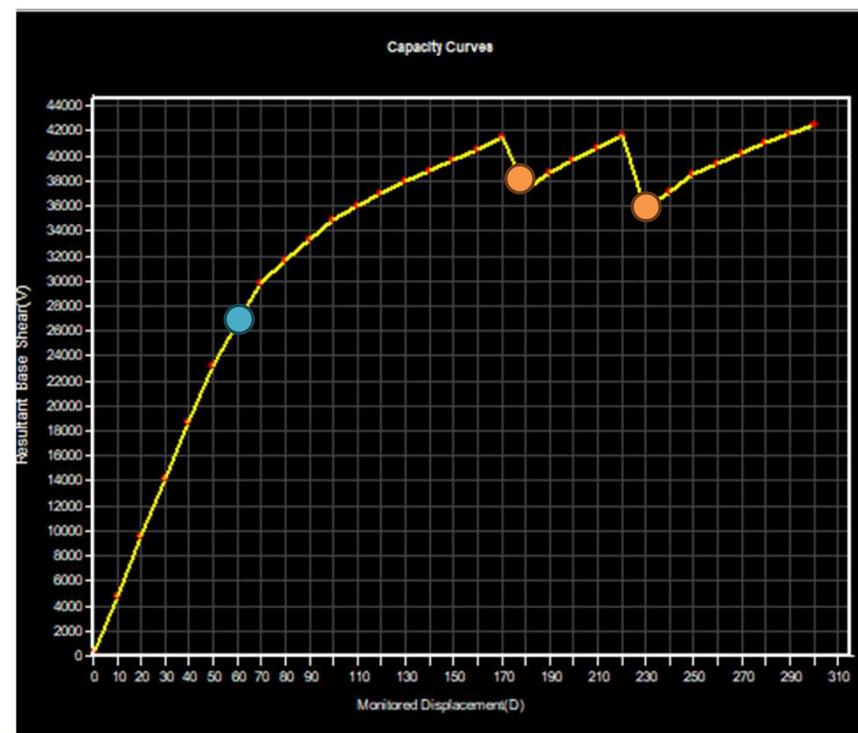
## EJEMPLO DE APLICACIÓN

### Rigidez inelástica aplicada en nodos.

#### Pushover Transversal.



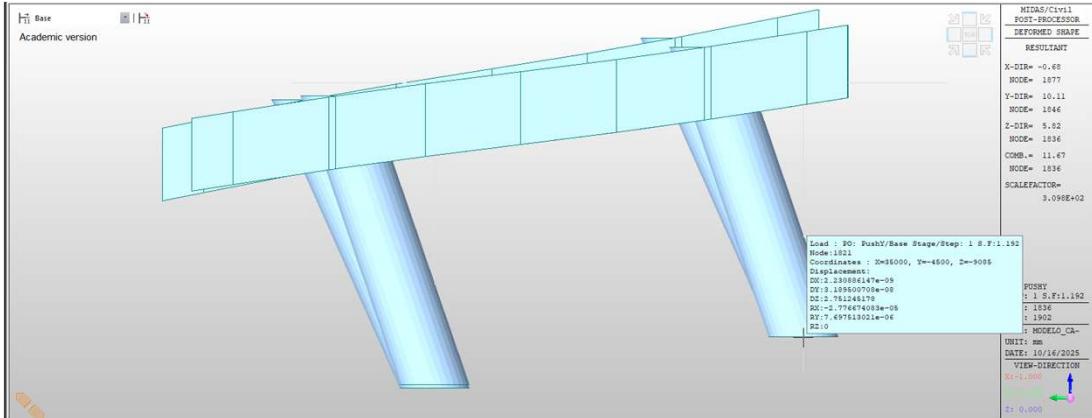
PUSHOVER TRANSVERSAL			
Step	Descripción	Color rotula	Deformacion lateral asociada (mm)
6	Formación primera rotula	Cyan	60.497
18	Falla primera columna	Naranja	180.544
23	falla segunda columna	Naranja	230.573



## EJEMPLO DE APLICACIÓN

Rigidez inelástica aplicada en nodos.

**Pushover Transversal.**

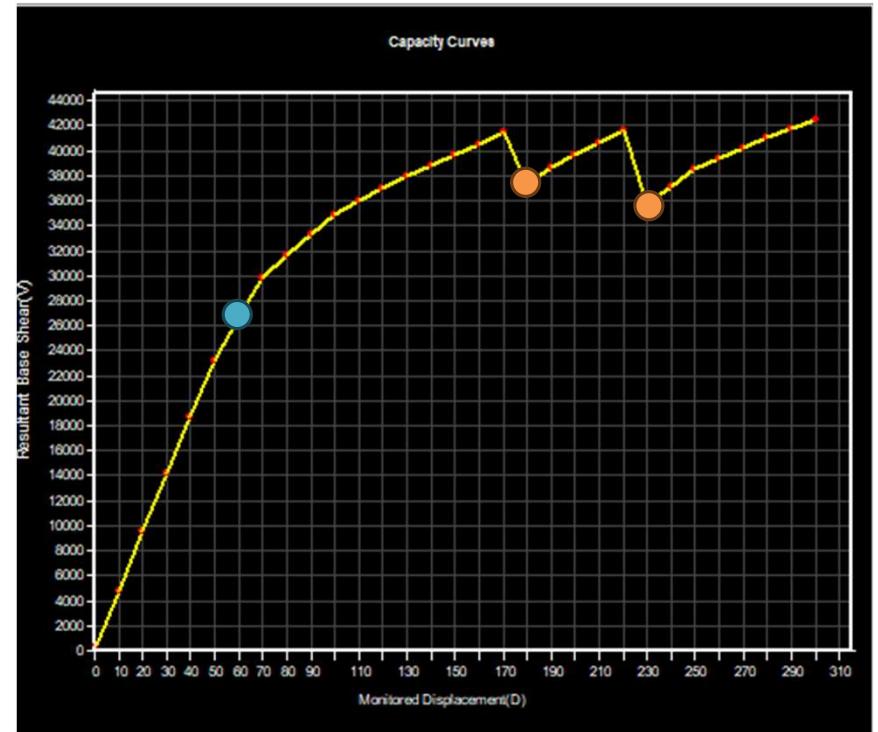


```

Load : PO: PushY/Base Stage/Step: 1 S.F:1.192
Node:1821
Coordinates : X=35000, Y=-4500, Z=-9085
Displacement:
DX:2.230886147e-09
DY:3.189500708e-08
DZ:2.751245178
RX:-2.776674083e-05
RY:7.697513021e-06
RZ:0
  
```

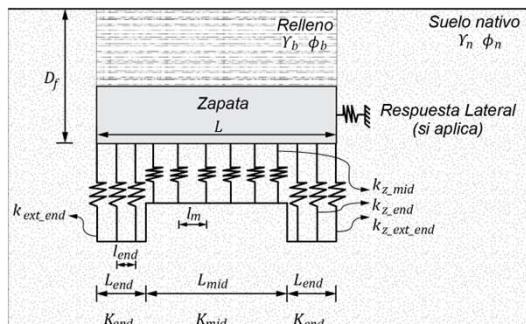
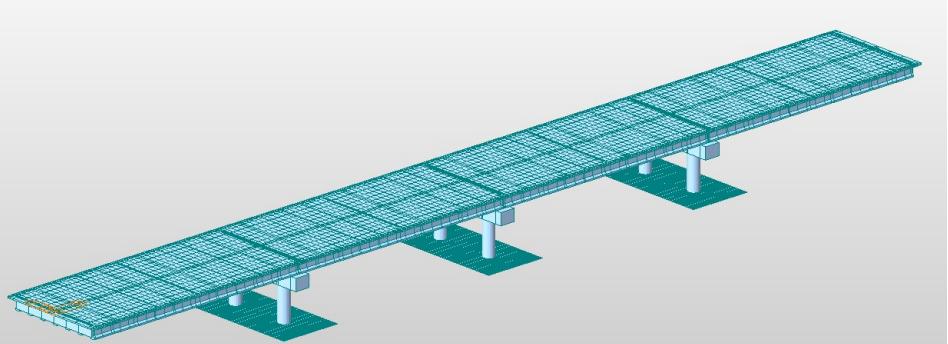
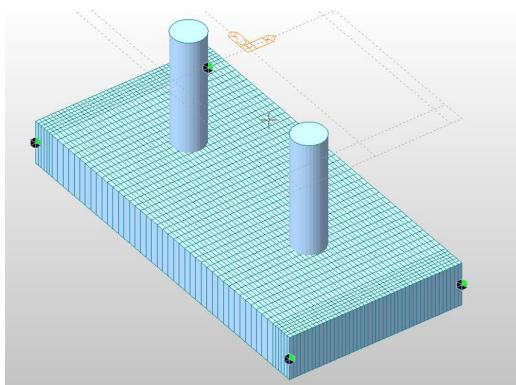
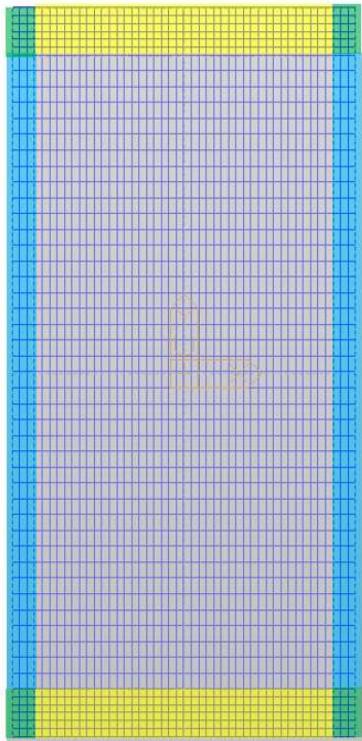


PUSHOVER TRANSVERSAL			
Step	Descripción	Color rotula	Deformacion lateral asociada (mm)
6	Formación primera rotula	Cyan	60.497
18	Falla primera columna	Naranja	180.544
23	falla segunda columna	Naranja	230.573

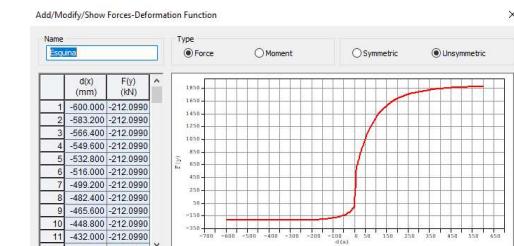
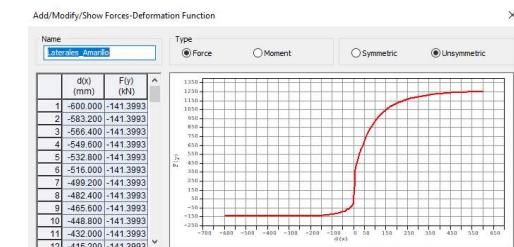
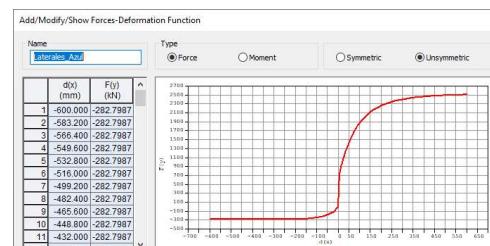
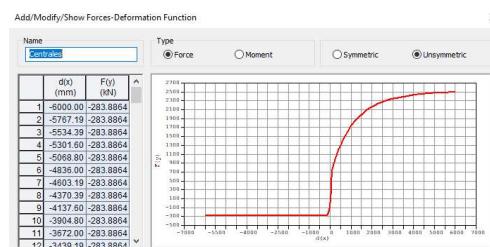


## EJEMPLO DE APLICACIÓN

### Rigidez inelástica distribuida.



Distribución de muelles verticales debajo de la zapata para reproducir la rigidez vertical y rotacional simultáneamente

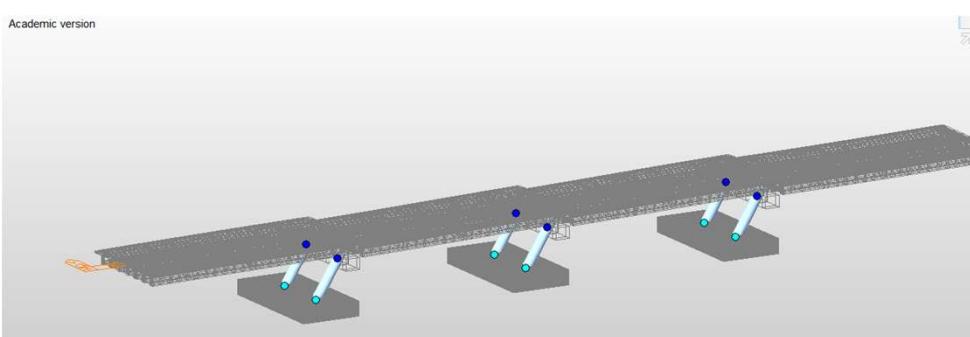


## EJEMPLO DE APLICACIÓN

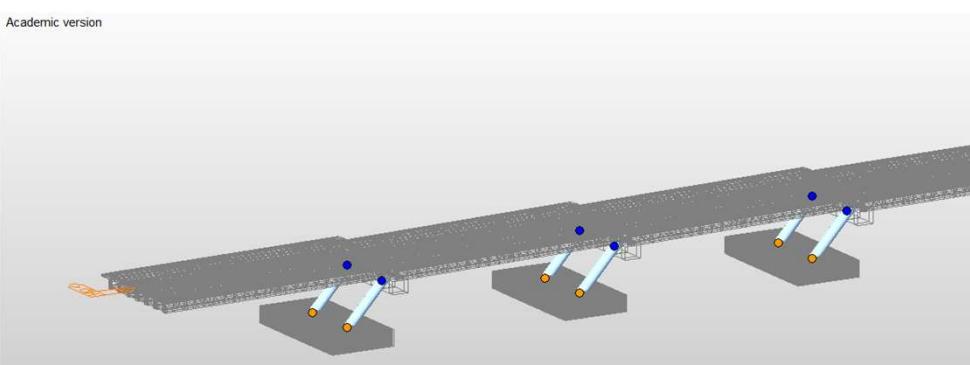
### Rigidez inelástica distribuida.

#### Pushover Longitudinal.

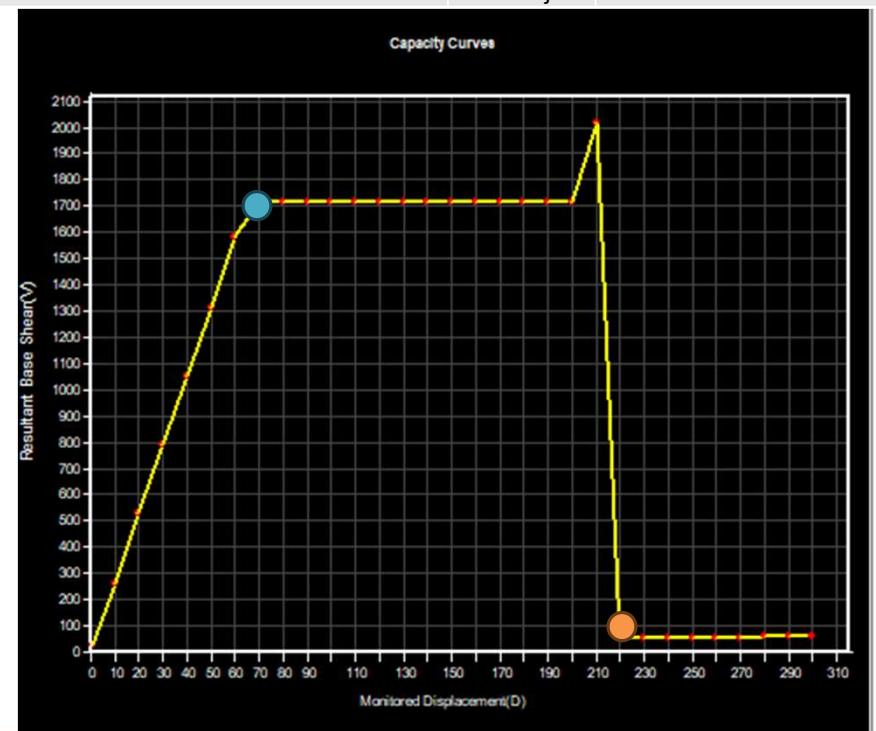
Academic version



Academic version

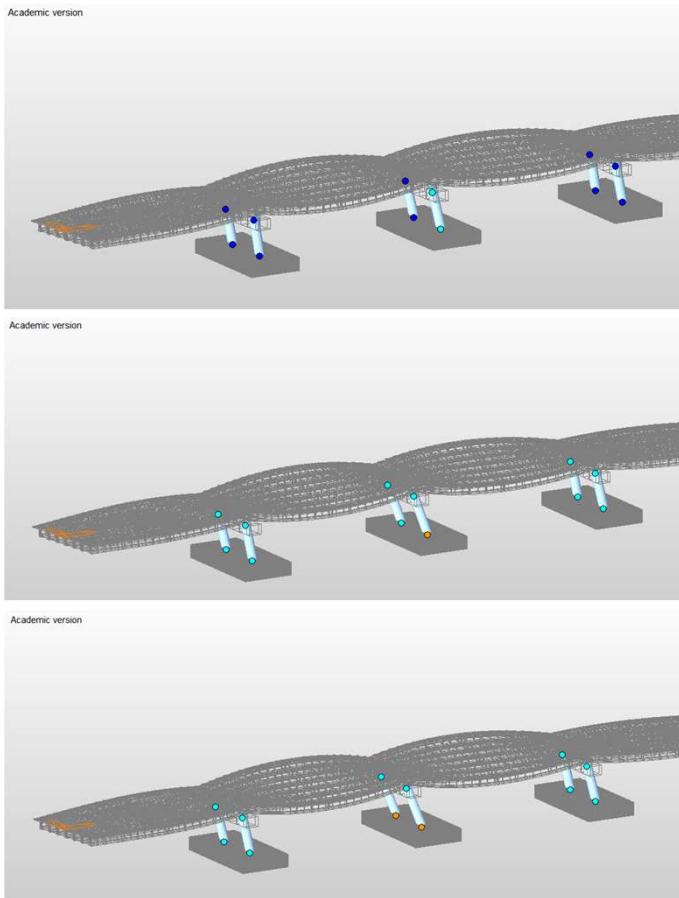


PUSHOVER LONGITUDINAL			
Step	Descripción	Color rotula	Deformacion lateral asociada (mm)
7	Formación primera rotula en todas las columnas	Cyan	70.589
22	Falla todos los bent	Naranja	220.651



## EJEMPLO DE APLICACIÓN

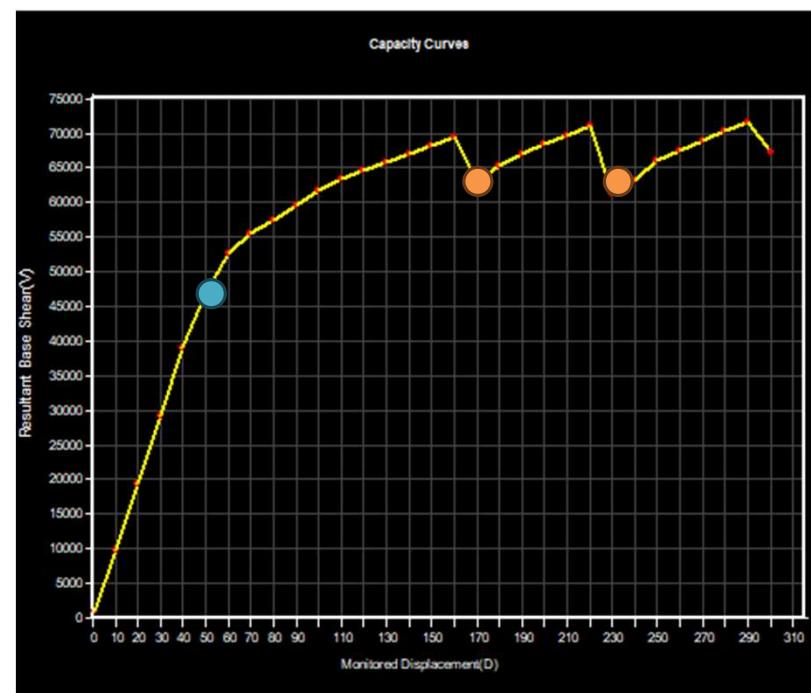
### Pushover Transversal.



### Rigidez inelástica distribuida.

#### PUSHOVER TRANSVERSAL

Step	Descripción	Color rotula	Deformacion lateral asociada (mm)
5	Formación primera rotula	Cyan	50.573
17	Falla primera columna	Naranja	170.554
23	falla segunda columna	Naranja	230.581



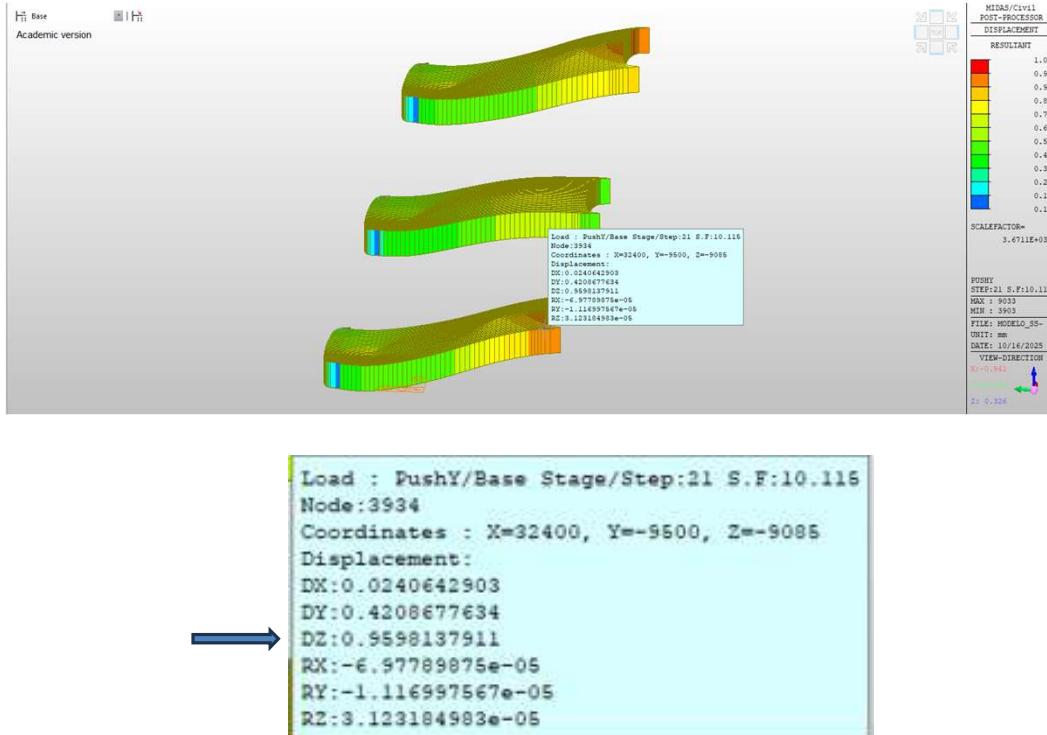
De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro



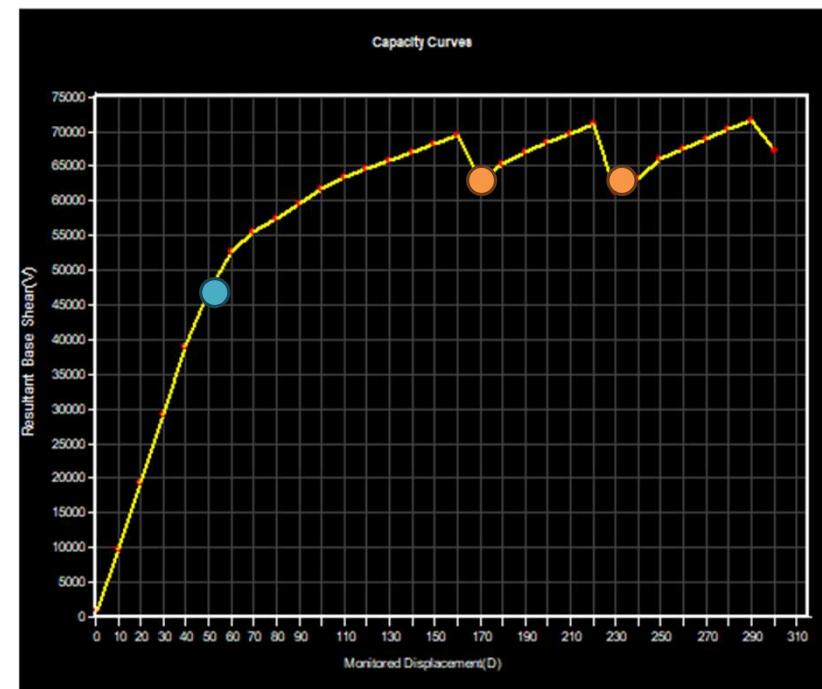
## EJEMPLO DE APLICACIÓN

### Rigidez inelástica distribuida.

#### Pushover Transversal.



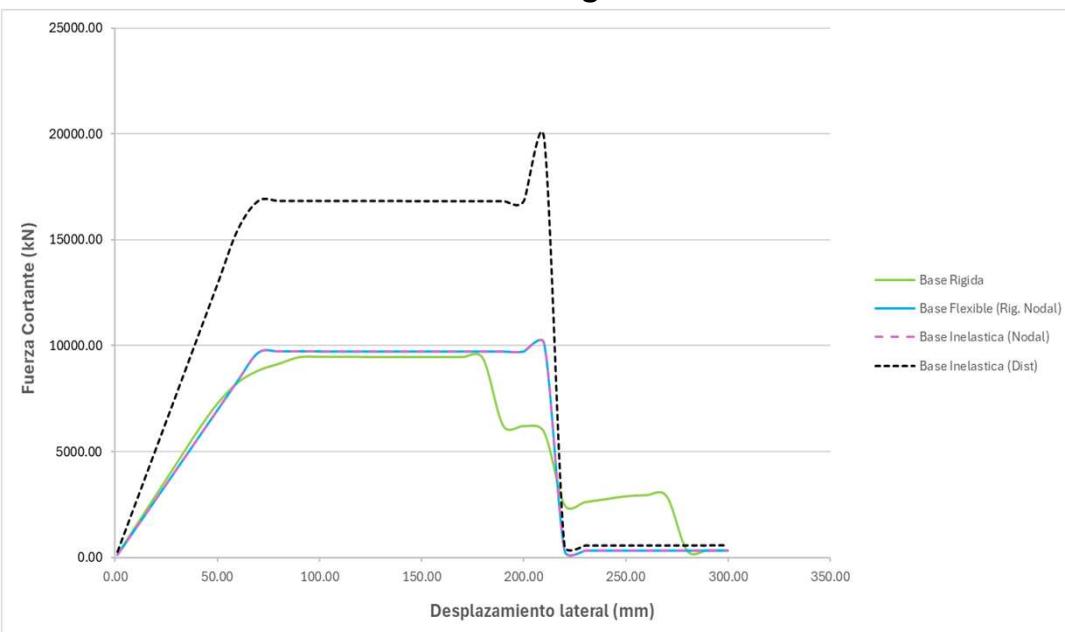
PUSHOVER TRANSVERSAL			
Step	Descripción	Color rotula	Deformacion lateral asociada (mm)
5	Formación primera rotula	Cyan	50.573
17	Falla primera columna	Naranja	170.554
23	falla segunda columna	Naranja	230.581



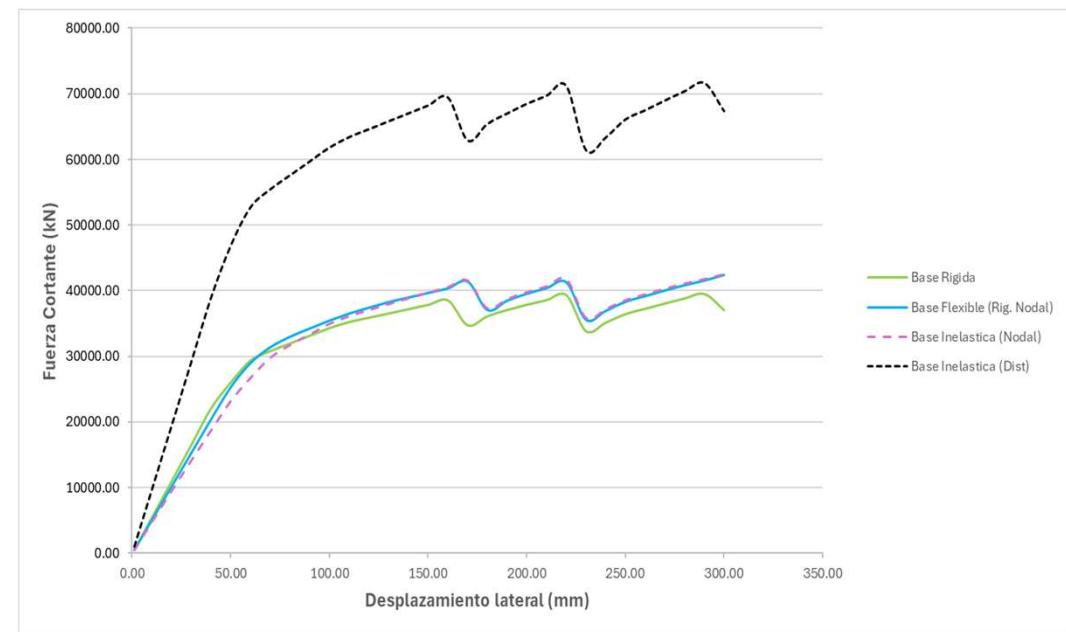
## EJEMPLO DE APLICACIÓN

**Comparativa entre los diferentes enfoques de modelado para considerar la flexibilidad del sistema suelo-cimentación.**

**Pushover Longitudinal.**

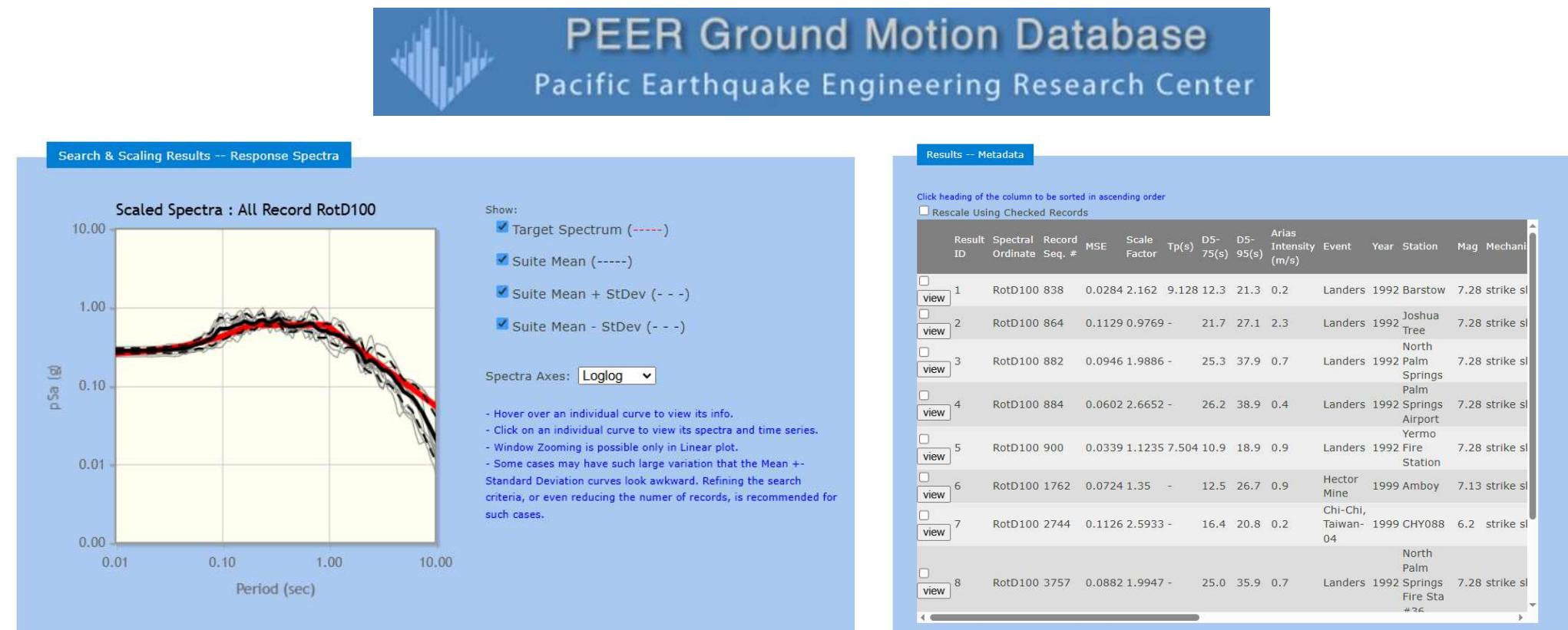


**Pushover Transversal.**



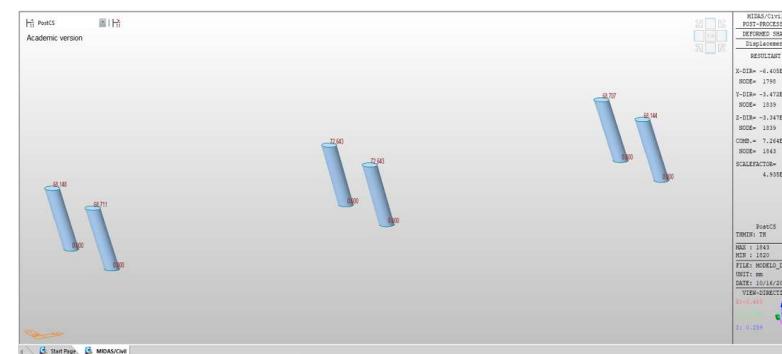
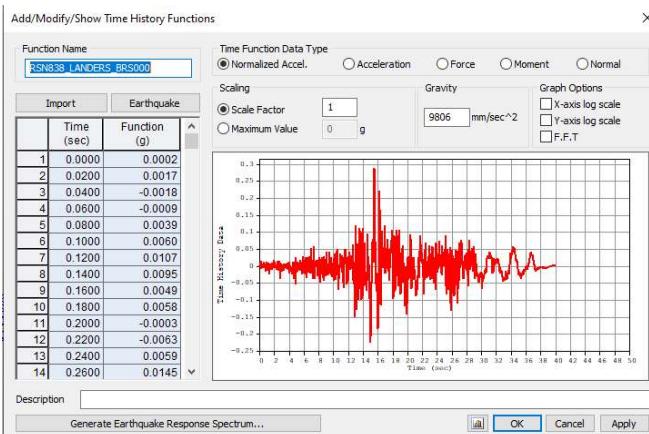
## EJEMPLO DE APLICACIÓN

Respuesta del puente ante un registro sísmico cónsono con el espectro de diseño utilizado.

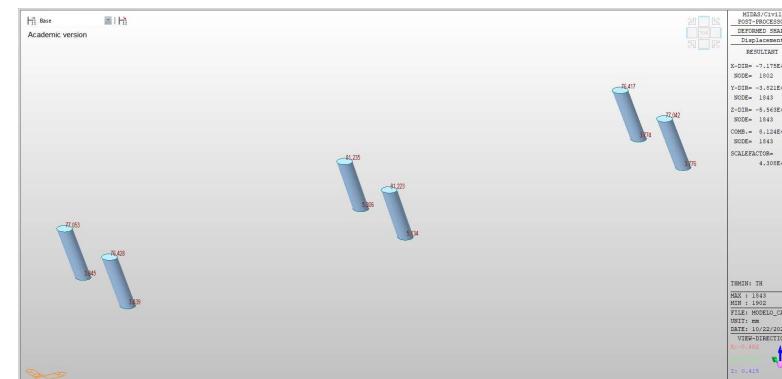
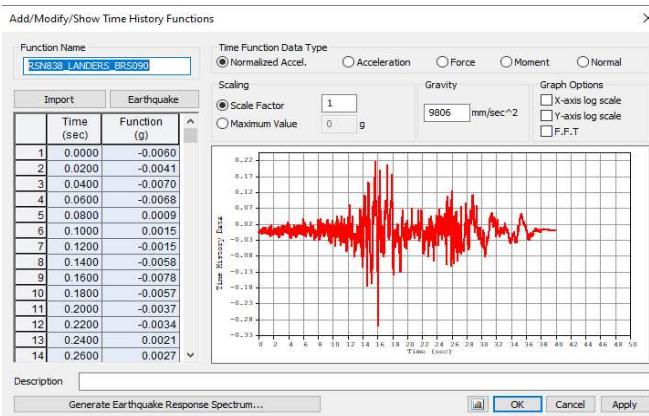


## EJEMPLO DE APLICACIÓN

**Respuesta del puente ante un registro sísmico cónsono con el espectro de diseño utilizado (TH Lineal).**



## Base Rígida

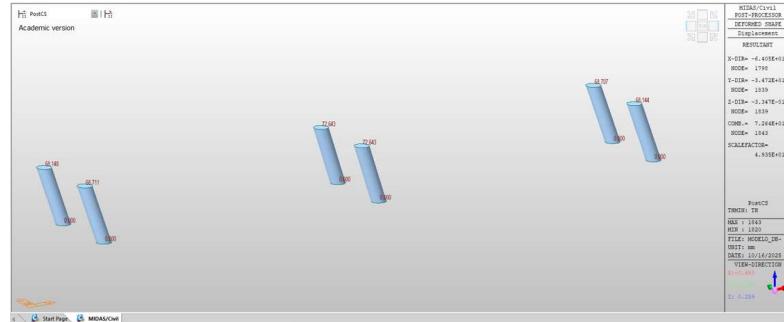


## Base Flexible Elástica (Rigidez Nodal)

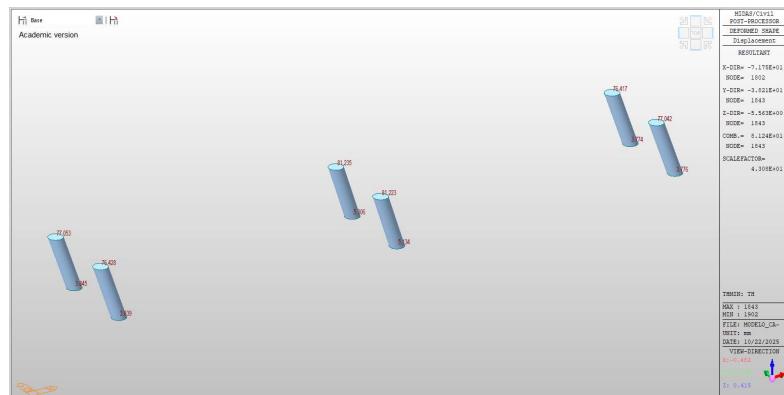


## **De Medellín para el mundo: Conectando saberes, construyendo futuro**

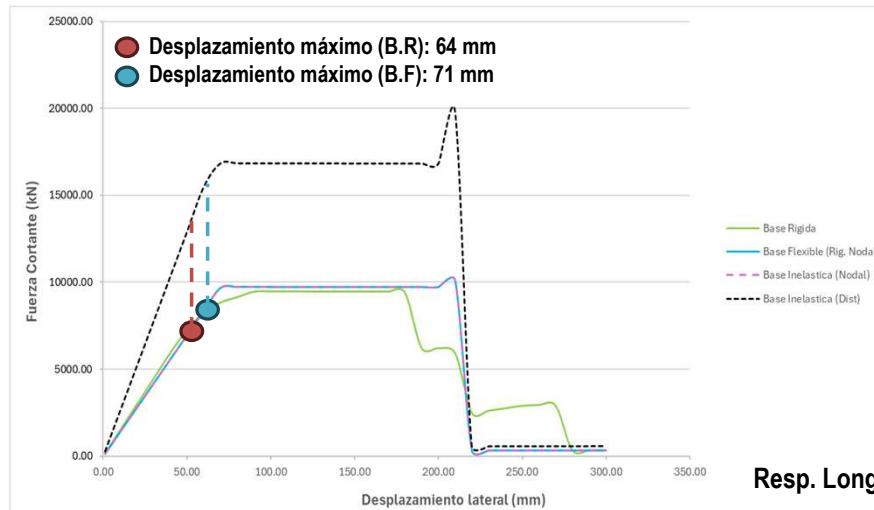
## Respuesta del puente ante un registro sísmico cónsono con el espectro de diseño utilizado (TH Lineal).



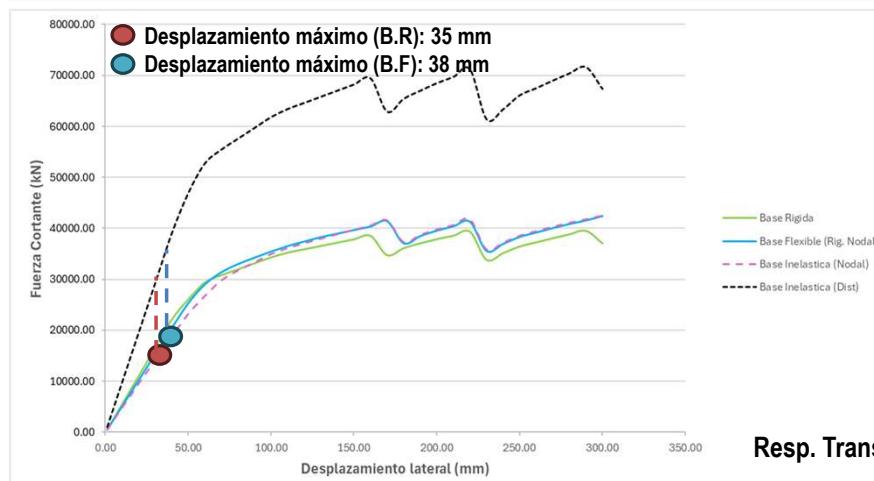
**Base Rígida**



**Base Flexible Elástica  
(Rigidez Nodal)**



**Resp. Longitudinal**



**Resp. Transversal**

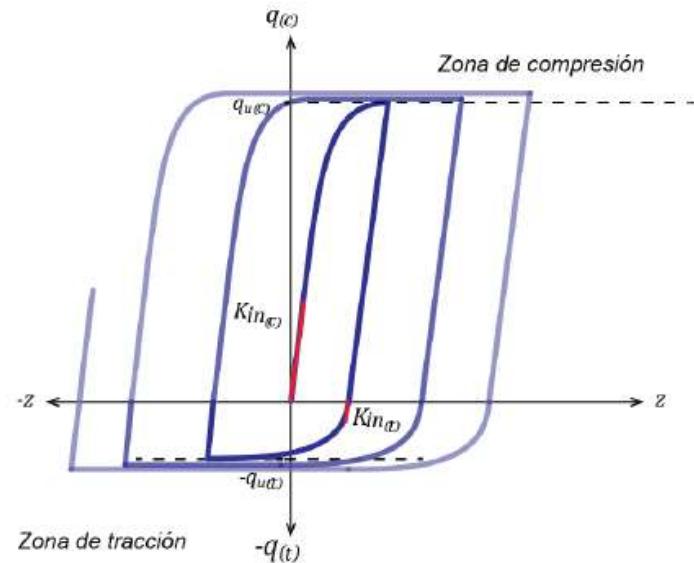


## EJEMPLO DE APLICACIÓN

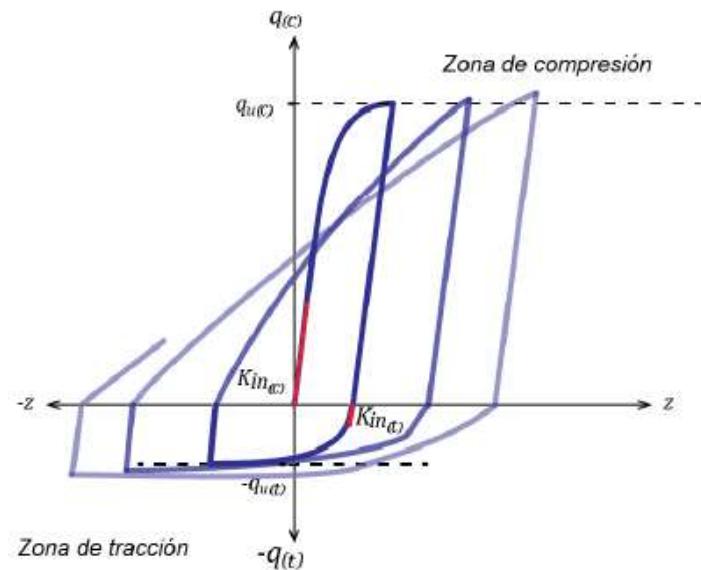
### Evaluar la respuesta no lineal del puente considerando el mecanismo de respuesta cíclico del sistema suelo-cimentación.

La respuesta cíclica del sistema suelo-zapata se puede considerar mediante un comportamiento de los muelles no lineales bajo la zapata como vínculos plásticos multilineales.

Se considera un mecanismo de carga diferente al de la descarga. ➔ Se produce un proceso de disipación de energía de tipo histerético en la dirección del análisis.



Respuesta cíclica de muelles verticales no lineales (modelo cinemático)  
Guanchez et al. (2024)



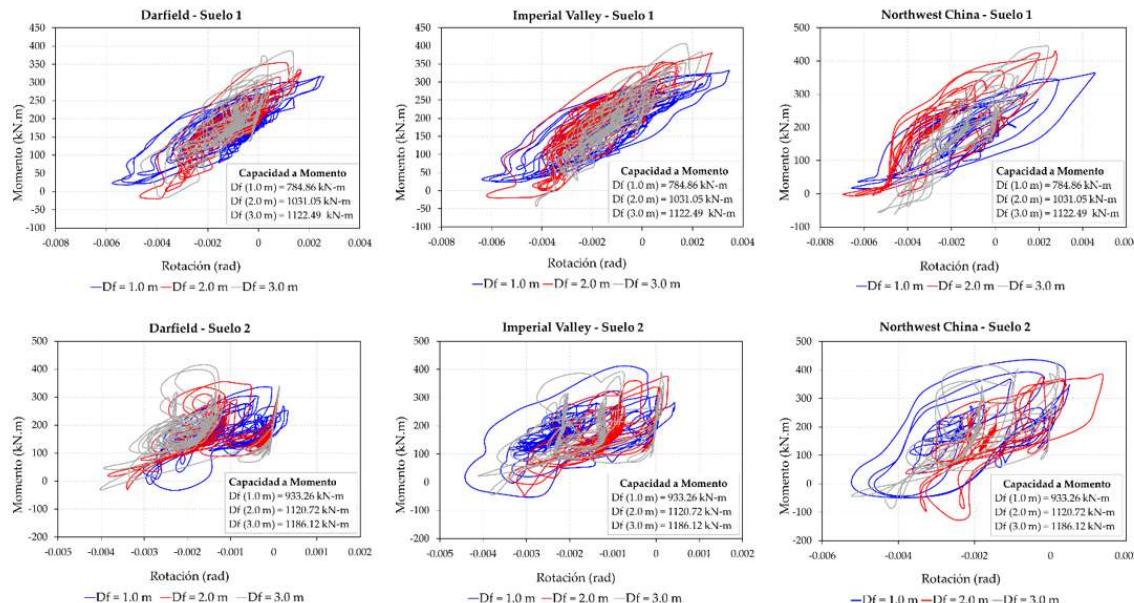
Respuesta cíclica de muelles verticales no lineales (modelo de Takeda)  
Estava. D y Guanchez. E (2025)



## EJEMPLO DE APLICACIÓN

### Evaluar la respuesta no lineal del puente considerando el mecanismo de respuesta cíclico del sistema suelo-cimentación.

Al considerar la respuesta cíclica del sistema suelo-cimentación se esperan mecanismos de disipación de energía en la base.



Variación de la respuesta momento-rotación de zapatas en función de la profundidad de empotramiento para suelos sueltos/blandos (S1) y suelos duros/densos (S2). Guanchez et al (2024)

- Al incorporar la respuesta no lineal de la cimentación, se espera un proceso de atenuación caracterizado por un aumento de capacidad de la estructura a medida que aumenta la profundidad de desplante  $D_f$ .
- Se esperan variaciones en el mecanismo de cedencia de la estructura, en condición de base flexible, a medida que varía la profundidad  $D_f$ .
- Los lazos de histéresis momento-rotación tienden a ser menos amplios para el Suelo 2 (denso) en comparación con los del Suelo 1 (suelto), lo cual se relaciona con los mecanismos de disipación de energía.



## **Discusión y Comentarios.**

1. Los fenómenos de interacción dinámica suelo-estructura tienden a incrementar los desplazamientos y adicionalmente pueden aumentar o reducir la fuerza cortante basal y los momentos de volcamiento en función del alargamiento del periodo, el cambio de amortiguamiento entre la condición de base rígida y base flexible y según las características del sismo considerado en el análisis.
2. Los efectos de los fenómenos de ISE no pueden ser enmarcados en una tendencia típica promedio debido a que se encuentran notablemente influenciados por la tipología y dimensiones de la cimentación, características del sistema estructural y de la acción sísmica contemplada en el proceso de análisis
3. Se destaca la importancia de utilizar espectros de respuesta obtenidos a partir de registros sísmicos reales para efectuar análisis dinámicos con evidencia de fenómenos de interacción suelo-estructura.
4. Al utilizar el método de la infraestructura contemplado por los códigos de diseño vigentes, se disponen de modelos que reproducen de forma fehaciente la condición de base flexible, permitiendo realizar análisis lineales y no lineales en estructuras de puentes sobre diferentes condiciones geotécnicas.



**De Medellín para el mundo: Conectando  
saberes, construyendo futuro**

