

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



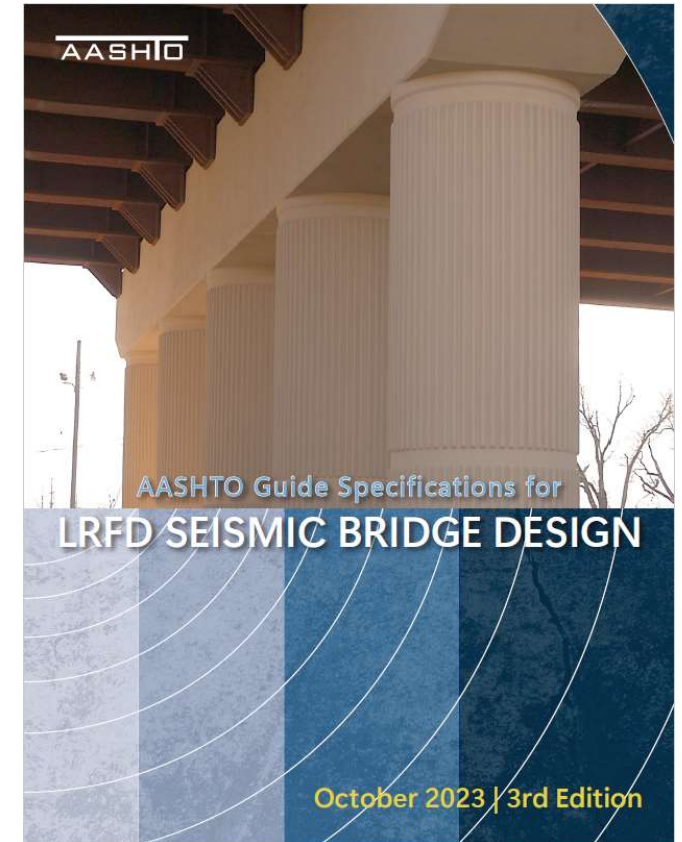
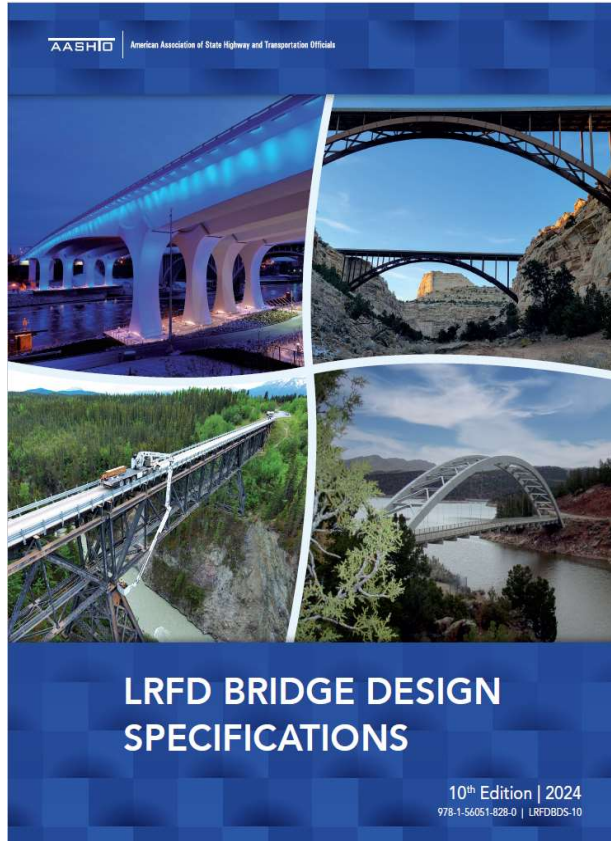
Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Evaluación de Puentes Existentes considerando fenómenos de ISE



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



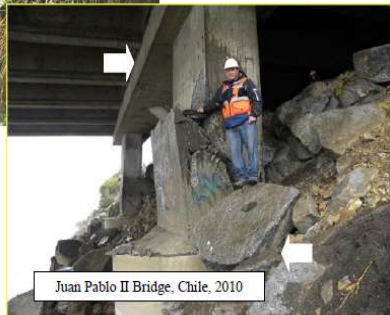
¿ Por qué evaluar la respuesta sísmica de puentes existentes?



Struve Slough, Loma Prieta, 1989



Chi Chi, Taiwan, 1991



Juan Pablo II Bridge, Chile, 2010

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



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025

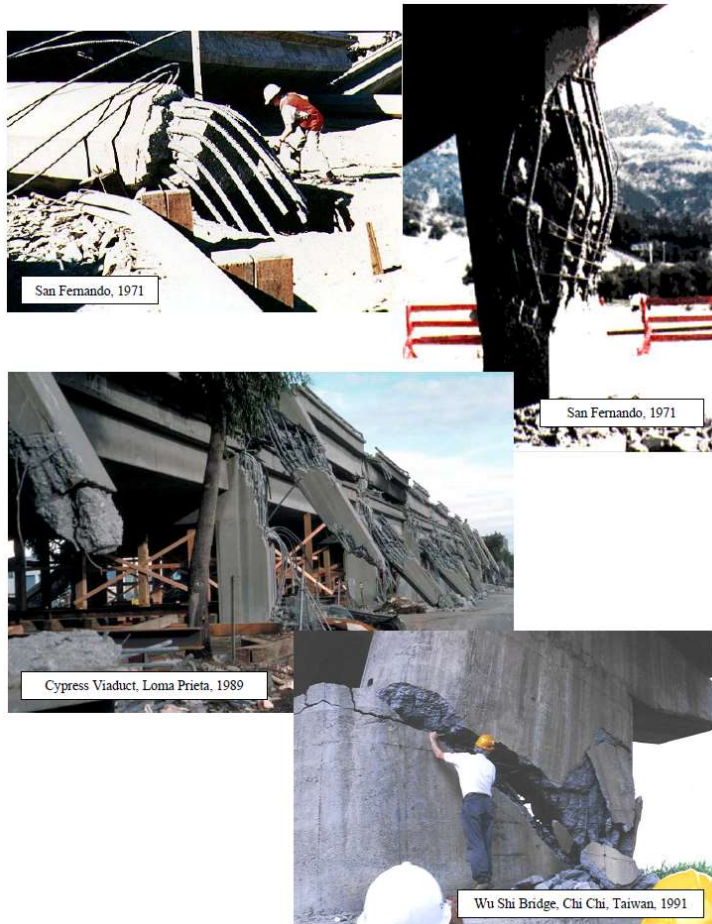


Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



¿ Por que evaluar la respuesta sísmica de puentes existentes?



Año	Terremoto	Principales Lecciones	Avances Principales
2001	Nisqually, Washington	Licuefacción y daños transversales en vigas cajón de acero.	Remediación del sitio, estimación de cargas laterales debidas a licuefacción, marcos transversales dúctiles en puentes de vigas cajón de acero.
2008	Wenchuan, China	Pérdida de apoyo de vanos 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; mayores longitudes de asiento.
2010	Maule, Chile	Pérdida de apoyo por llaves de corte inadecuadas, rotación en puentes con y sin esviaje, licuefacción 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; mayores longitudes de asiento para puentes con esviaje; remediación de licuefacción bajo cimentaciones para minimizar asentamientos y empujes laterales.
2010–2011	Christchurch, Nueva Zelanda	Empujes laterales inducidos por licuefacción 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.



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



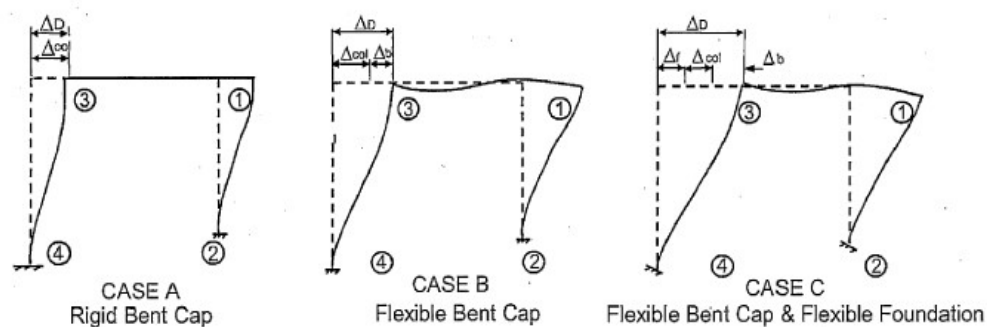
Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro

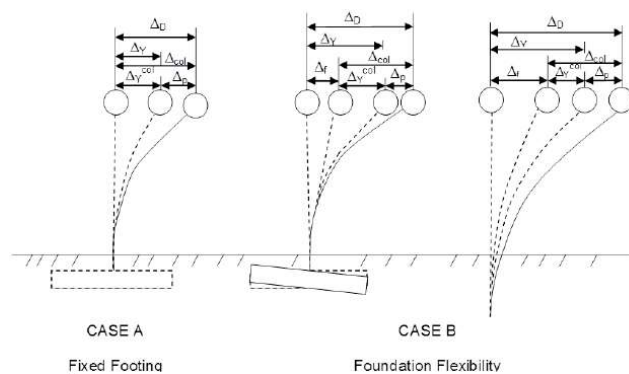


¿Cuales aspectos se deben tener en cuenta en el diseño sismorresistente de la superestructura?

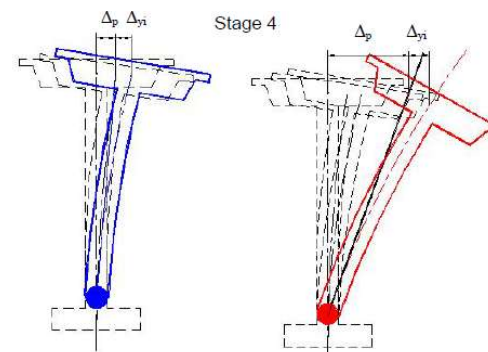
Capacidad de Disipación de Energía. (Ductilidad)



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



Consideraciones de Rigidez en Cimentaciones.



Mecanismos de formación de rotulas plasticas en apoyos (piers)

FHWA-NHI-15-004 (2014)



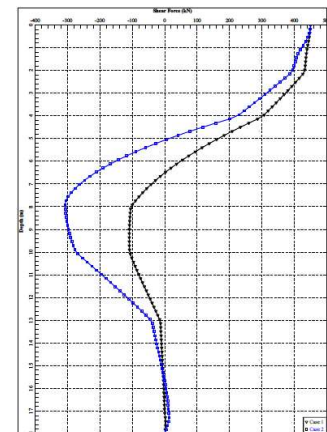
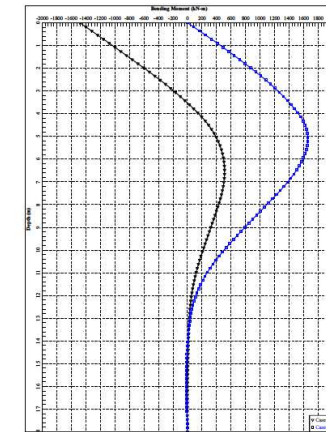
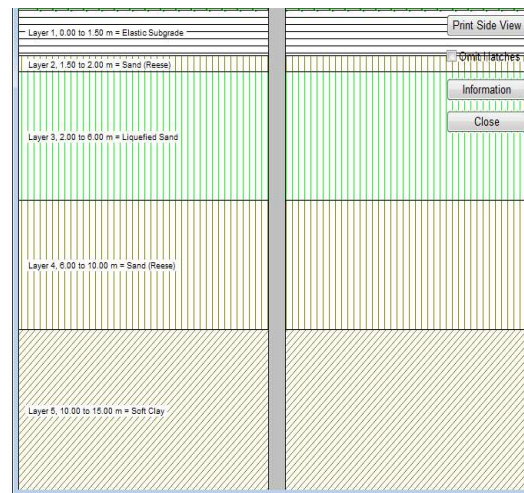
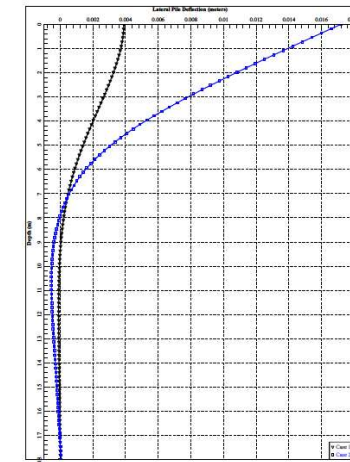
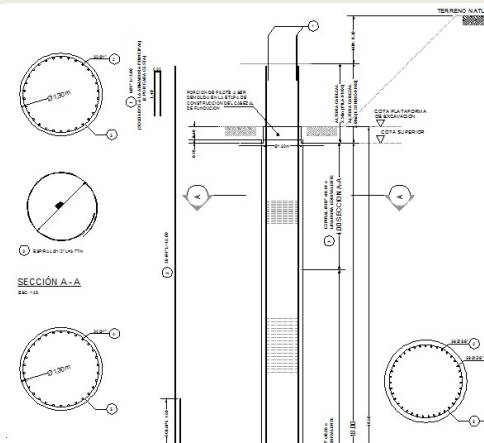
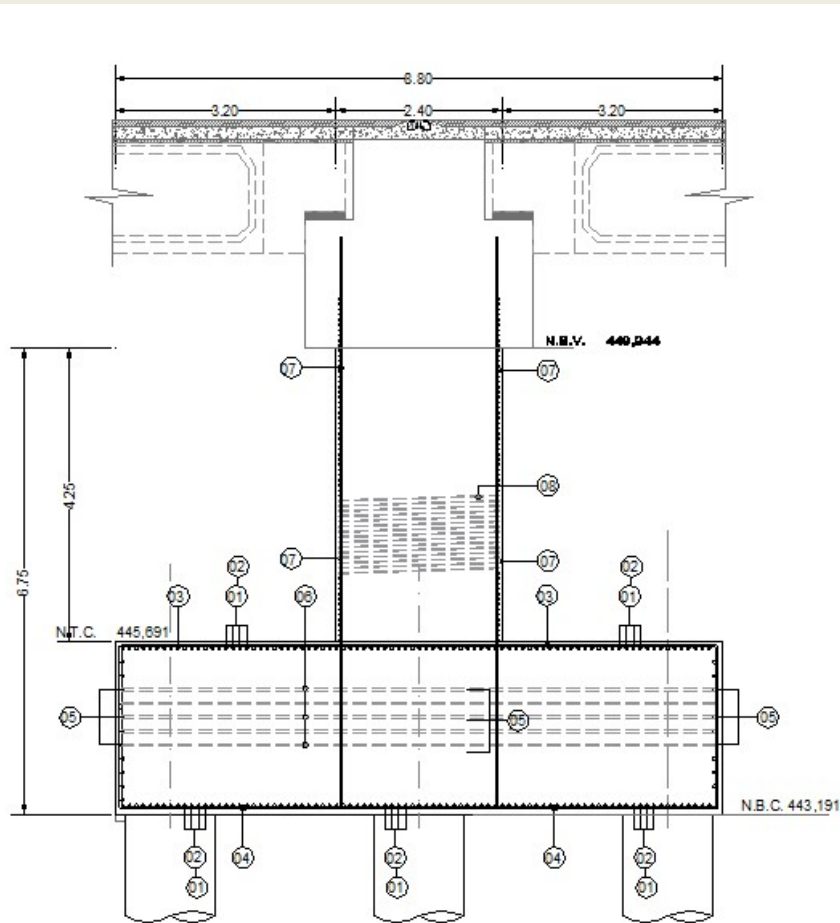
¡Por lo tanto...!



Evaluación del Viaducto La Cabrera (Venezuela). 2016



¡Por lo tanto...!



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

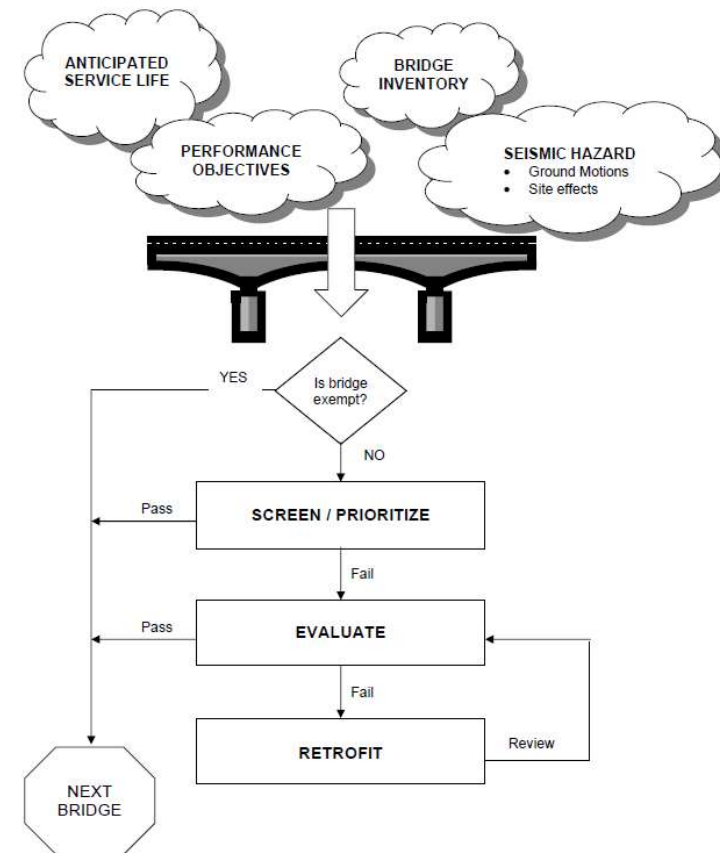


Evaluación y Retrofitting.

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)



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



Evaluación y Retrofitting.

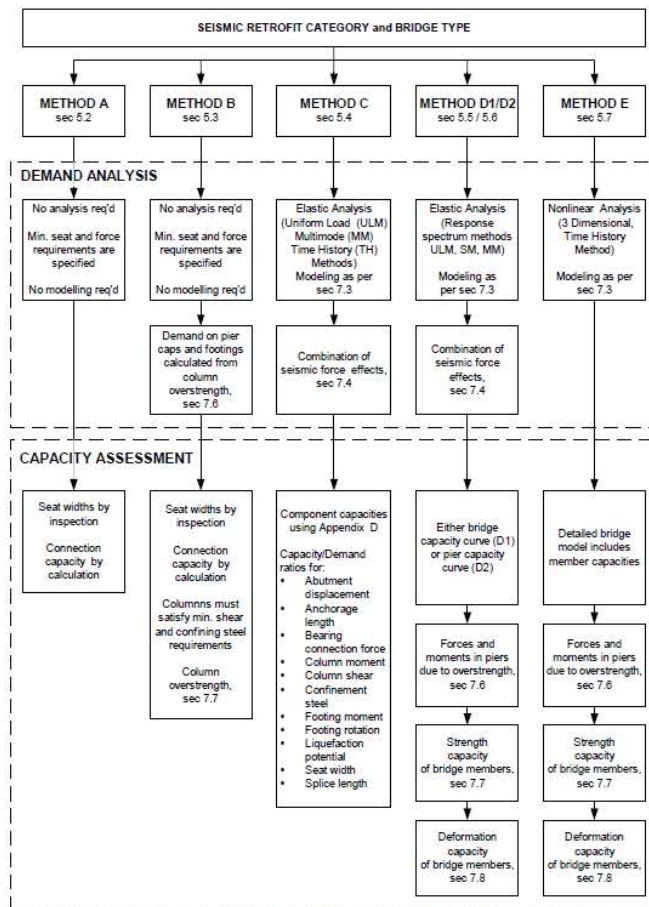


Figure 1-13. Evaluation methods for existing bridges showing relationship between demand analysis and capacity assessment.

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)



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

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
A1 / A2 – Verificación de conexiones y asientos (Connection and Seat Checks)	Usa capacidad estática. Verifica la longitud de asiento, capacidad de restrainers, topes y componentes similares.	No requerido.	SRC A, B – Puentes en zonas de bajo peligro sísmico.	Método manual o mediante hoja de cálculo; útil para inspecciones rápidas.
B – Verificación de capacidad de componentes (Component Capacity Checks)	Usa capacidad de los componentes individuales (p. ej. columnas, estribos, apoyos) con ecuaciones empíricas y factores de seguridad.	No requerido.	SRC C – Puentes regulares, con limitaciones en factores de sitio (FS).	Método manual; útil para cribado inicial.
C – Método de capacidad/demanda por componente (Component Capacity/Demand Method)	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).	Análisis elástico mediante uno o varios de los siguientes métodos: • ULM – Método de carga uniforme • MM – Análisis multimodal • TH – Análisis por historia de tiempo (elástico)	SRC C & D – 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.
D1 – Método del espectro de capacidad (Capacity Spectrum Method)	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.	Análisis elástico (ULM, MM o TH) para obtener las demandas sísmicas equivalentes.	SRC C & D – 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.
D2 – Método capacidad/demanda del sistema (Structure Capacity/Demand Method)	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).	Análisis elástico mediante ULM, MM o TH.	SRC C & D – Puentes regulares e irregulares.	Método más realista para evaluar comportamiento global; requiere software especializado y criterio experto.
E – Método dinámico no lineal (Nonlinear Dynamic Method)	Usa capacidades no lineales de componentes combinadas en un modelo global; se evalúan directamente desplazamientos y rotaciones bajo registros sísmicos reales o artificiales.	Análisis no lineal por historia de tiempo (NLTH) .	SRC D – 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)



METODOS DE DISEÑO DE PUENTES CONTEMPLADOS POR EL CODIGO AASHTO LRFD



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



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

APPENDIX A3—SEISMIC DESIGN FLOWCHARTS

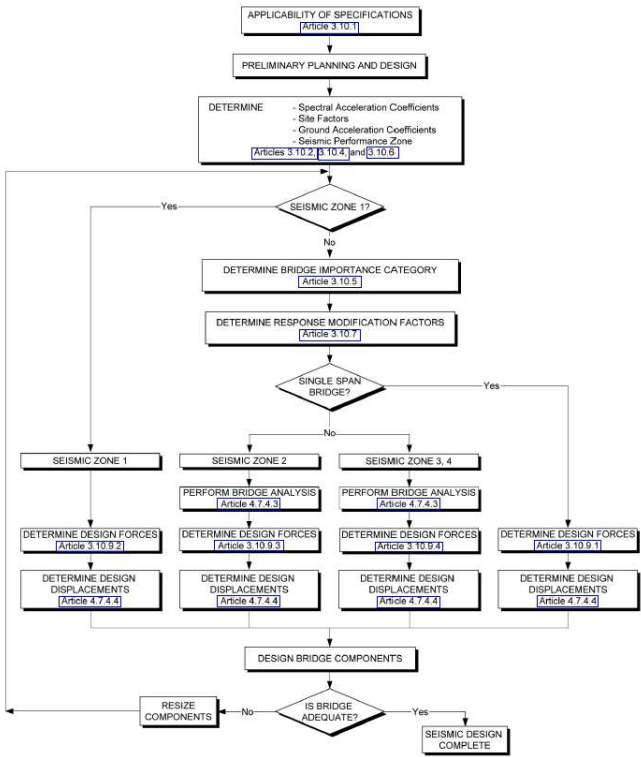
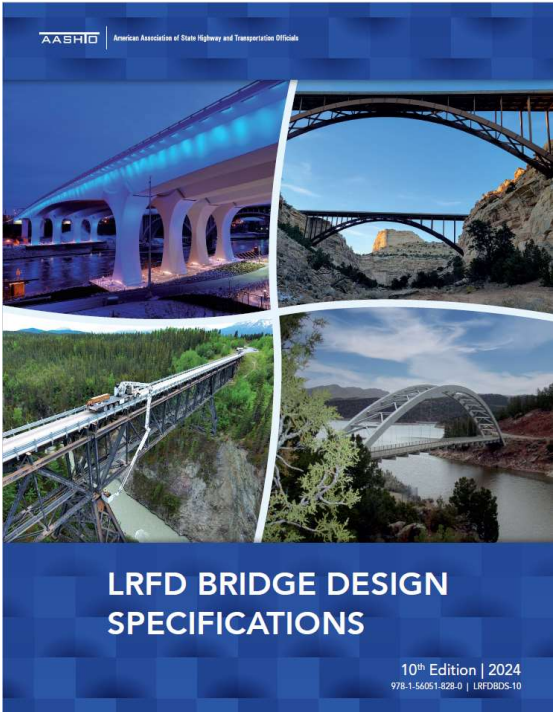


Figure A3-1—Seismic Design Procedure Flow Chart

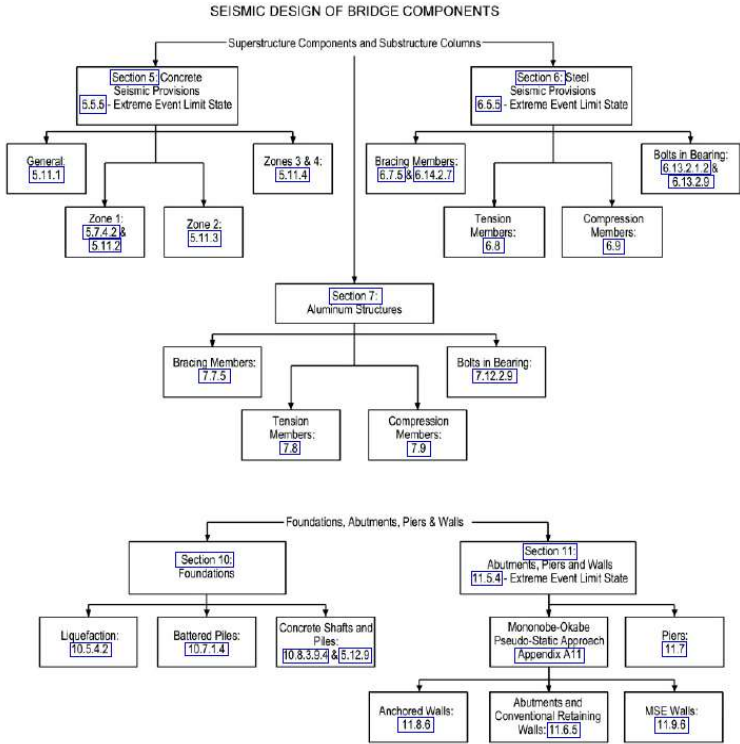
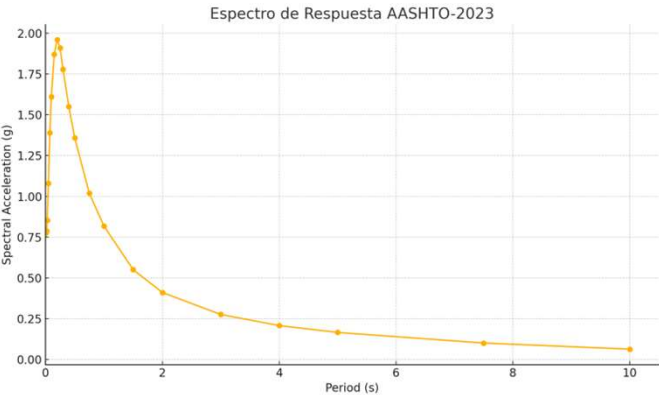


Figure A3-2—Seismic Detailing and Foundation Design Flow Chart



Factores de Modificación de Respuesta R. (Art 3.10.7)



2024

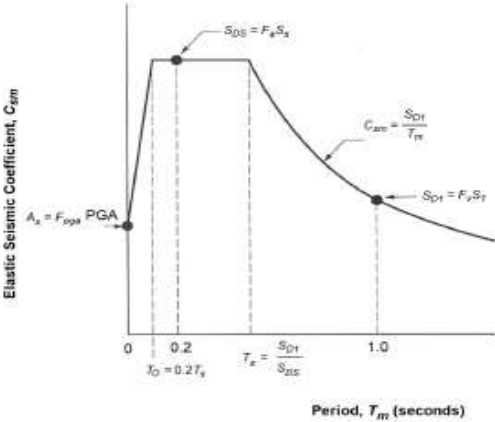


Figure 3.10.4.1-1—Design Response Spectrum

2020

3-76

AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, TENTH EDITION, 2024

Table 3.10.7.1-1—Response Modification Factors—Substructures

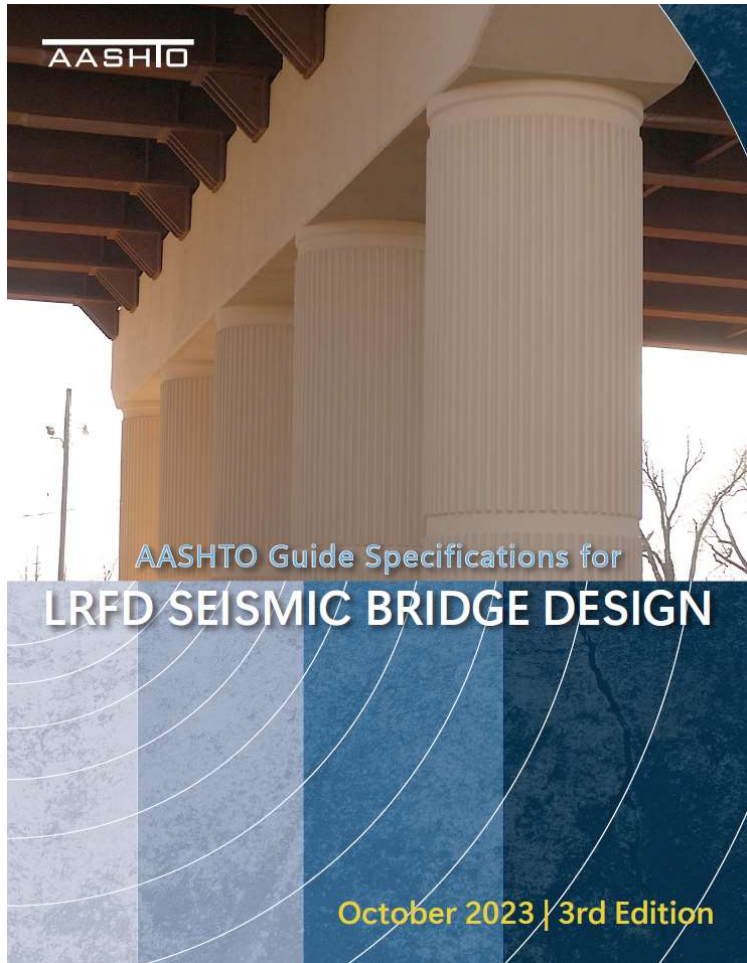
Substructure	Operational Category		
	Critical	Recovery	Ordinary
Wall-type piers—larger dimension	1.5	1.5	2.0
Reinforced concrete pile bents			
• Vertical piles only	1.5	2.0	3.0
• With batter piles	1.5	1.5	2.0
Single columns	1.5	2.0	3.0
Steel or composite steel and concrete pile bents			
• Vertical pile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



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 periodos de respuesta del terreno entre 0 s y 10 s (Amortiguamiento de 5%).



Sistemas Resistentes a Sismo (ERS)

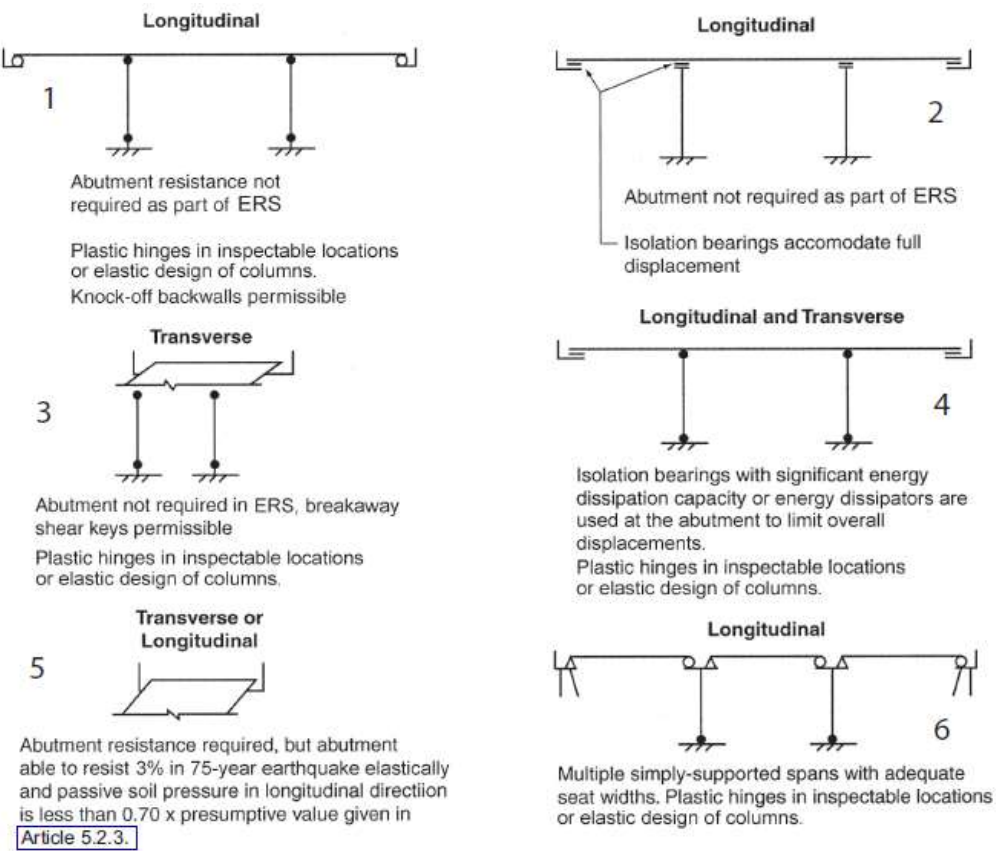


Figure 3.3-1a—Permissible Earthquake-Resisting Systems (ERSs)

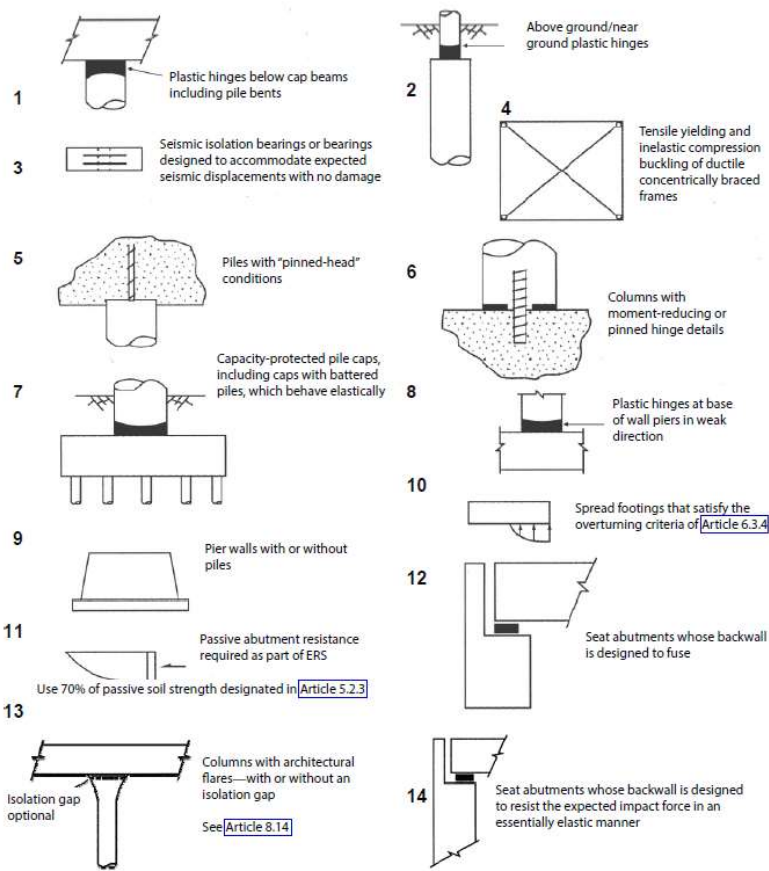


Figure 3.3-1b—Permissible Earthquake-Resisting Elements (EREs)



Sistemas Resistentes a Sismo (ERS)



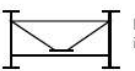
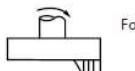
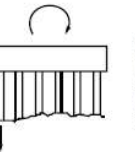
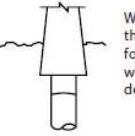
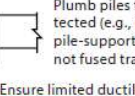
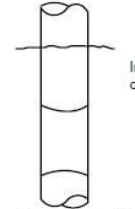
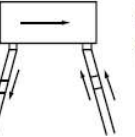
- 1  Passive abutment resistance required as part of ERS Passive Strength
Use 100% of strength designated in [Article 5.2.3](#)
- 2  Sliding of spread footing abutment allowed to limit force transferred
Limit movement to adjacent bent displacement capacity
- 3  Ductile cross-frame at the supports in the superstructure ([Article 7.4.6](#))
- 4  Foundations permitted to rock
Use rocking criteria according to [Appendix A](#)
- 5  More than the outer line of piles i group systems allowed to plunge or uplift under seismic loadings
- 6  Wall piers on pile foundations that are not strong enough to force plastic hinging into the wall, and are not designed for the design earthquake elastic forces
Ensure limited ductility response in piles according to [Article 4.7.1](#)
- 7  Plumb piles that are not capacity protected (e.g., integral abutment piles or pile-supported seat abutments that are not fused transversely)
Ensure limited ductility response in piles according to [Article 4.7.1](#)
- 8  In-ground hinging in shafts or piles
Ensure limited ductility response in piles according to [Article 4.7.1](#)
- 9  Batter pile systems in which the geotechnical capacities and/or in-ground hinging define the plastic mechanisms
Ensure limited ductility response in piles according to [Article 4.7.1](#)

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

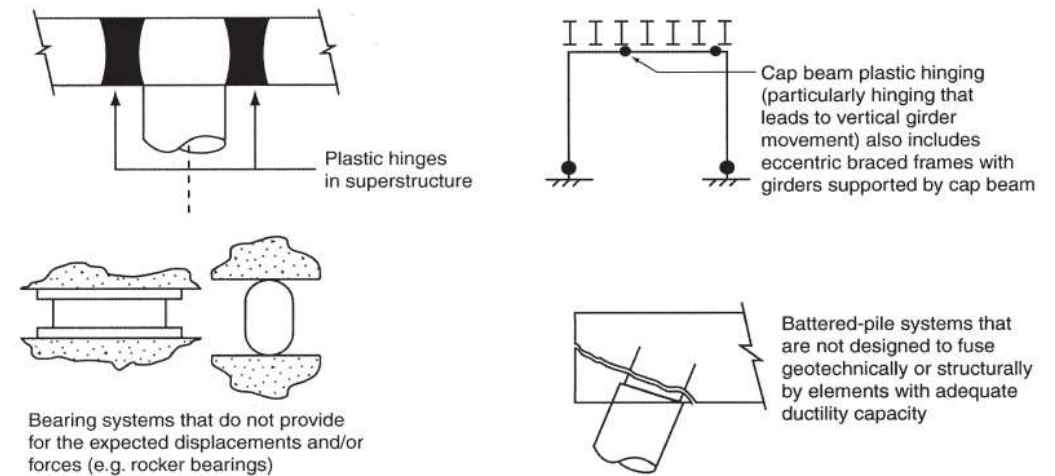


Figure 3.3-3—Earthquake-Resisting Elements that Are Not Recommended for New Bridges



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



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

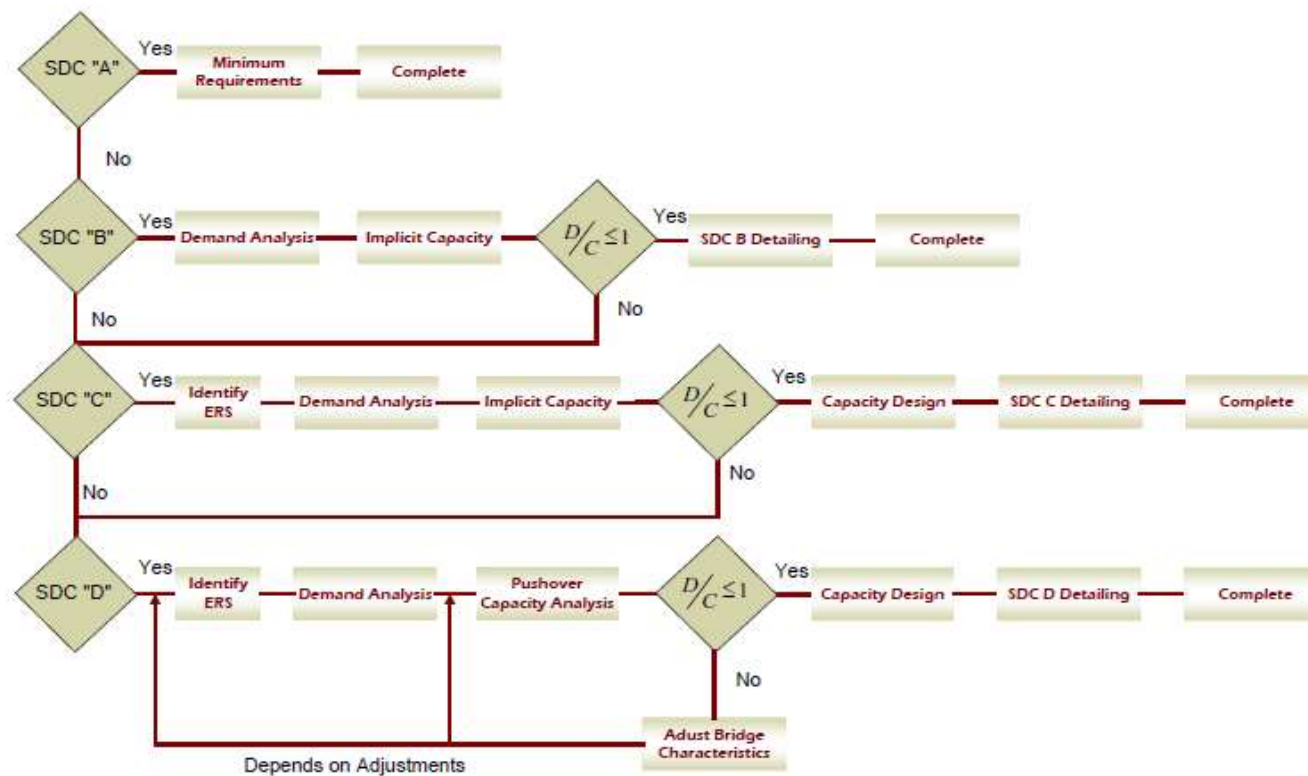


Figure 3.5-1—Seismic Design Category (SDC) Core Flowchart



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

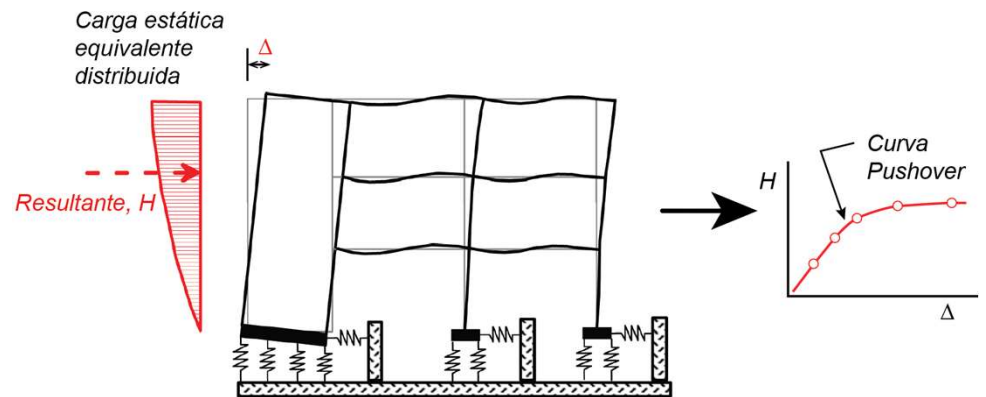
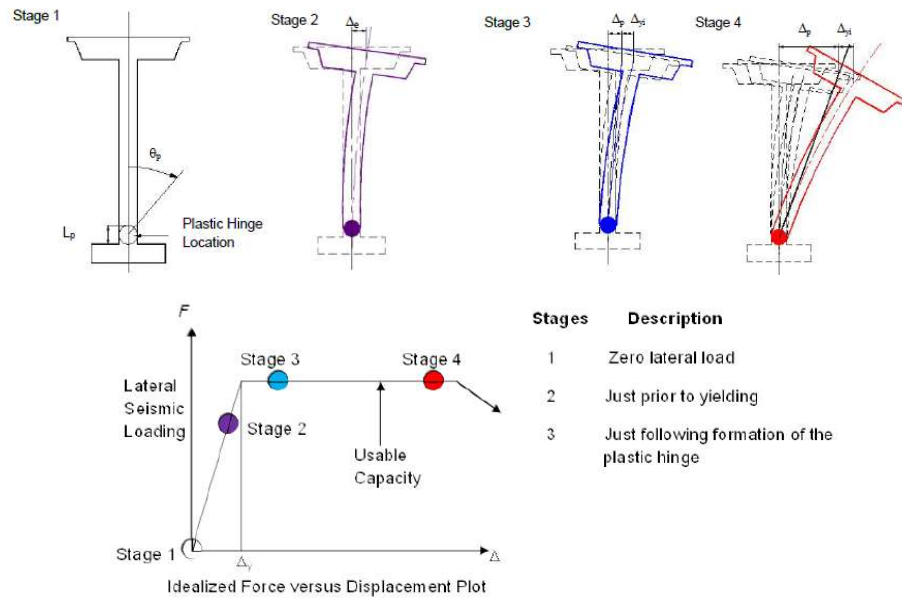
De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



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.



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

FHWA-NHI-15-004 (2014)



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro

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)

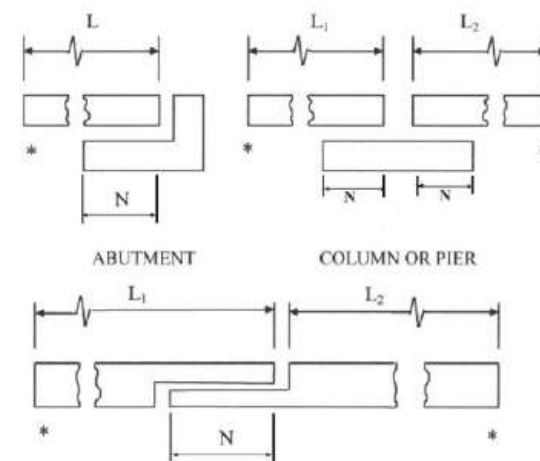
H = Altura promedio de las columnas que soportan el tablero del puente hasta la siguiente junta de expansión. (mm)

S = Oblicuidad del apoyo medida a partir de una recta normal al tramo. (°)

Para SDC D.

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

Δ_{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	≥ 75
A	≥ 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:

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

Δ_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.**

Δ_C^L = Capacidad de desplazamiento obtenida a lo largo del eje principal local del miembro dúctil correspondiente a Δ_D^L .

Para SDC B:

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

Para SDC C:

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

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)

Λ = 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.

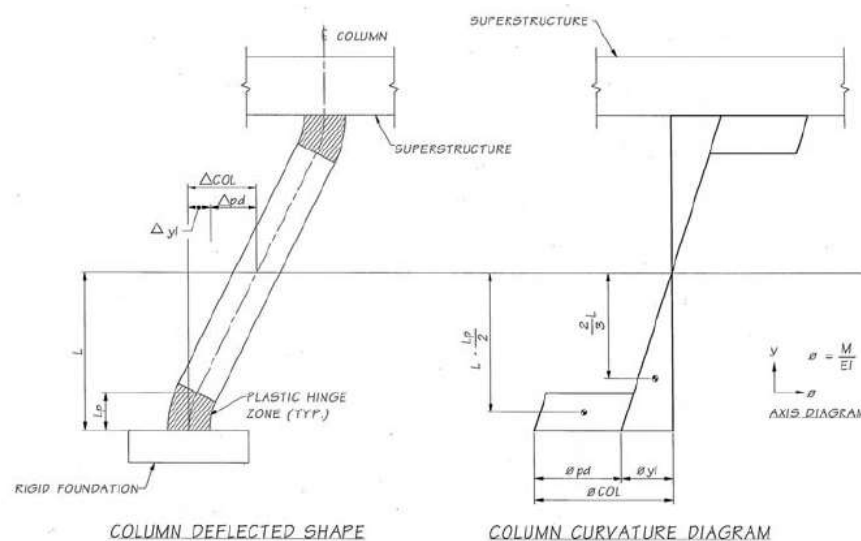
El análisis de «pushover» se utilizará para determinar la capacidad al desplazamiento de una estructura o un miembro a medida que alcanza su límite de estabilidad estructural.



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 limites pueden ser determinados mediante la relación fuerza/deformación de un análisis no lineal.



USING THE SECOND MOMENT-AREA THEOREM:

$$\Delta_{pd} = (\theta_{pd} * L_p) * (L - \frac{L_p}{2})$$

$$\Delta_{yi} = (\frac{\theta_{yi} * L}{2}) * \frac{2}{5}L$$

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

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

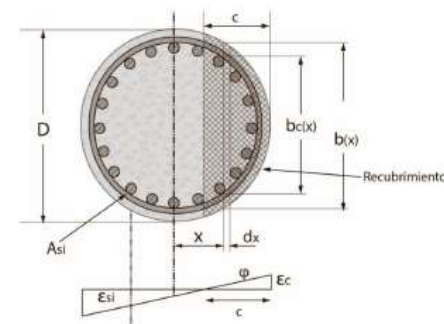


Figura 2.4: Análisis Seccional de Momento-Curvatura

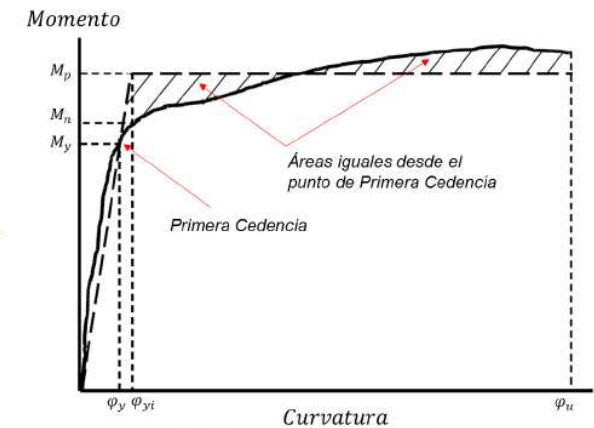


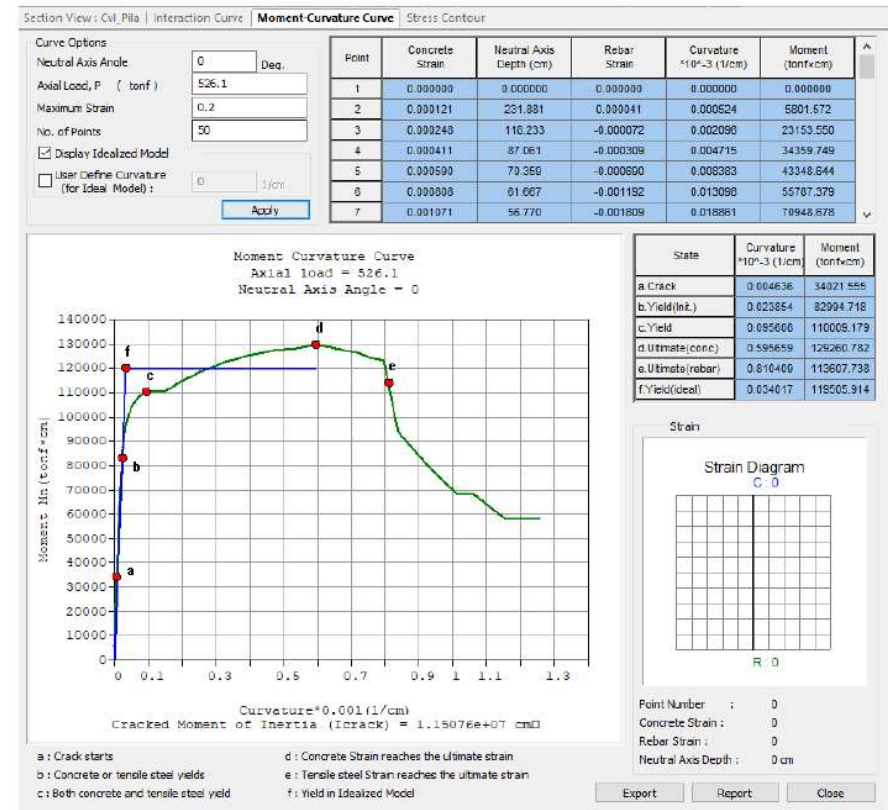
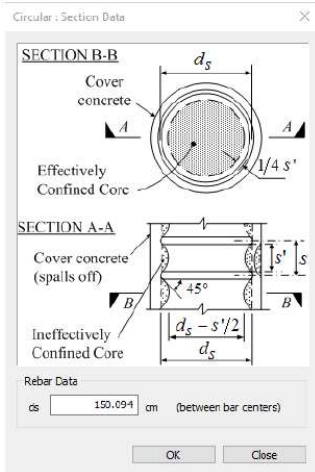
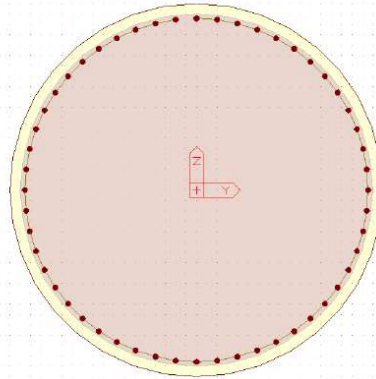
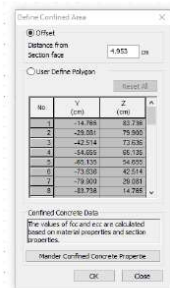
Figura 2.3: Relación Momento-Curvatura.



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)

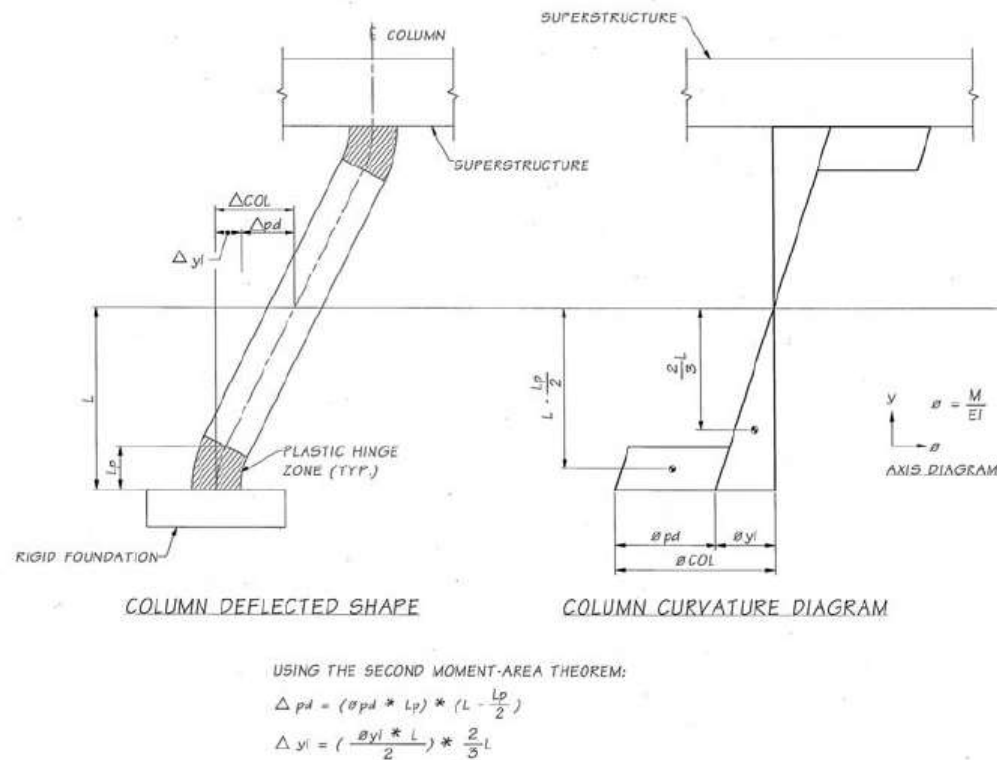
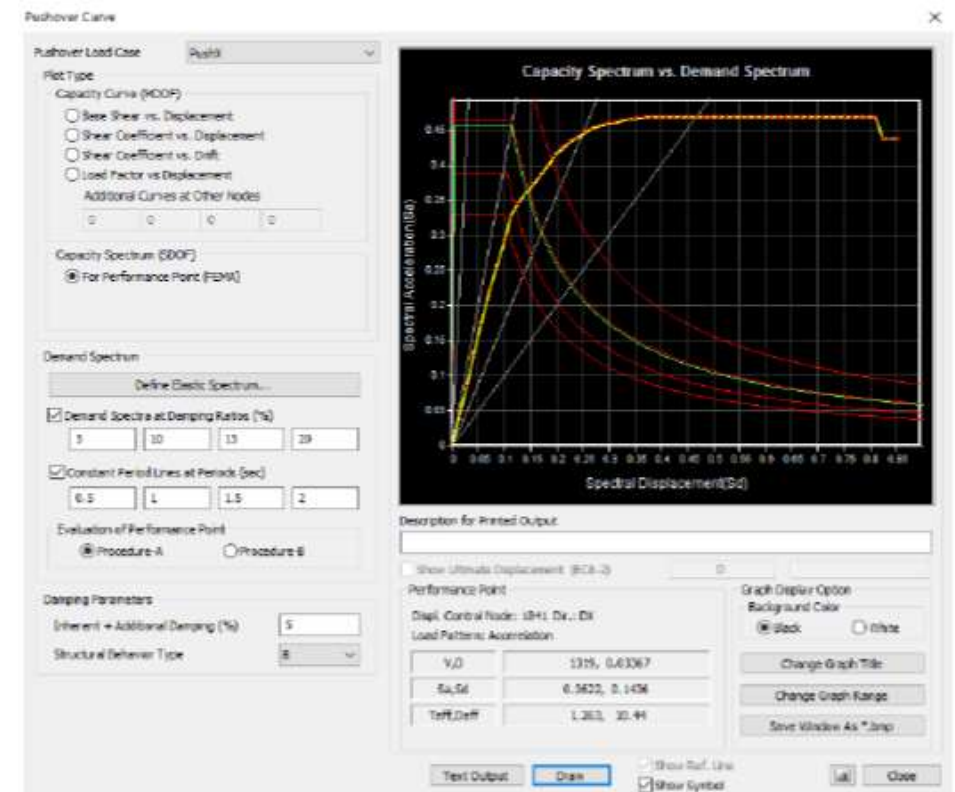


Figure C4.9-2—Pier-Deflected Shape and Curvature Diagram

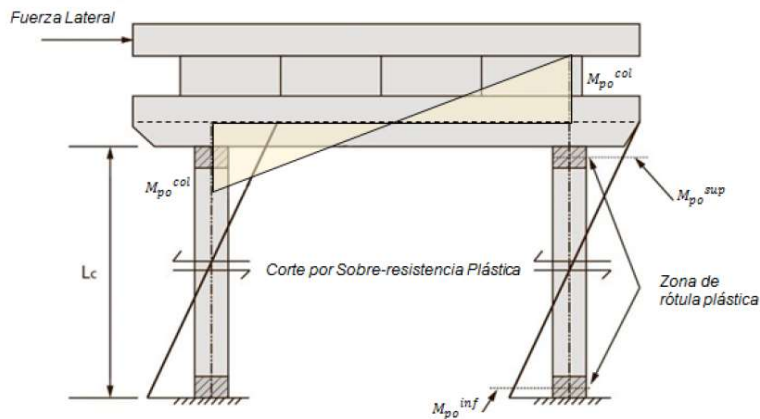
Con esta información es posible asignar las propiedades no lineales de las columnas y longitudes de la rotula al modelo para desarrollar un análisis Pushover.



Análisis Pushover para Puentes (Comentarios)

Protección por Capacidad de la viga cabezal

Fuerzas de sobre-resistencia



$$M_{r,col} := 890 \text{ tonnef} \cdot m$$

Momento resistente de la columna en dirección transversal (frame 96)

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	Resistencia de cedencia		Deformación de cedencia	
													P1	P2	D1	D2
M-Phr	IP	83	J-end	#Custom_B83	PushY	jmax: 18	-2.580e-003	-1187.150	-3.174e-004	524739.111	1.140e+000	- B(+)	-1187.150	-	-2.262e-003	-
M-Phr	IP	83	J-end	#Custom_B83	PushY	jmax: 14	2.399e-003	1177.382	1.550e-004	524739.111	1.069e+000	- B(+)	1177.382	-	2.244e-003	-
M-Phr	IP	84	J-end	#Custom_B84	PushY	jmax: 7	-2.192e-003	-892.530	-2.660e-004	463345.577	1.138e+000	- B(+)	-892.530	-	-1.926e-003	-
M-Phr	IP	84	J-end	#Custom_B84	PushY	jmax: 7	2.361e-003	892.530	4.343e-004	463345.577	1.225e+000	- B(+)	892.530	-	1.926e-003	-
M-Phr	IP	95	J-end	#Custom_B95	PushY	jmax: 10	-2.799e-003	-1204.492	-5.317e-004	531186.771	1.234e+000	- B(+)	-1204.492	-	-2.268e-003	-
M-Phr	IP	95	J-end	#Custom_B95	PushY	jmax: 8	2.873e-003	1198.403	6.169e-004	531186.771	1.273e+000	- B(+)	1198.403	-	2.256e-003	-
M-Phr	IP	96	J-end	#Custom_B96	PushY	jmax: 5	-2.126e-003	-904.274	-1.888e-004	466691.525	1.097e+000	- B(+)	-904.274	-	-1.938e-003	-
M-Phr	IP	96	J-end	#Custom_B96	PushY	jmax: 5	2.321e-003	904.274	3.834e-004	466691.525	1.198e+000	- B(+)	904.274	-	1.938e-003	-
M-Phr	IP	107	J-end	#Custom_B107	PushY	jmax: 18	-2.564e-003	-1187.125	-3.021e-004	524739.111	1.134e+000	- B(+)	-1187.125	-	-2.262e-003	-
M-Phr	IP	107	J-end	#Custom_B107	PushY	jmax: 14	2.382e-003	1177.262	1.384e-004	524739.111	1.062e+000	- B(+)	1177.262	-	2.244e-003	-
M-Phr	IP	108	J-end	#Custom_B108	PushY	jmax: 7	-2.176e-003	-892.606	-2.494e-004	463345.577	1.129e+000	- B(+)	-892.606	-	-1.926e-003	-
M-Phr	IP	108	J-end	#Custom_B108	PushY	jmax: 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 (μ_D) debe satisfacer: La demanda de ductilidad del miembro puede ser estimada a partir de curvas M- ϕ .

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:

Δ_{pd} = plastic displacement demand (in.)

Δ_{yi} = idealized yield displacement corresponding to the idealized yield curvature, ϕ_{yi} , shown in Figure 8.5-1 (in.)

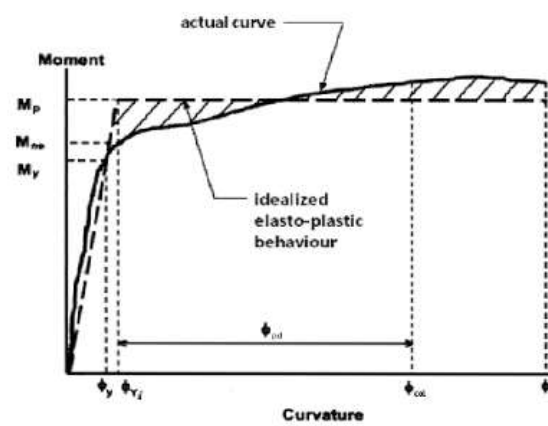


Figure C4.9-1—Moment-Curvature Diagram

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

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

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

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

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

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

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 Lp	Yield Curva phi_yi	Ductility mu_D	Yield Rot. theta_y	Ultimate Curva phi_u	Plastic Rot. Cap. theta_p_u
▶	M-f(Lum)	1296	J-end	GSD_PM_iter 2	PushY	[max]: 16	-3.73047e-05	3.58790e+00	0.829	-1.60928e-03	1.01714e+00	-1.92454e-03	-2.81969e-02	-1.95030e-02
	M-f(Lum)	1296	J-end	GSD_PM_iter 2	PushY	[max]: 12	1.73227e-06	3.88010e+00	0.829	1.59771e-03	1.00075e+00	2.06842e-03	2.79942e-02	1.95533e-02
	M-f(Lum)	1297	J-end	GSD_PM_iter 2	PushY	[max]: 9	-9.23200e-05	3.55286e+00	0.829	-1.26635e-03	1.05437e+00	-1.49973e-03	-2.21084e-02	-1.53273e-02
	M-f(Lum)	1308	J-end	GSD_PM_iter 2	PushY	[max]: 6	1.56873e-04	3.70117e+00	0.829	1.28214e-03	1.08806e+00	1.58180e-03	2.24649e-02	1.56005e-02
	M-f(Lum)	1308	J-end	GSD_PM_iter 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-f(Lum)	1309	J-end	GSD_PM_iter 2	PushY	[max]: 6	6.02883e-04	3.70205e+00	0.829	1.60207e-03	1.27079e+00	1.97899e-03	2.80707e-02	1.94939e-02
	M-f(Lum)	1309	J-end	GSD_PM_iter 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-f(Lum)	1309	J-end	GSD_PM_iter 2	PushY	[max]: 4	2.76899e-04	3.65727e+00	0.829	1.28045e-03	1.15727e+00	1.56095e-03	2.24353e-02	1.55563e-02
	M-f(Lum)	1320	J-end	GSD_PM_iter 2	PushY	[max]: 16	-2.24857e-05	3.58469e+00	0.829	-1.60931e-03	1.01034e+00	-1.92296e-03	-2.81978e-02	-1.95011e-02
	M-f(Lum)	1320	J-end	GSD_PM_iter 2	PushY	[max]: 13	2.67095e-04	3.79921e+00	0.829	1.60062e-03	1.11738e+00	2.02702e-03	2.80451e-02	1.95390e-02
	M-f(Lum)	1321	J-end	GSD_PM_iter 2	PushY	[max]: 9	-8.08736e-05	3.55274e+00	0.829	-1.26637e-03	1.04763e+00	-1.49970e-03	-2.21087e-02	-1.53274e-02
	M-f(Lum)	1321	J-end	GSD_PM_iter 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)



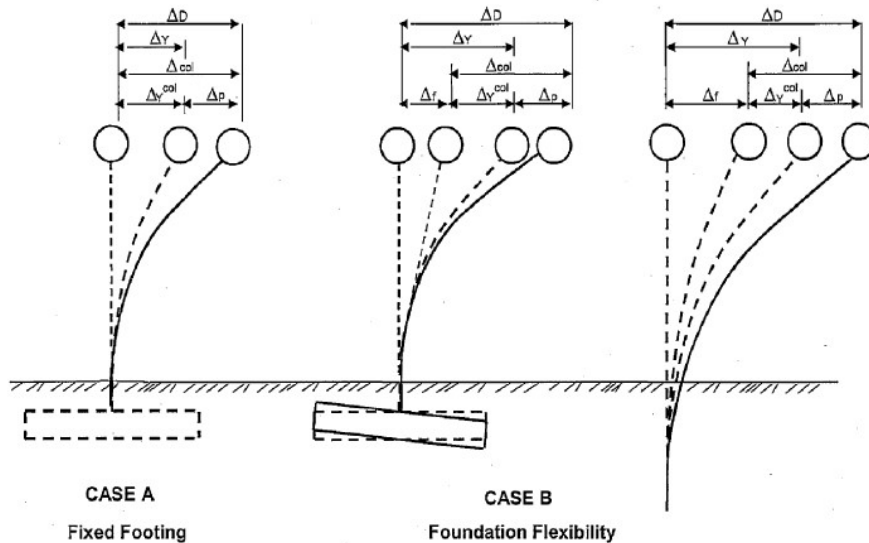
Análisis Demanda/Capacidad Basado en Desplazamiento para SDCS (B, C)

Se debe satisfacer la siguiente relación:

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

Δ_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.**

Δ_C^L = Capacidad de desplazamiento obtenida a lo largo del eje principal local del miembro dúctil correspondiente a Δ_D^L .



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

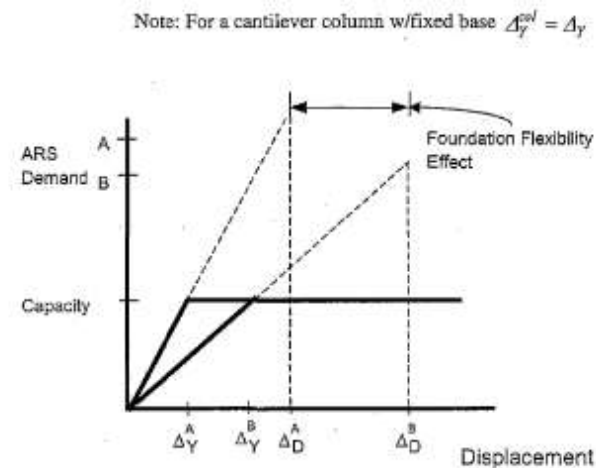


Figure 4.8-1—Effects of Foundation Flexibility on the Force-Deflection Relation for a Single Column Bent (Caltrans, 2006)



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 <i>P-y</i> 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.



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



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

ALGUNOS ANTECEDENTES RECIENTES DE ANÁLISIS DE PUENTES CONSIDERANDO FENÓMENOS DE ISE



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

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

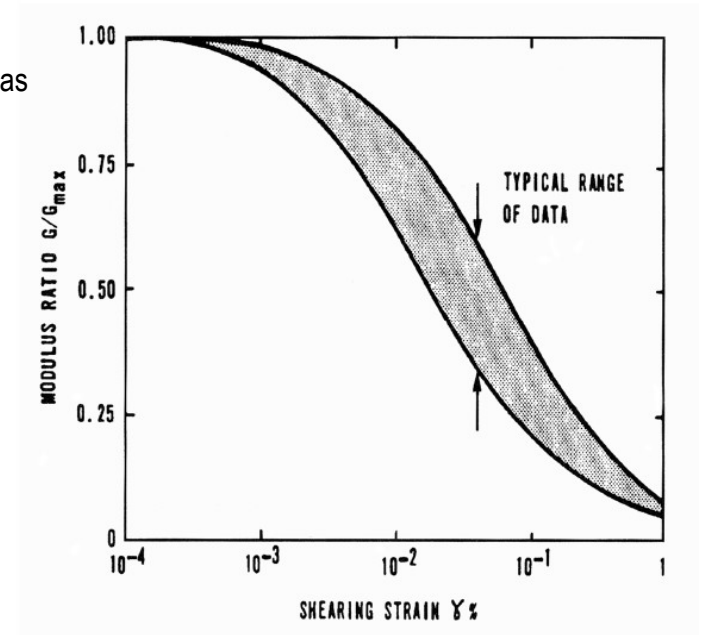
- El “**fallo**” momentáneo del suelo durante un ciclo sísmico **no siempre es crítico**.
- Sin embargo, el **desplazamiento o rotación cíclica** de la cimentación puede **afectar significativamente**:
 - los **desplazamientos estructurales**,
 - la **distribución de momentos flectores**, y
 - los **esfuerzos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

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.



LRFD Bridge Design Spec. (2024)



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)

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 Δ , 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

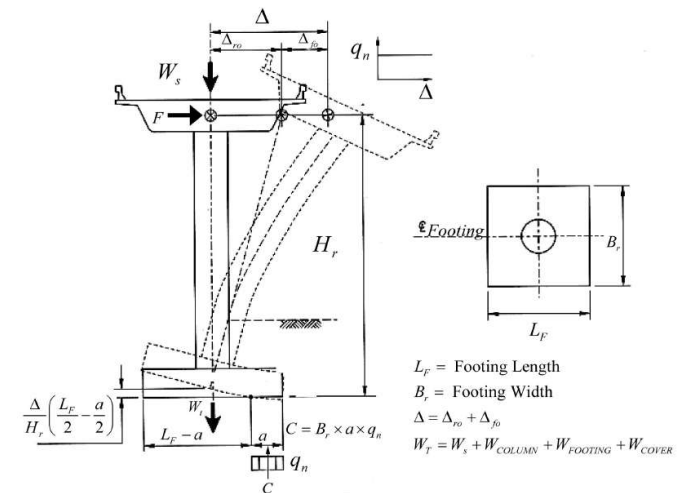


Figure A.2-1—Rocking Equilibrium of a Single-Column Bent



Algunos antecedentes recientes de análisis de puentes considerando fenómenos de ISE



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^a, I. Anastasopoulos^{a,*}, G. Gazetas^b

^a Dept. of Civil, Environmental and Geomatic Engineering, ETH Zürich, Switzerland

^b National Technical University of Athens, Greece

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

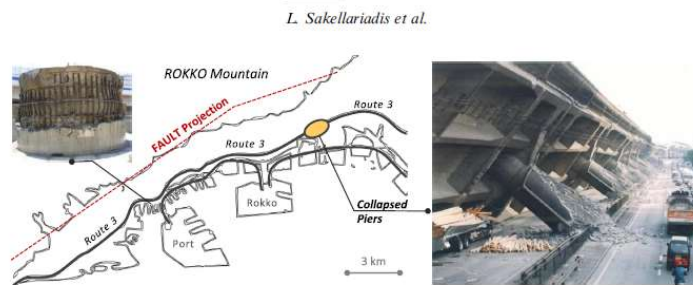


Fig. 1. City of Kobe, showing the Hanshin expressway Route 3 extending almost parallel to the fault projection, and the location of the collapsed bridge piers at the area of Fukae; post-seismic photo of the collapsed bridge and exhibit of plastic hinging of one of the failed piers in the city seaside.

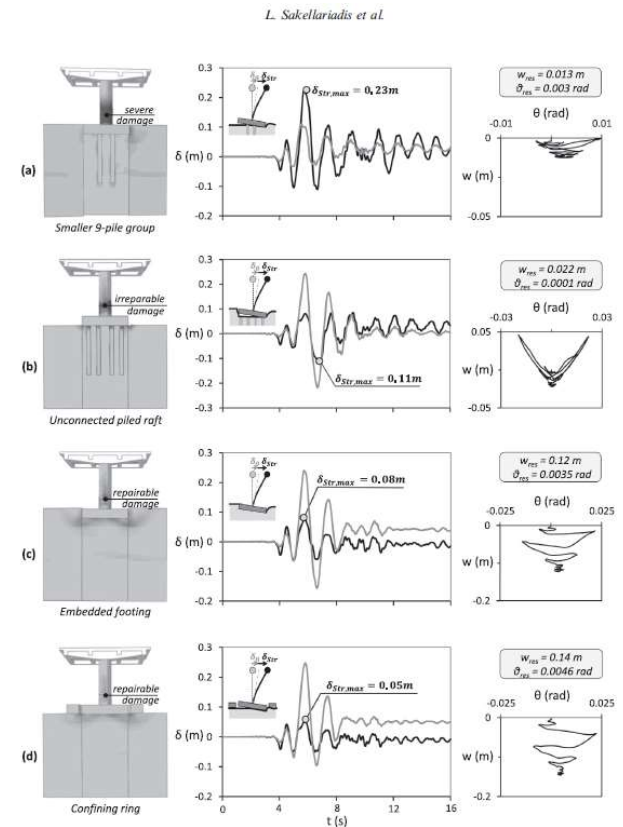


Fig. 17. Seismic performance of the bridge founded on the four intermediate foundation configurations (Fukiai_000 record). FE deformed mesh with superimposed concrete damage and soil plastic strains (left), deck drift δ (distinguishing between the rocking δ_R and the flexural δ_F component), and settlement-rotation ($w - \theta$) response: (a) smaller capped 9-pile group; (b) unconnected piled raft; (c) embedded footing; and (d) shallow footing with confining ring.

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



De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



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



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

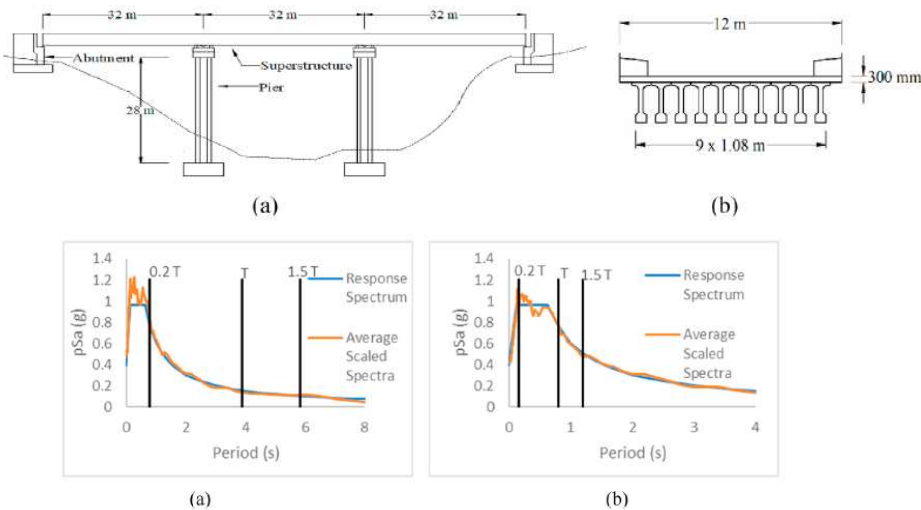


Fig. 2. Response spectrum vs average scaled spectra (a) in the longitudinal direction and (b) in the transverse direction.

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.



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

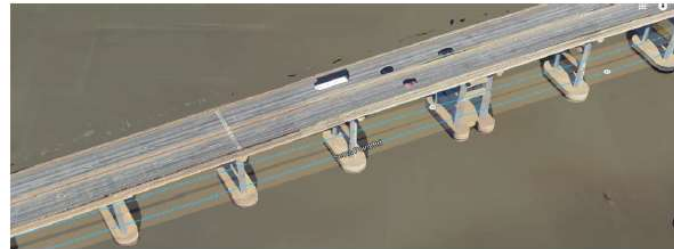


Figure 12 - Aerial View of Columns, Pile caps, Bridge Spans

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.



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



PROCEDIMIENTOS PARA INCORPORAR LA FLEXIBILIDAD DE LA CIMENTACIÓN EN LOS ANALISIS



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



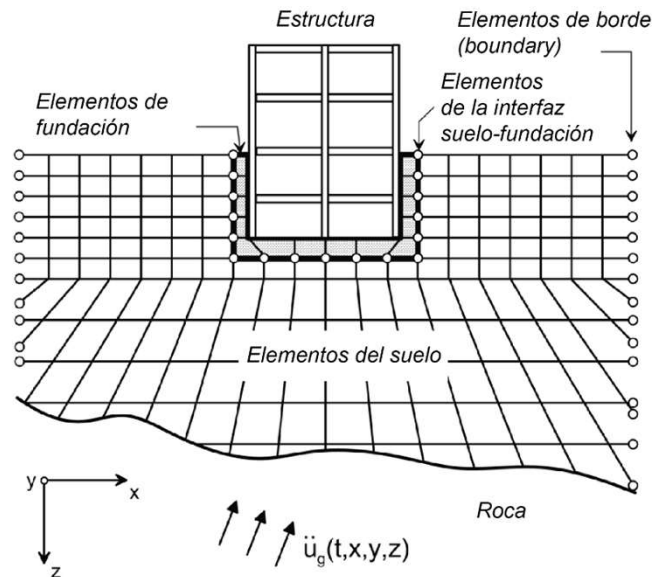
Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

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.

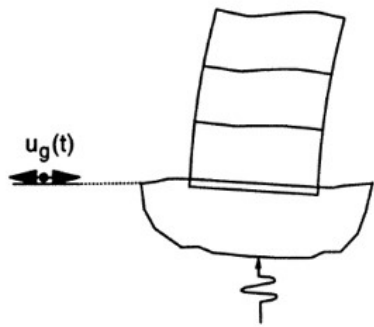


Esquema de un análisis directo de interacción suelo-estructura utilizando un modelado continuo mediante elementos finitos. Fuente: NIST (2012)

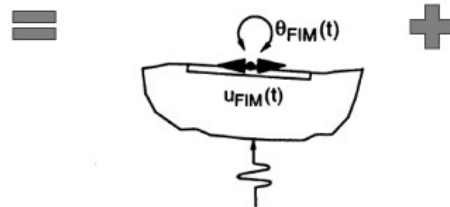
Sin embargo, este tipo de análisis rara vez se utiliza en la práctica debido a que la solución directa posee cierta complejidad desde el punto de vista computacional, especialmente cuando el sistema es geoméricamente complejo, o se esperan mecanismos de respuesta no lineales significativas en el terreno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



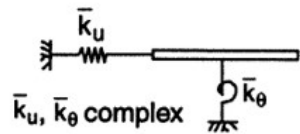
Procedimientos de análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura



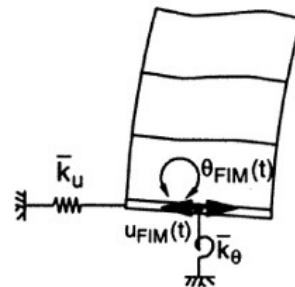
Problema de Interacción



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.



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro

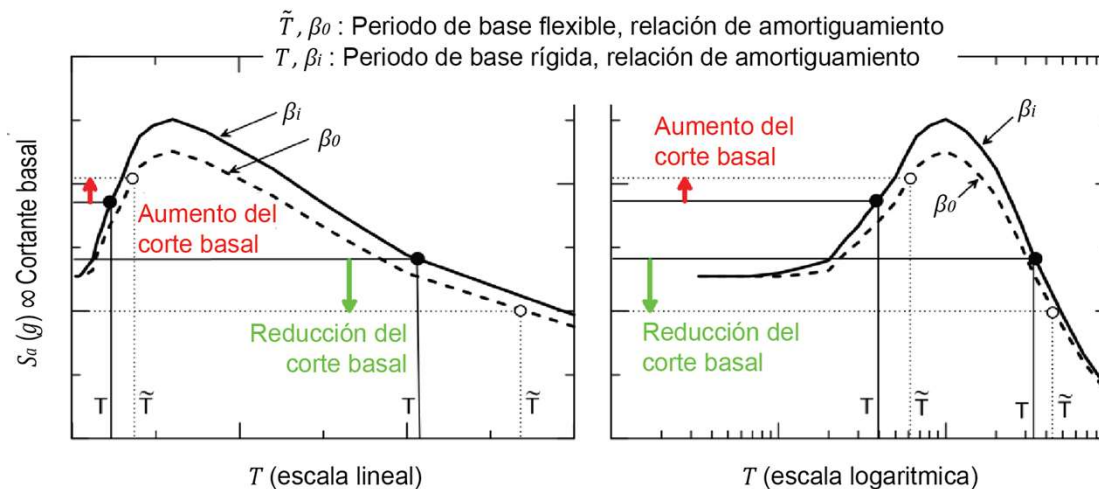


Procedimientos de análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura

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 inerciales debido 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 = Periodo 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.

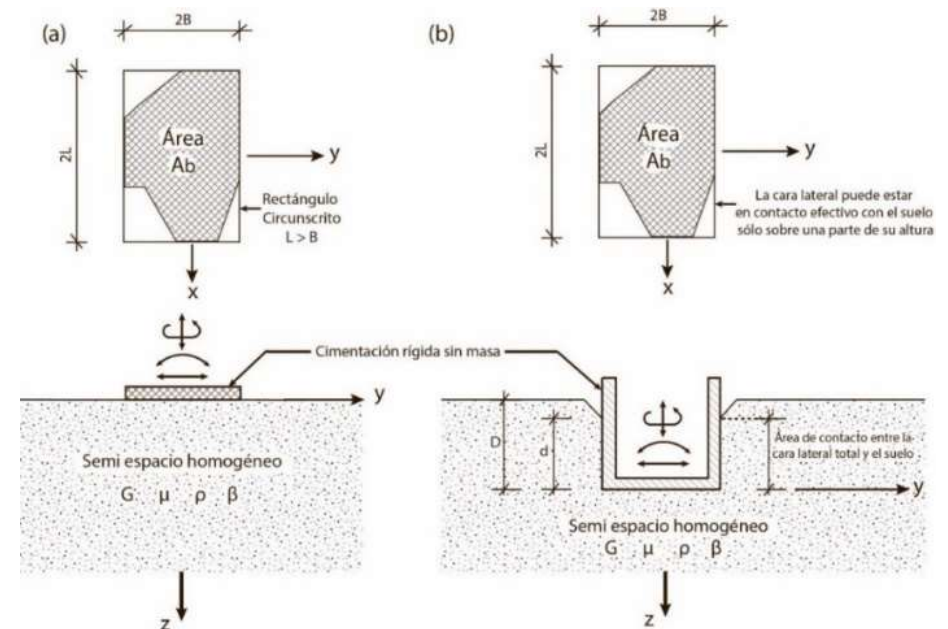
Los términos en la función de impedancia son valores de números complejos y dependientes de la frecuencia..

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

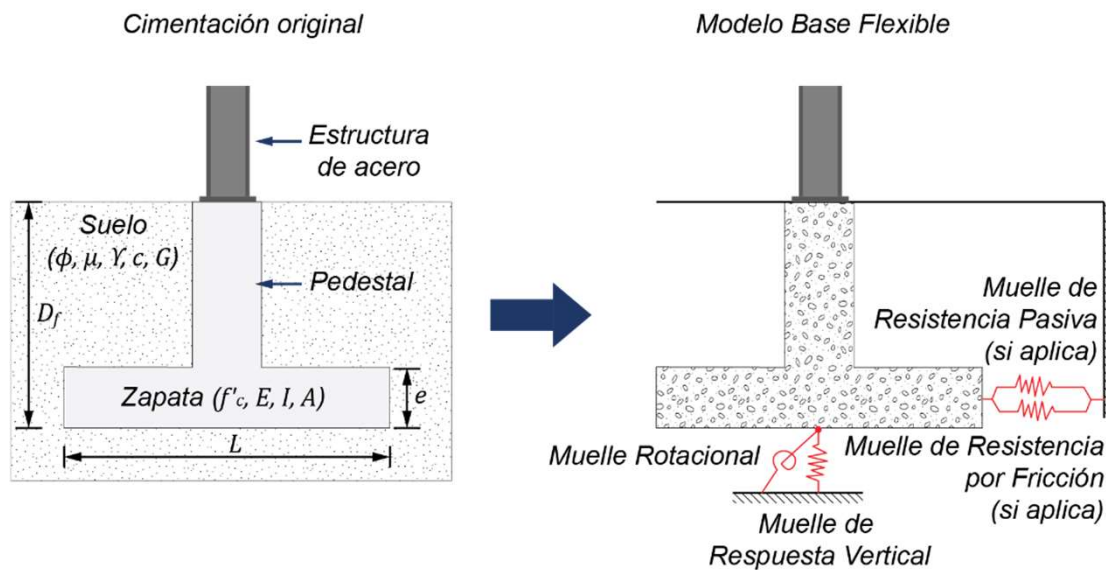
$$S_z = R_z(t) / U_z(t)$$

- $R_z(t) = R_z \exp(i\omega t)$: Fuerza vertical armónica.
- $U_z(t) = U_z \exp(i\omega t)$: 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)



Simulación que considera la rigidez vertical y rotacional total de la zapata

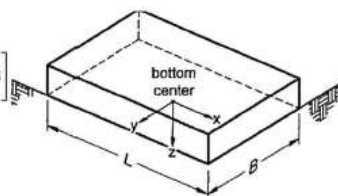
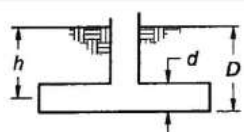
Degree of Freedom	Stiffness of Foundation at Surface	Note
Translation along x-axis	$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$	 <p>Orient axes such that $L > B$. If $L = B$, use x-axis equations for both x-axis and y-axis.</p>
Translation along y-axis	$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$	
Translation along z-axis	$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$	
Rocking about x-axis	$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$	
Rocking about y-axis	$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$	
Torsion about z-axis	$K_{tz,sur} = GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$	
Degree of Freedom	Correction Factor for Embedment	
Translation along x-axis	$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \cdot \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$	 <p>d = height of effective sidewall contact (may be less than total foundation height)</p>
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	$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \cdot \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right]$	
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = 1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$	
Rocking about y-axis	$\beta_{yy} = 1 + 1.4 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.65} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right]$	
Torsion about z-axis	$\beta_{tz} = 1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9}$	

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



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro

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.)

ν = 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 ^a	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 ^c
E	1.00	0.60	0.05	^d
F	^d	^d	^d	^d

^aValues in the table shall be interpolated for intermediate site classes.

^bUse straight-line interpolation for intermediate values of $S_{xs}/2.5$.

^cSite-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.

^dSite-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



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



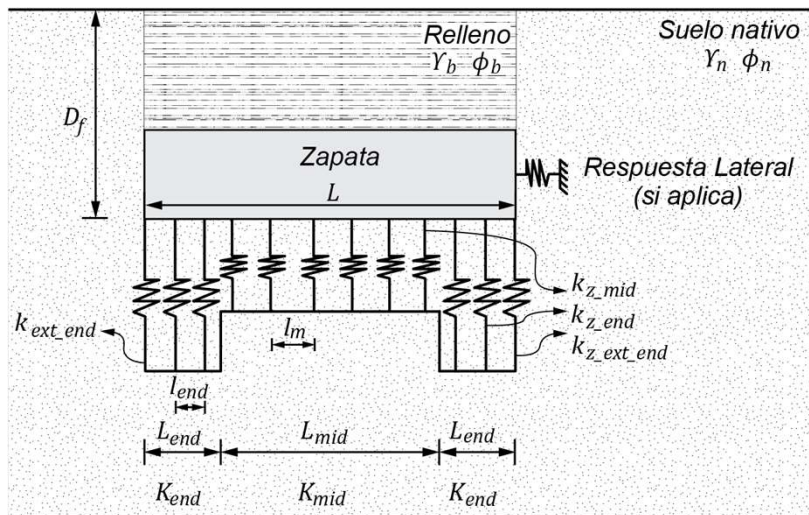
Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro

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

$$k_{z_mid} = K_{mid} \cdot l_m$$

$$K_{mid} = \frac{K_{z_emb}}{L_m + 2L_{end}R_{k_yy}}$$

$$R_{k_yy} = \frac{\frac{3}{4} \frac{K_{yy_emb}}{K_{z_emb}} \frac{B}{L^3} - (1 - R_e)^3}{1 - (1 - R_e)^3}$$

$$l_m = \frac{L_m}{n_{div_m}}$$

$$k_{z_end} = K_{end} \cdot l_{end}$$

$$K_{end} = K_{mid} \cdot R_{k_yy}$$

$$l_{end} = \frac{L_{end}}{n_{div_end}}$$

$$k_{z_ext_end} = \frac{K_{end} \cdot l_{end}}{2}$$

- 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) ($N - m/rad$).
- l_m : Separación de muelles ubicados en la zona central de la zapata (m).
- n_{div_m} : Numero 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} : Numero 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).



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



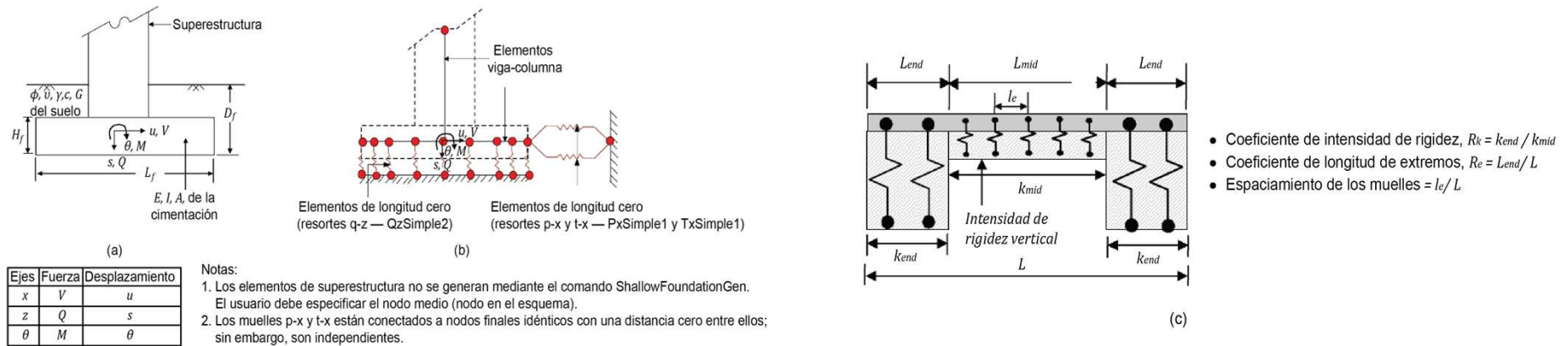
Procedimientos de análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura

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).



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)

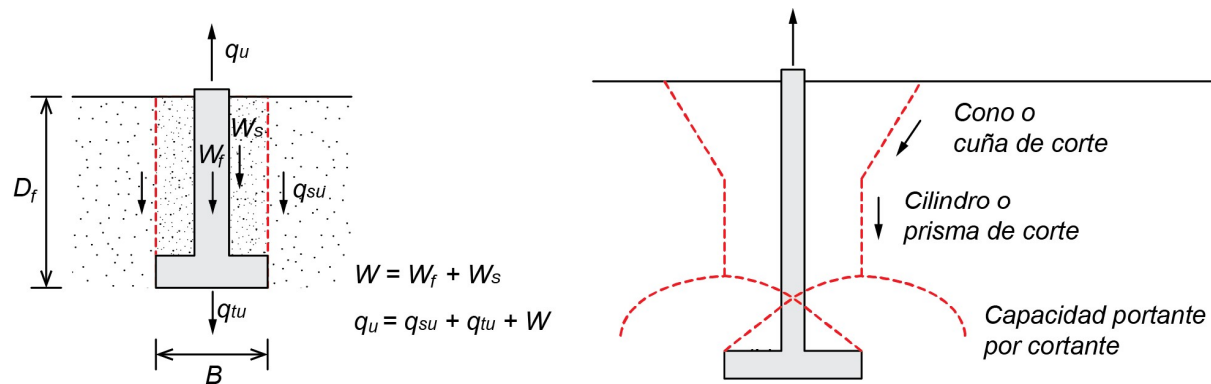


Procedimientos de análisis considerando la Interacción Suelo-Estructura

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).



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



MODELO PROPUESTO PARA MODELADO DE LA BASE FLEXIBLE NO LINEAL



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro

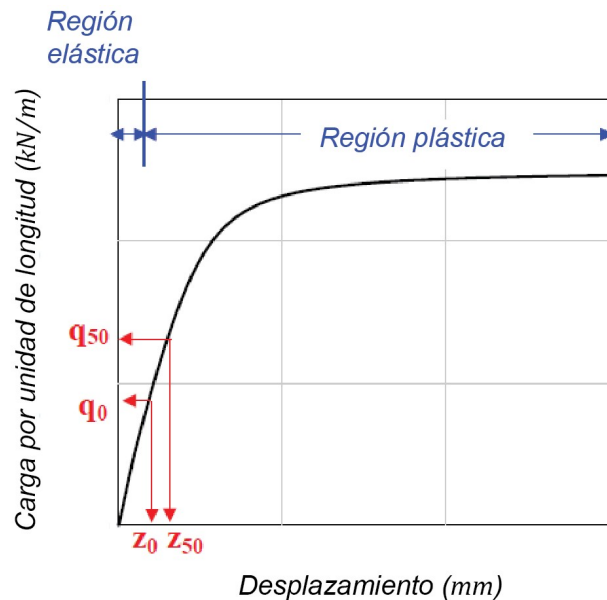


MODELO PROPUESTO Y LINEAMIENTOS PARA MODELADO DE LA BASE FLEXIBLE NO LINEAL

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 movilizadado 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.

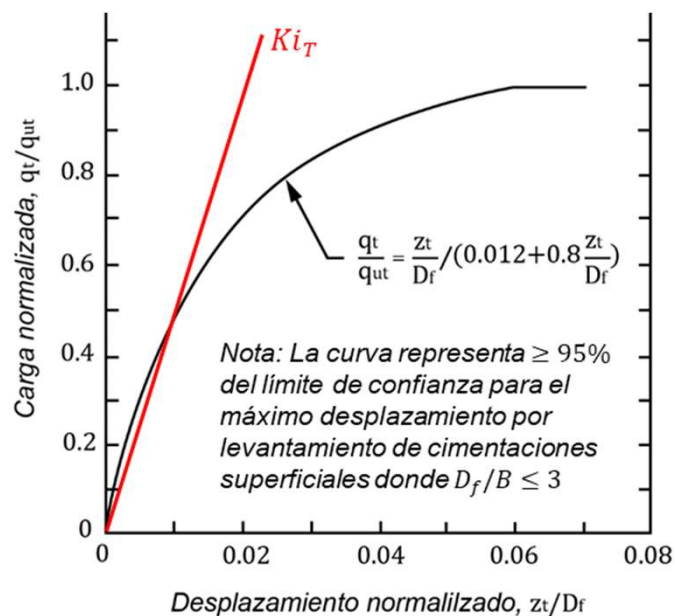


MODELO PROPUESTO Y LINEAMIENTOS PARA MODELADO DE LA BASE FLEXIBLE NO LINEAL

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)

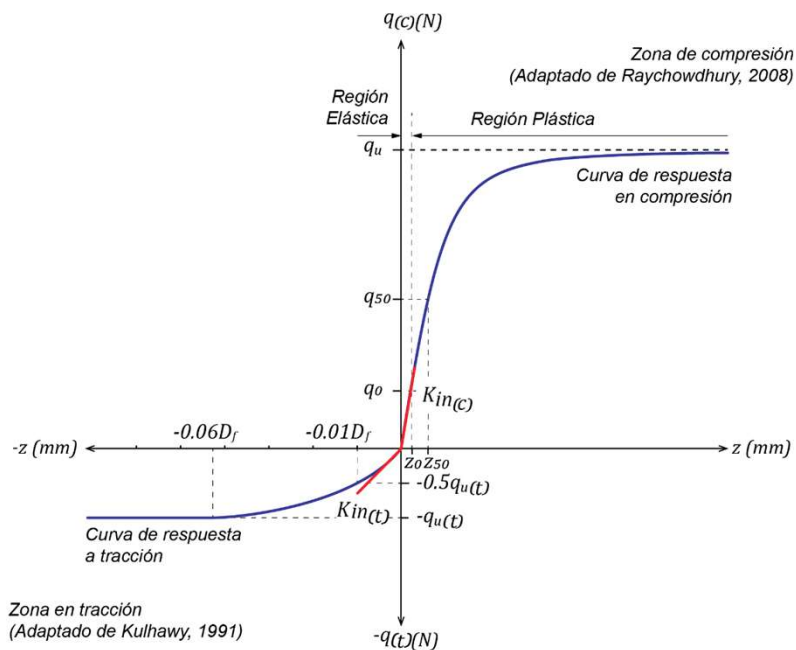


MODELO PROPUESTO Y LINEAMIENTOS PARA MODELADO DE LA BASE FLEXIBLE NO LINEAL

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>



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro

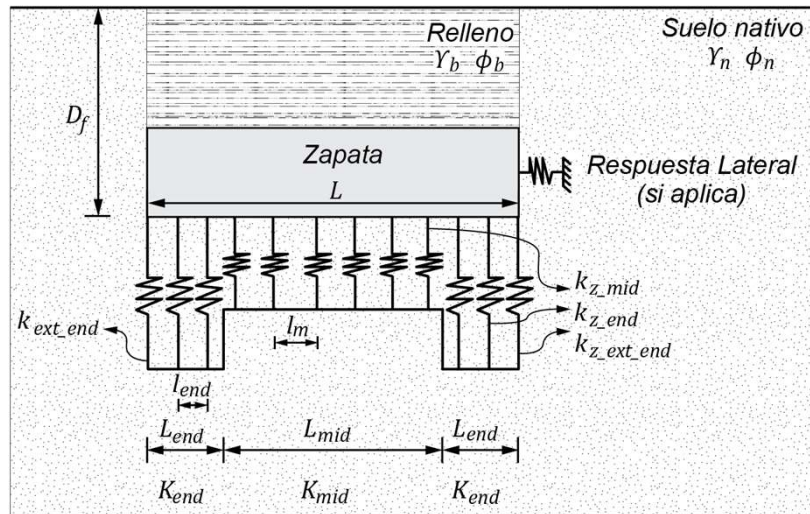


MODELO PROPUESTO Y LINEAMIENTOS PARA MODELADO DE LA BASE FLEXIBLE NO LINEAL

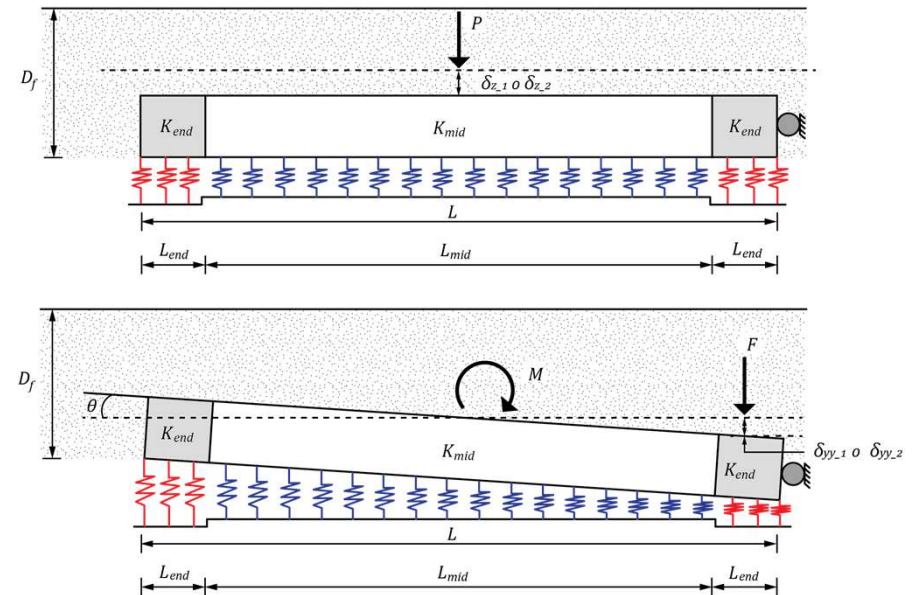
Lineamientos para la implementación del modelo.

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



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



EJEMPLO DE APLICACIÓN



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

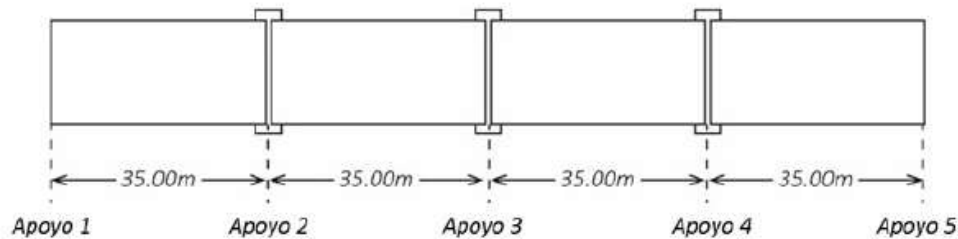
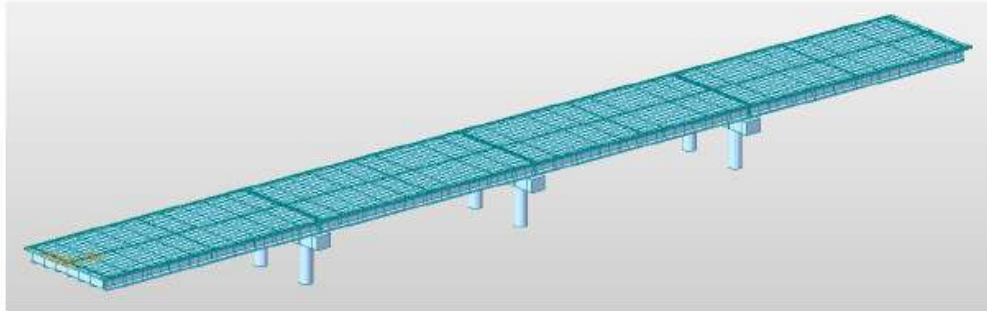
De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



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:	$rec := 4 \text{ cm}$



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



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 (ϕ) = 30°

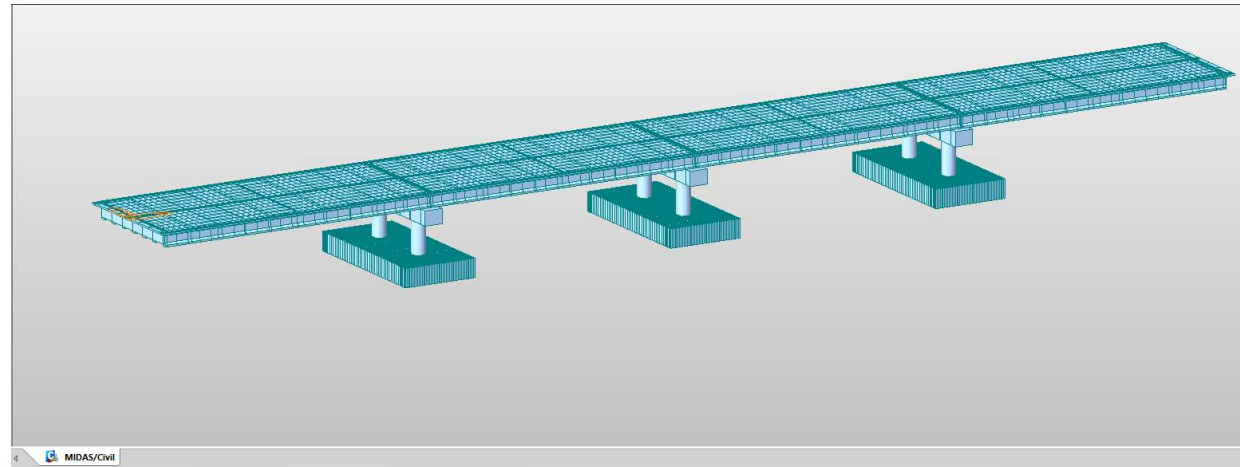
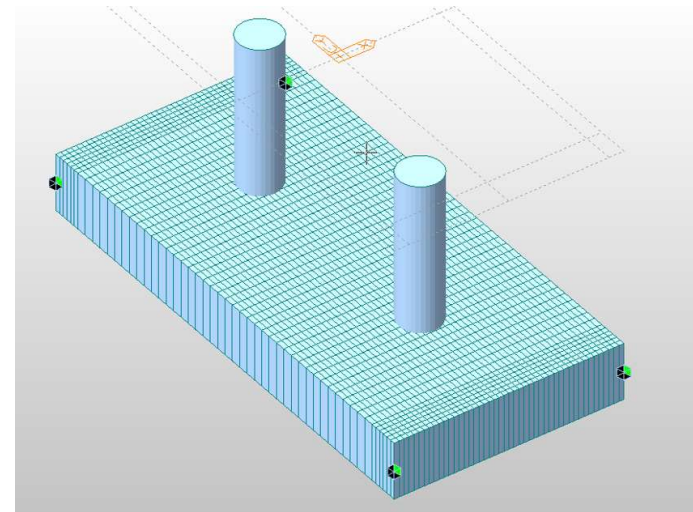
Peso Unitario (PU): 20 kN/m³

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

Capacidad Portante (Briaud y Gibbens, 1997) = 666.67 kN/m²

Capacidad al levantamiento (Tu) = 13052 kN.

$G/G_{\max} = 0.25$



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

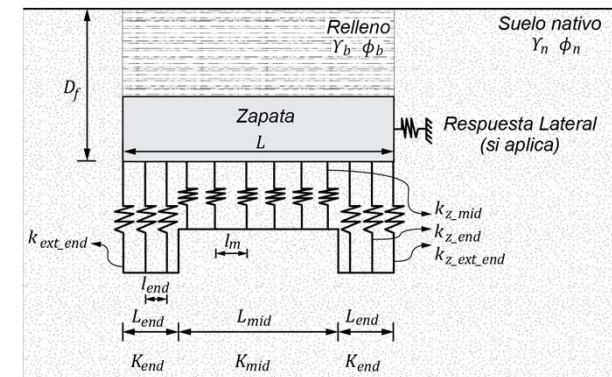
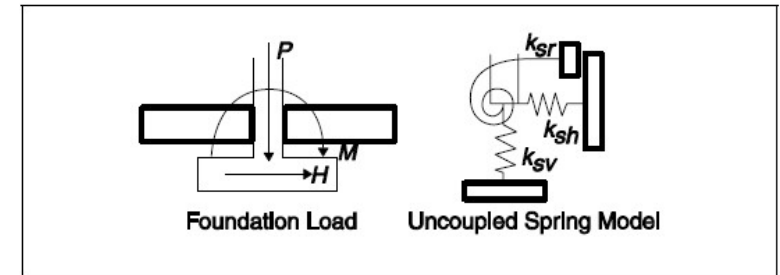
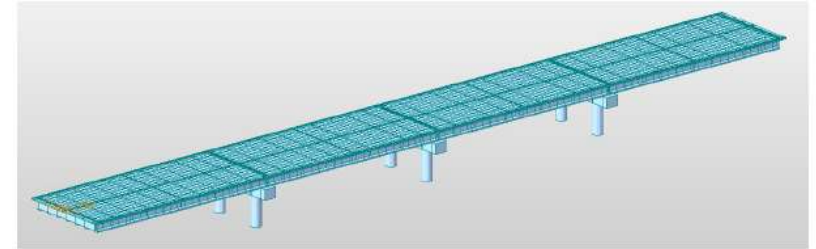
De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



EJEMPLO DE APLICACIÓN

Descripción de Modelos

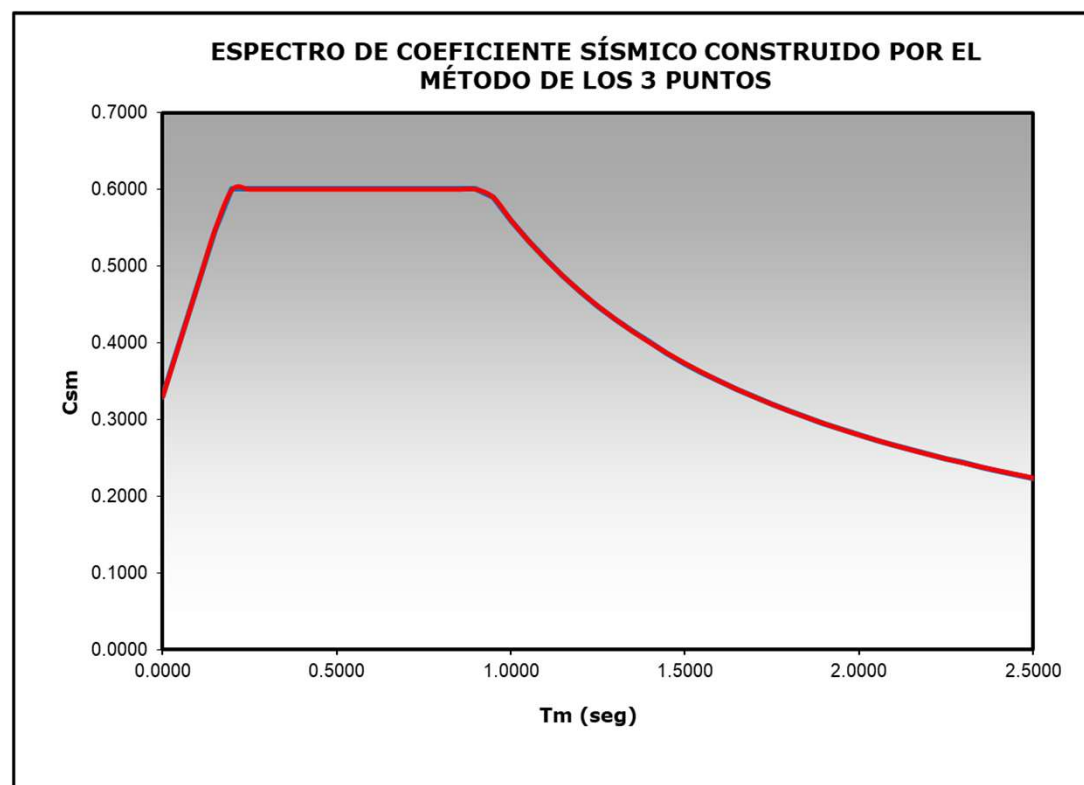
1. **Modelo de Base Rígida.**
2. **Modelo de base flexible elástica nodal.** La flexibilidad de la cimentación se evidencia mediante incorporación de muelles elásticos aplicados de forma nodal en los apoyos.
3. **Modelo de base flexible inelástica.** La flexibilidad de la cimentación se evidencia mediante 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



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



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

SISMICA
INSTITUTE

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)

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

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

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

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

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

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

Diseño sismorresistente de columnas en puentes de Concreto Reforzado - DBM

SISMICA
INSTITUTE

Capacidad de desplazamiento longitudinal

$\Lambda_L := 1$ 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

$H_{oL} := H = 7.15 \text{ m}$ Altura libre de columna en dirección longitudinal

$x_L := \frac{\Lambda_L \cdot B_o}{H_{oL}} = 0.238$

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

$\Delta_{D_L} = 81.07 \text{ mm}$ Demanda de desplazamiento Longitudinal

if $(\Delta_{D_L} < \Delta_{C_L}, \text{"OK"}, \text{"NC"}) = \text{"OK"}$

Diseño sismorresistente de columnas en puentes de Concreto Reforzado - DBM

SISMICA
INSTITUTE

Capacidad de desplazamiento transversal

$\Lambda_T := 2$ Factor por restricción de columnas (Asumido empotrado-empotrado)

$H_{cap} = 1.8 \text{ m}$ Altura de la viga cabezal

$H_{oT} := H - H_{cap} = 5.35 \text{ m}$ Altura libre de columna en dirección longitudinal

$x_T := \frac{\Lambda_T \cdot B_o}{H_{oT}} = 0.636$

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

$\Delta_{D_T} = 44.114 \text{ mm}$ Demanda de desplazamiento transversal

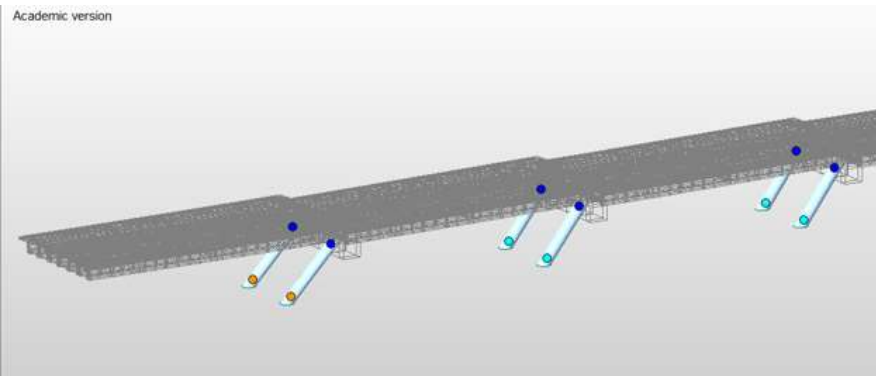
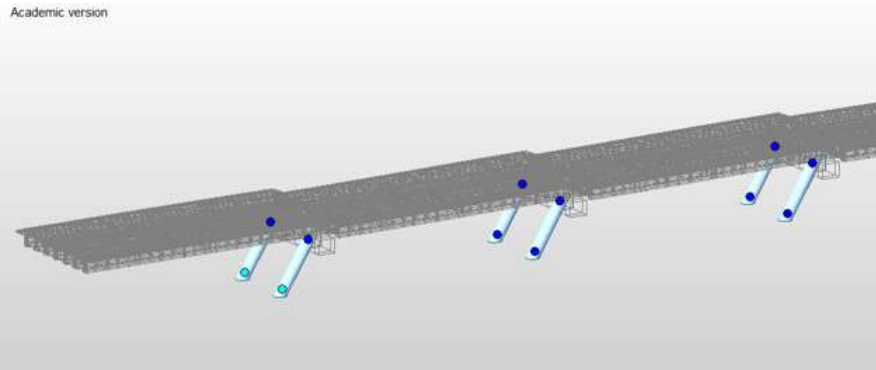
if $(\Delta_{D_T} < \Delta_{C_T}, \text{"OK"}, \text{"NC"}) = \text{"OK"}$



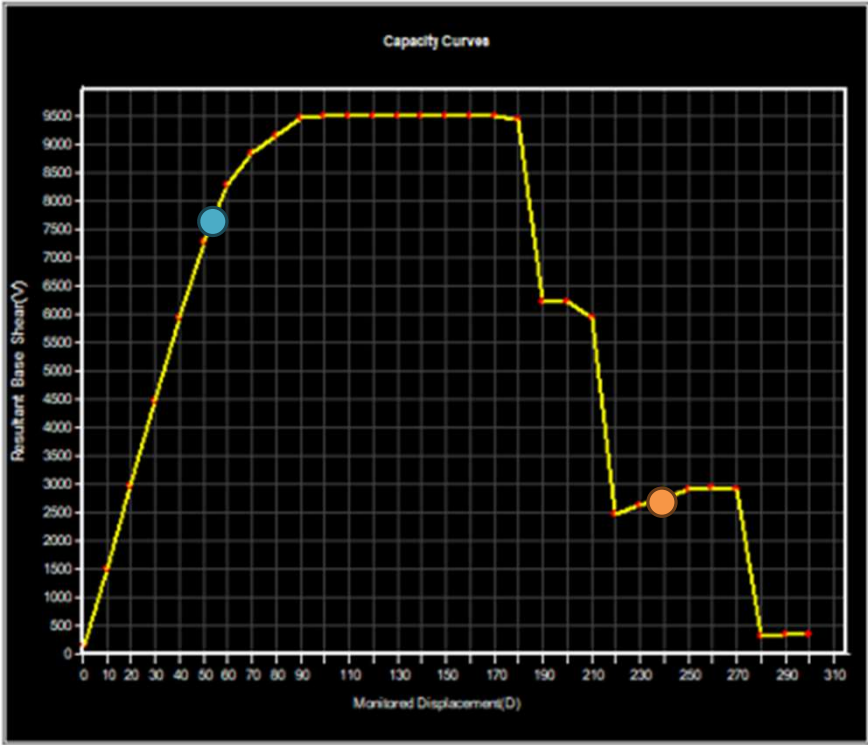
EJEMPLO DE APLICACIÓN

Respuesta en condición de base rígida

Pushover Longitudinal



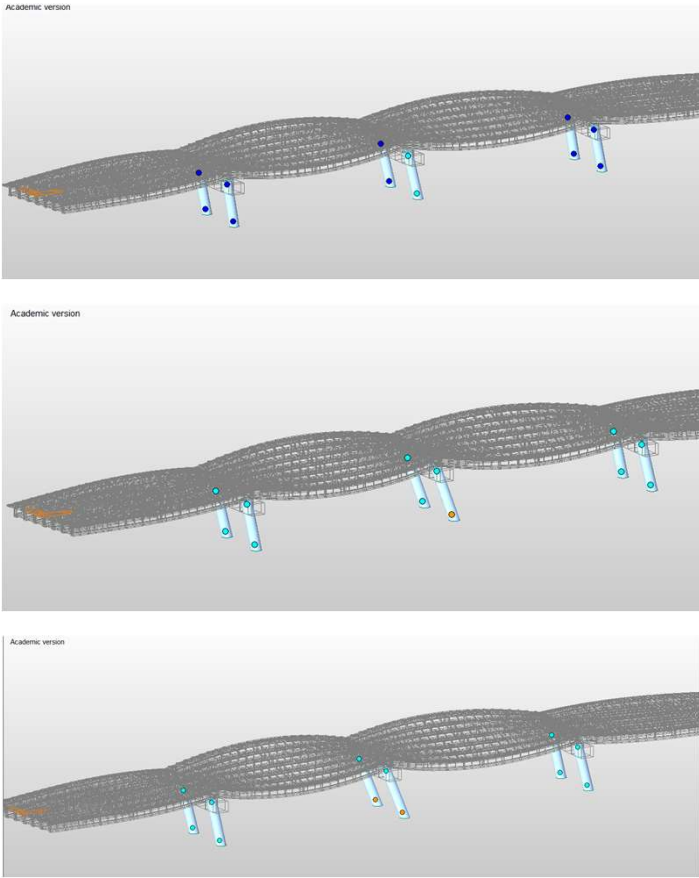
PUSHOVER LONGITUDINAL			
Step	Descripcion	Color rotula	Deformación lateral asociada (mm)
5	Formacion primera rotula	Cyan	51.456
19	Falla ambas columnas del bent	Naranja	236.55



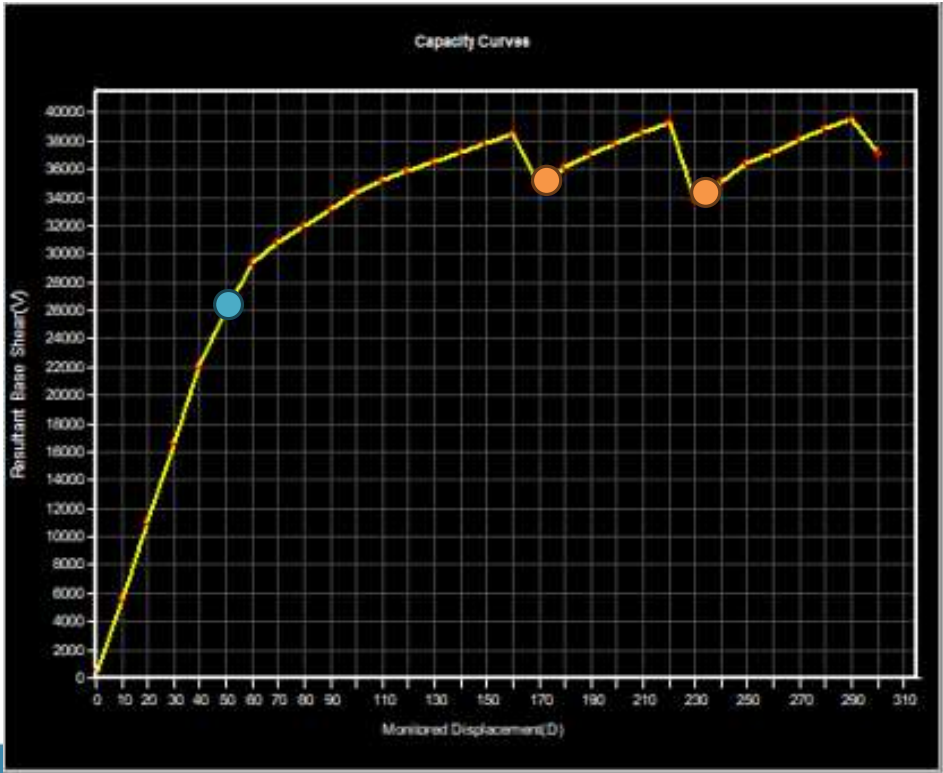
EJEMPLO DE APLICACIÓN

Respuesta en condición de base rígida

Pushover Transversal



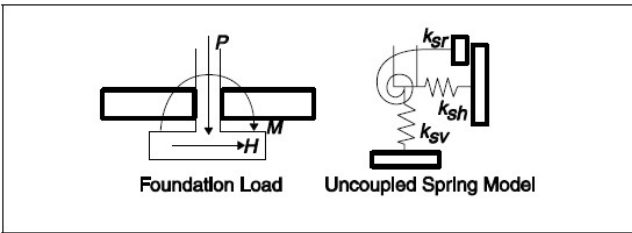
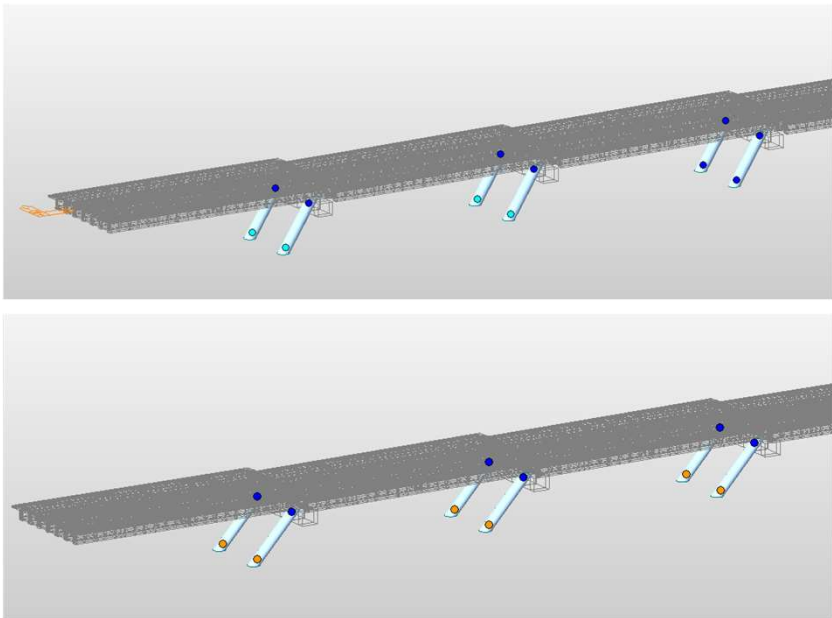
PUSHOVER TRANSVERSAL			
Step	Descripcion	Color rotula	Deformacion lateral asociada (mm)
5	Formación primera rotula	Cyan	50.561
17	Falla primera columna	Naranja	170.601
23	Falla segunda columna	Naranja	230.582



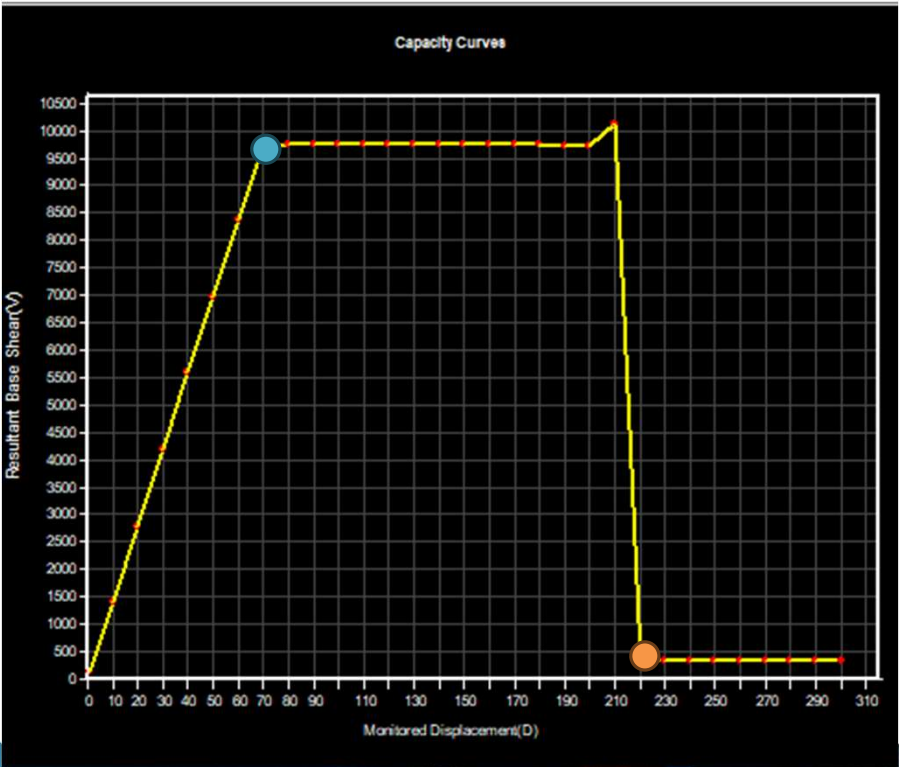
EJEMPLO DE APLICACIÓN

Rigidez elástica aplicada en nodos.

Pushover Longitudinal.



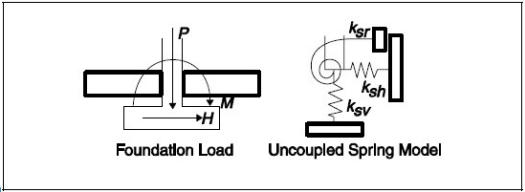
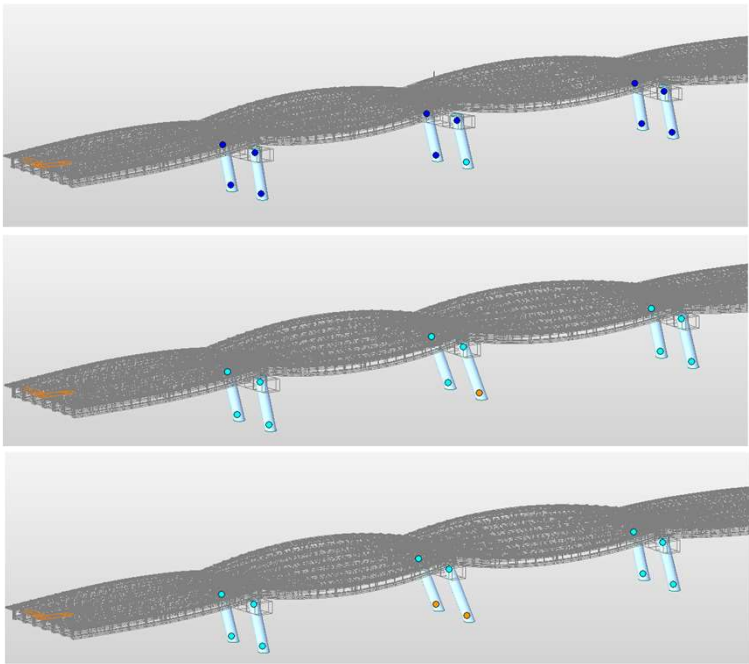
PUSHOVER LONGITUDINAL			
Step	Descripcion	Color rotula	Deformacion lateral asociada (mm)
7	formacion primera rotula	Cyan	70.447
22	Falla todos los bent	Naranja	220.48



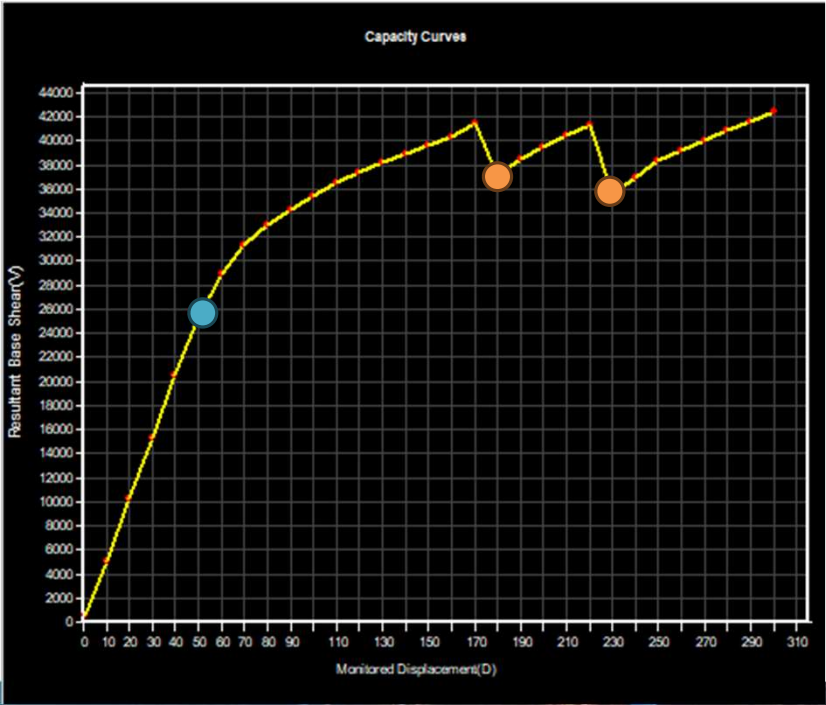
EJEMPLO DE APLICACIÓN

Rigidez elástica aplicada en nodos.

Pushover Transversal.

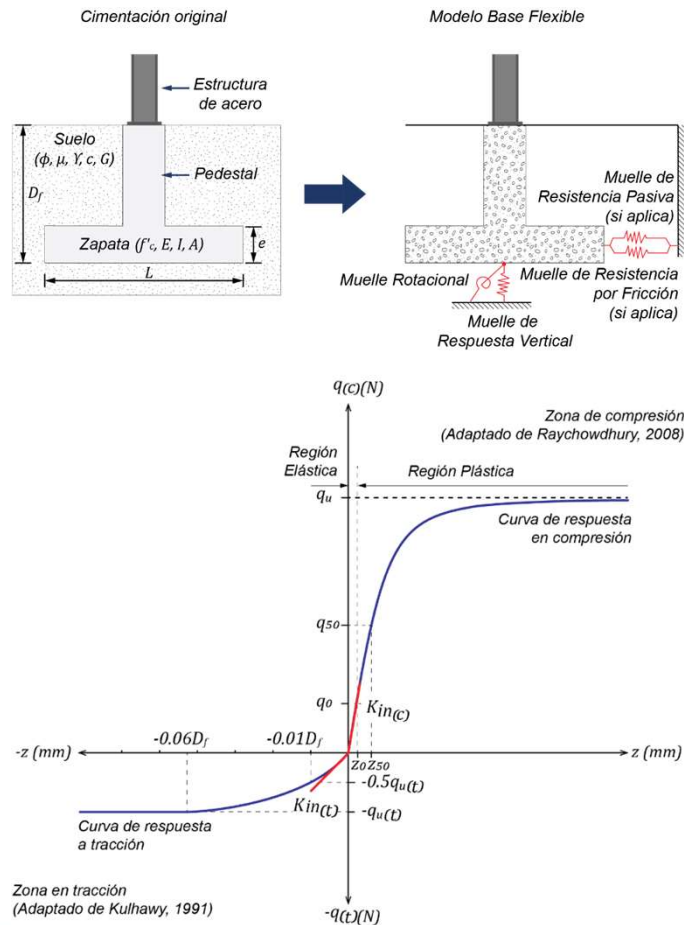


PUSHOVER TRANSVERSAL			
Step	Descripcion	Color rotula	Deformacion lateral asociada (mm)
5	formacion primera rotula	Cyan	50.537
18	Falla primera columna	Naranja	180.616
23	falla segunda columna	Naranja	230.601



EJEMPLO DE APLICACIÓN

Rigidez inelástica aplicada en nodos.



Add/Modify/Show Forces-Deformation Function

Name

Rig Vertical

Type

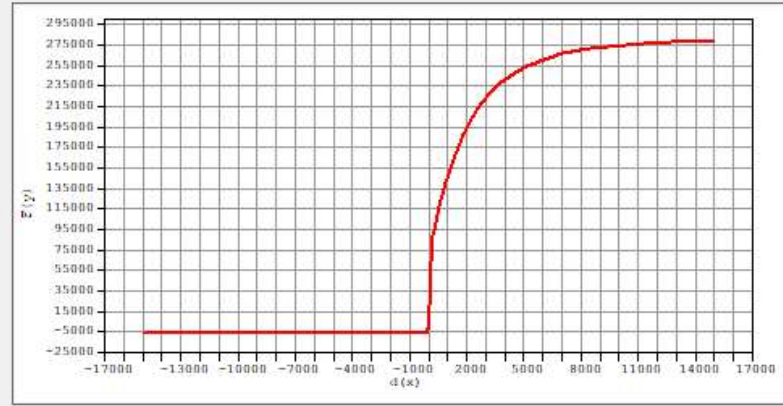
☒ Force

☐ Moment

☐ Symmetric

☒ Unsymmetric

	d(x) (mm)	F(y) (kN)
1	-15000.0	-6526.126
2	-14407.2	-6526.126
3	-13814.3	-6526.126
4	-13221.6	-6526.126
5	-12628.7	-6526.126
6	-12036.0	-6526.126
7	-11443.2	-6526.126
8	-10850.3	-6526.126
9	-10257.6	-6526.126
10	-9664.79	-6526.126
11	-9072.00	-6526.126
12	-8479.20	-6526.126



OK

Cancel

Apply



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

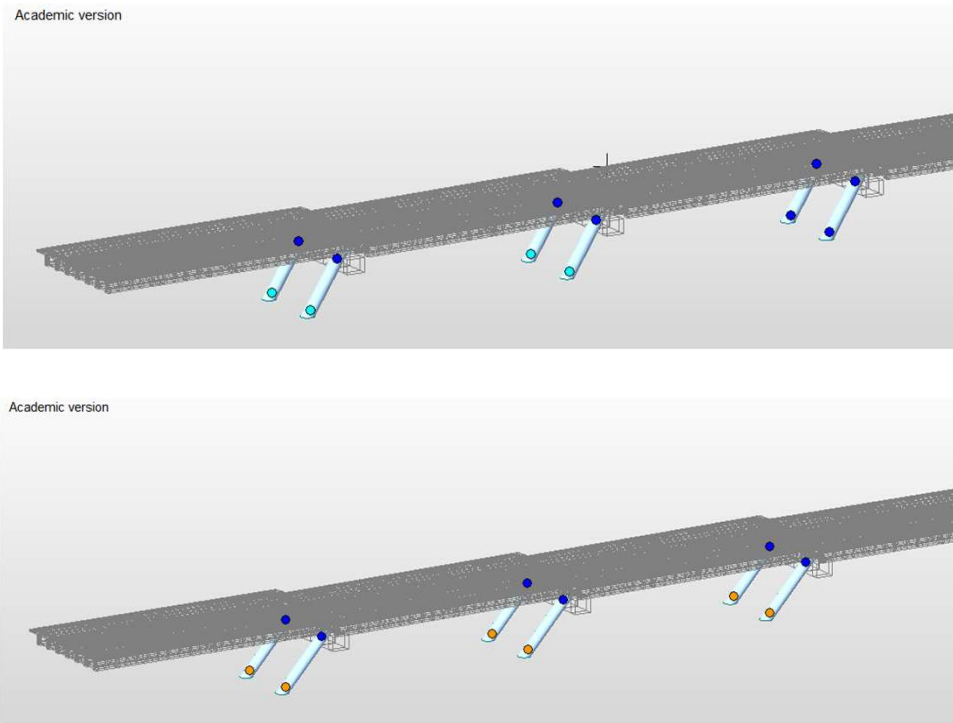
De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



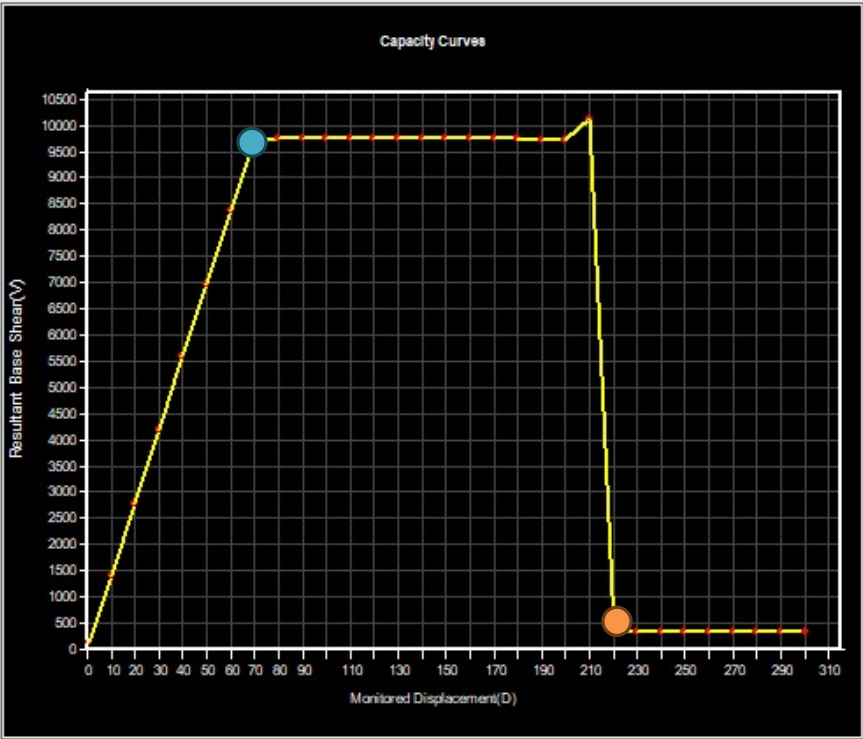
EJEMPLO DE APLICACIÓN

Rigidez inelástica aplicada en nodos.

Pushover Longitudinal.



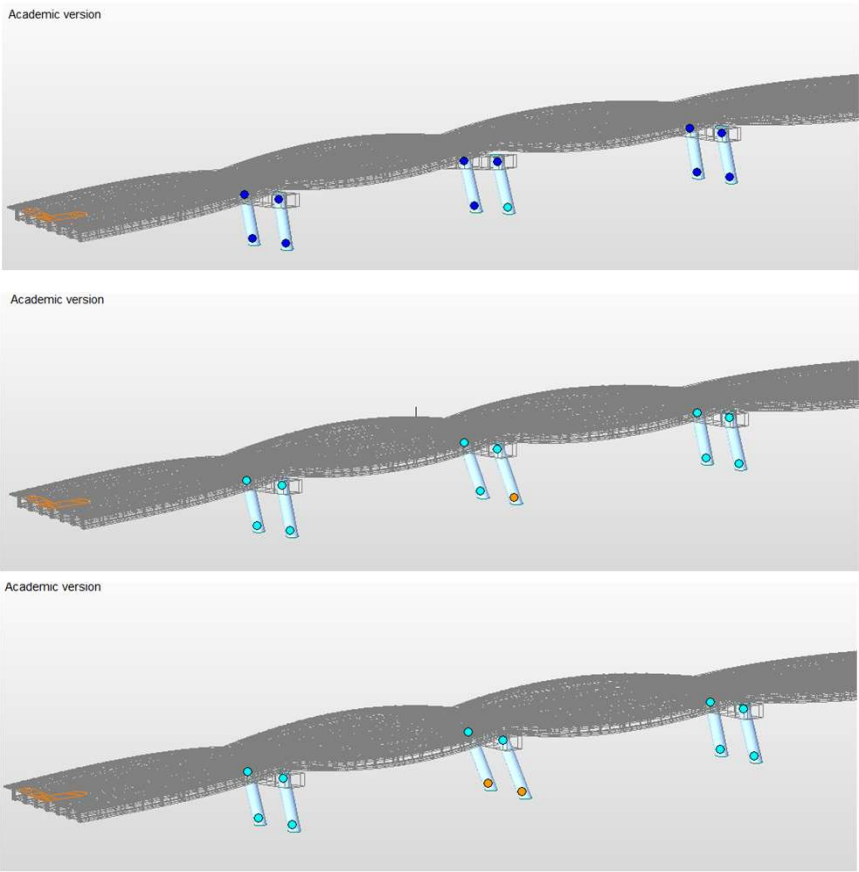
PUSHOVER LONGITUDINAL			
Step	Descripción	Color rotula	Deformacion lateral asociada (mm)
7	Formación primera rotula	Cyan	70.551
22	Falla todos los bent	Naranja	220.474



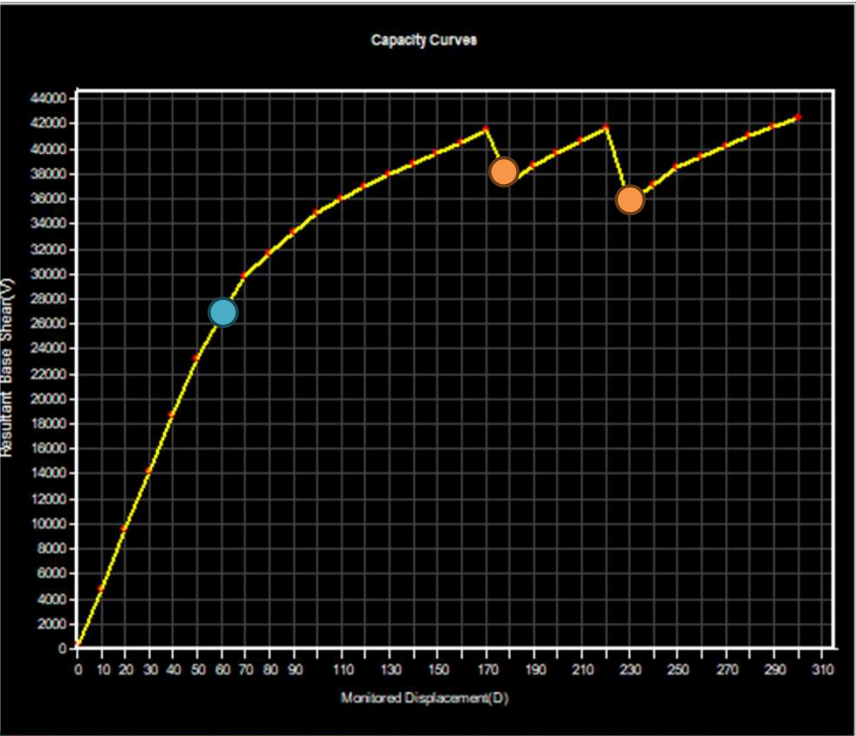
EJEMPLO DE APLICACIÓN

Rigidez inelástica aplicada en nodos.

Pushover Transversal.



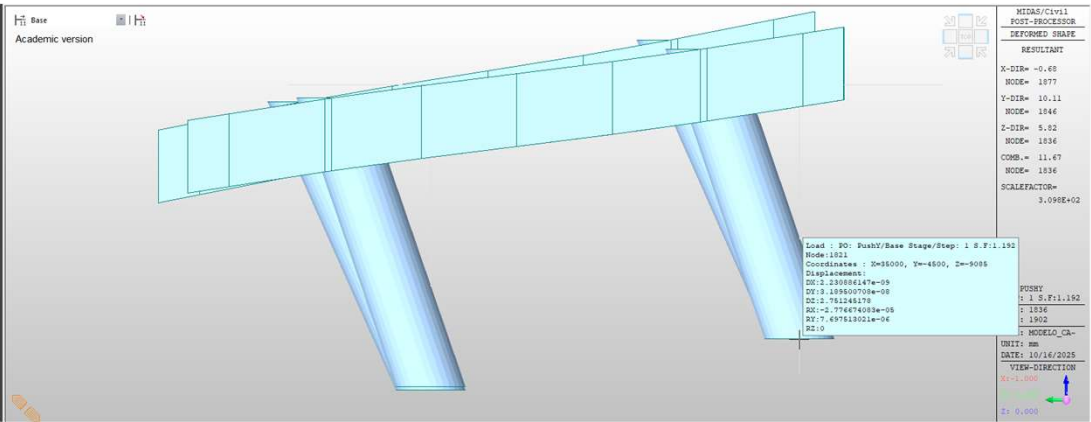
PUSHOVER TRANSVERSAL			
Step	Descripción	Color rotula	Deformación lateral asociada (mm)
6	Formación primera rotula	Cyan	60.497
18	Falla primera columna	Naranja	180.544
23	falla segunda columna	Naranja	230.573



EJEMPLO DE APLICACIÓN

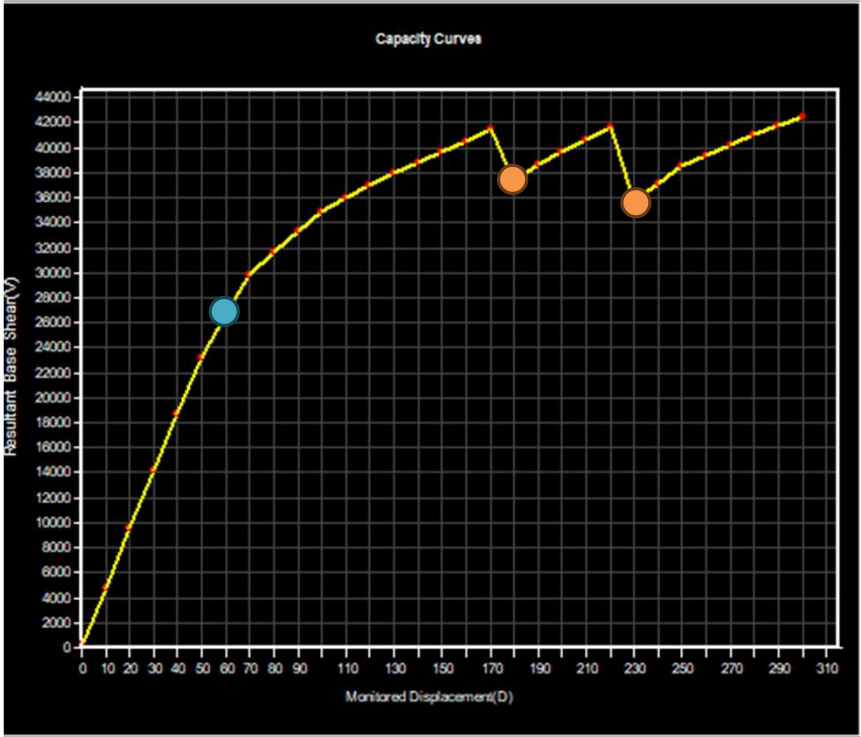
Rigidez inelástica aplicada en nodos.

Pushover Transversal.



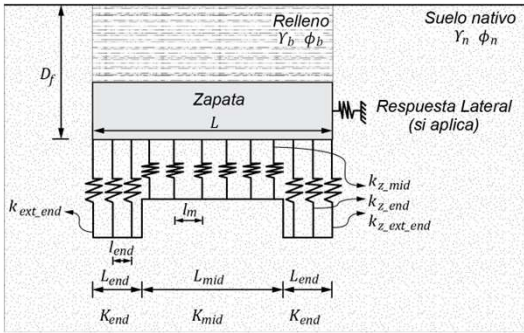
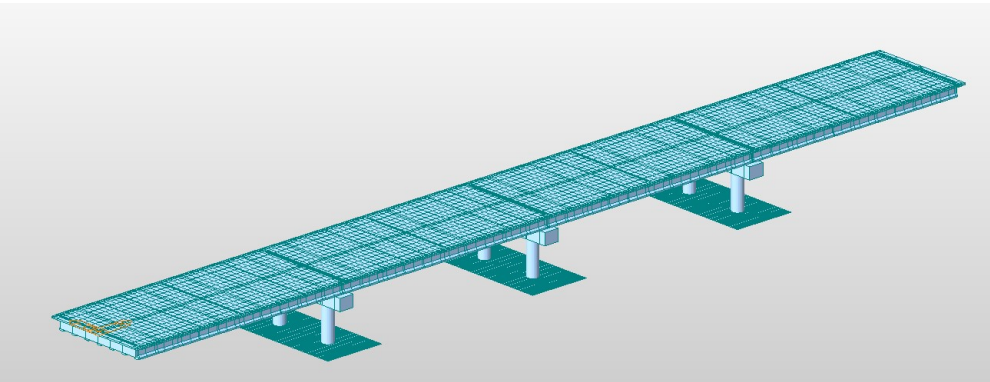
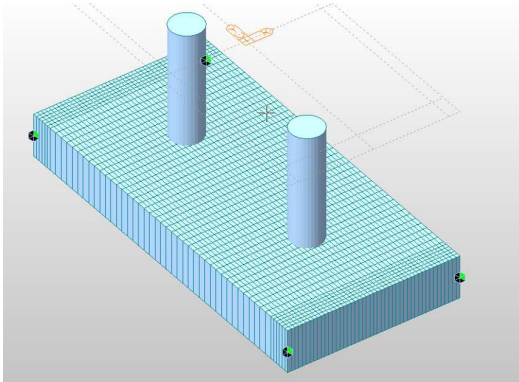
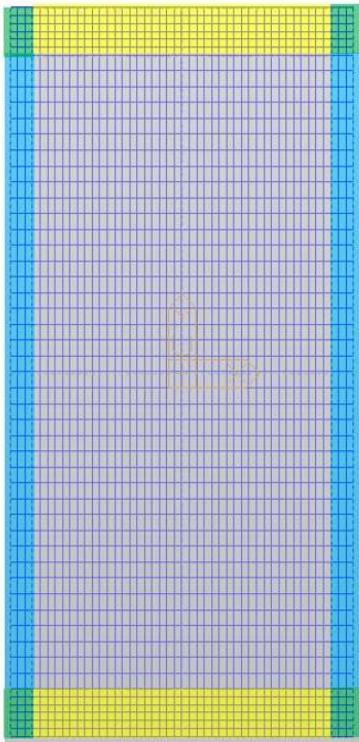
Load : PO: PushY/Base Stage/Step: 1 S.F:1.192
Node:1821
Coordinates : X=35000, Y=-4500, Z=-9085
Displacement:
DX:2.230886147e-09
DY:3.189500708e-08
DZ:2.751245178
RX:-2.776674083e-05
RY:7.697513021e-06
RZ:0

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

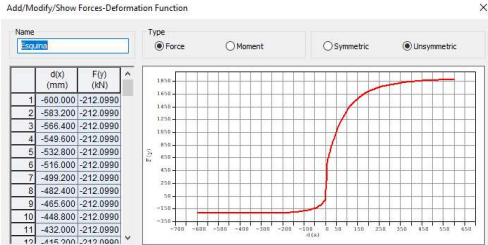
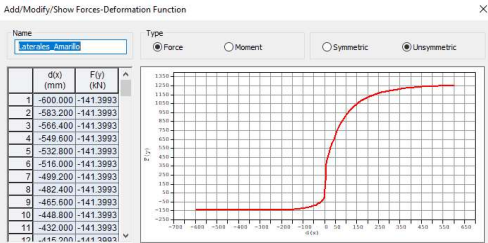
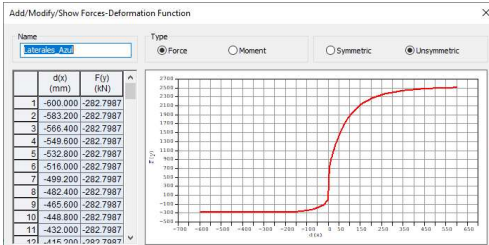
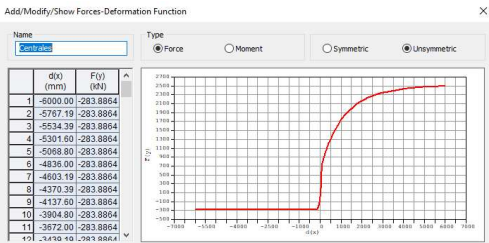


EJEMPLO DE APLICACIÓN

Rigidez inelástica distribuida.



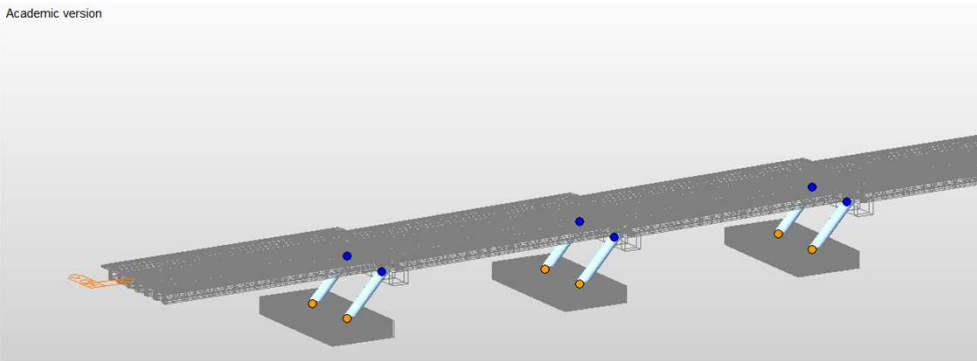
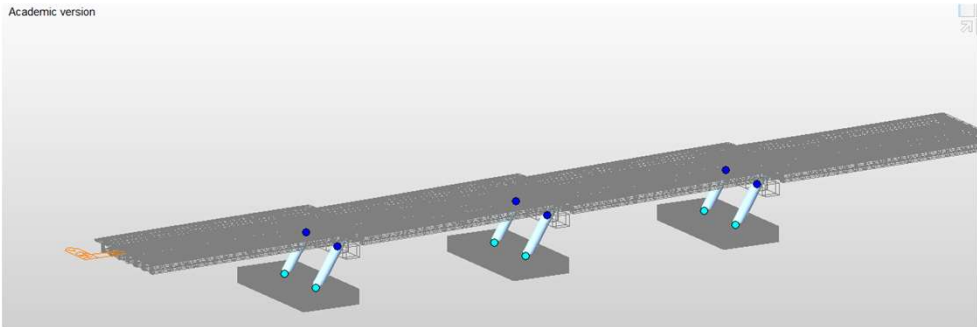
Distribución de muelles verticales debajo de la zapata para reproducir la rigidez vertical y rotacional simultáneamente



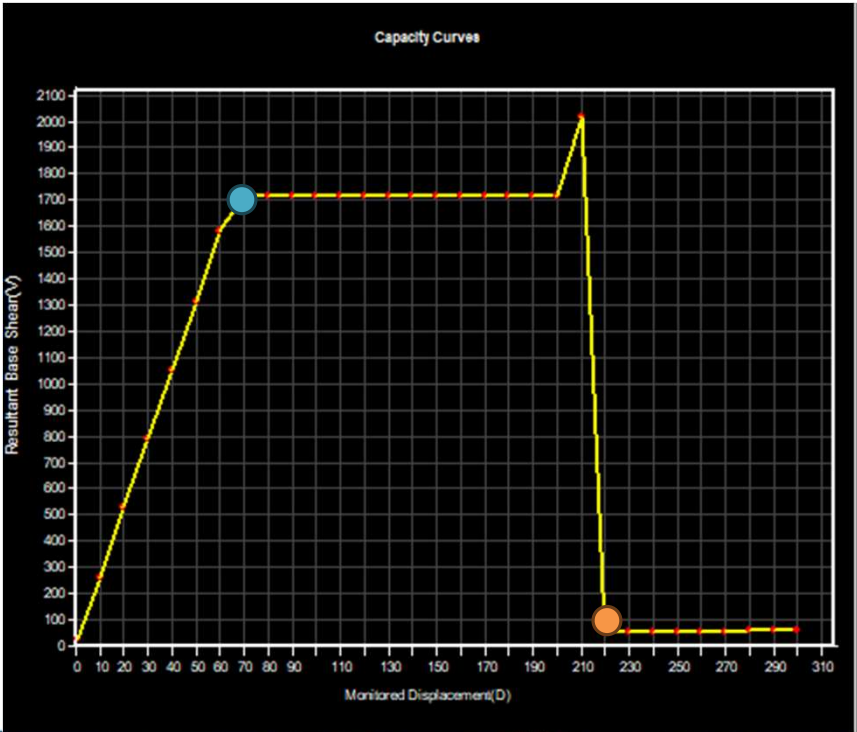
EJEMPLO DE APLICACIÓN

Rigidez inelástica distribuida.

Pushover Longitudinal.

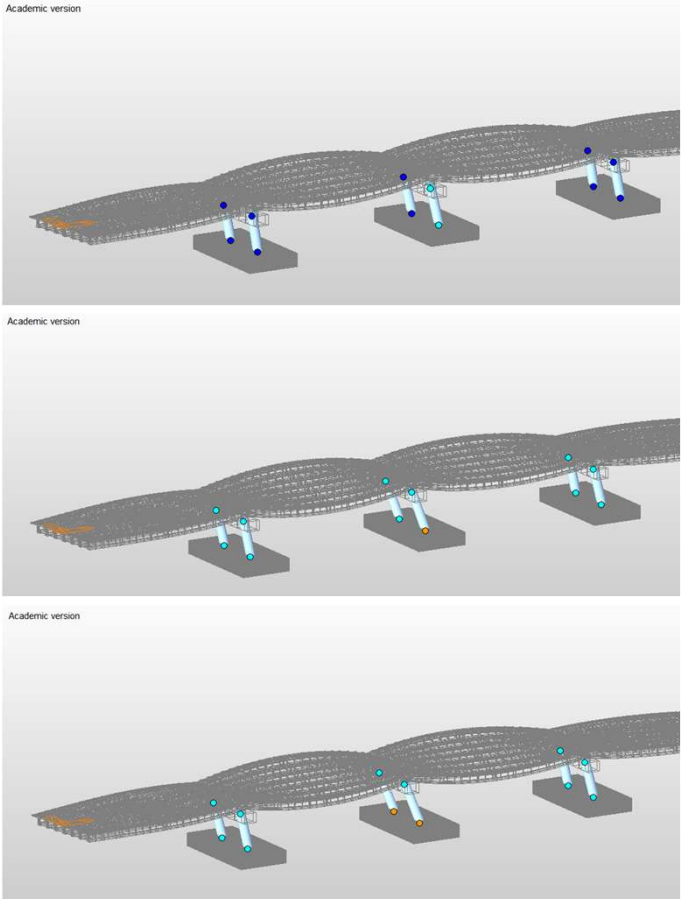


PUSHOVER LONGITUDINAL			
Step	Descripción	Color rotula	Deformacion lateral asociada (mm)
7	Formación primera rotula en todas las columnas	Cyan	70.589
22	Falla todos los bent	Naranja	220.651



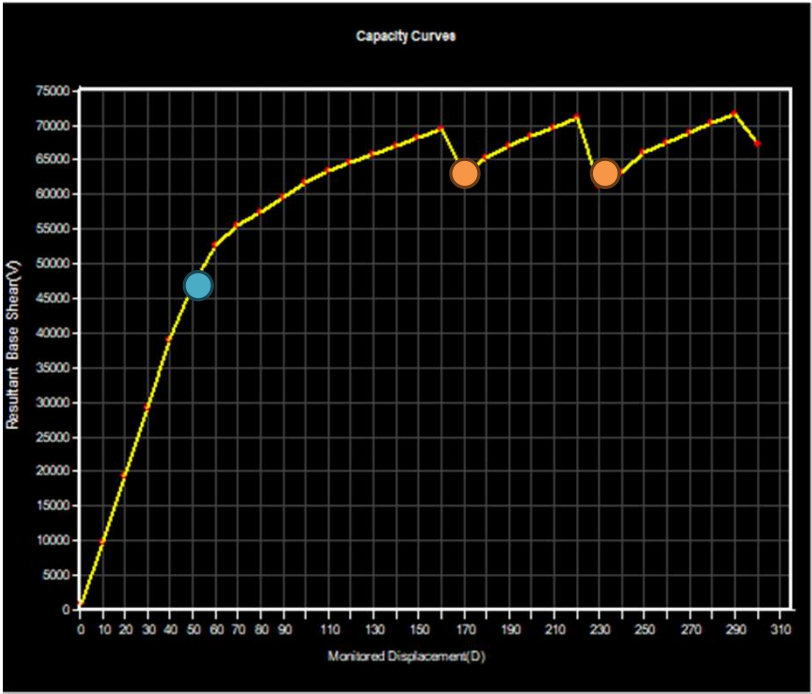
EJEMPLO DE APLICACIÓN

Pushover Transversal.



Rigidez inelástica distribuida.

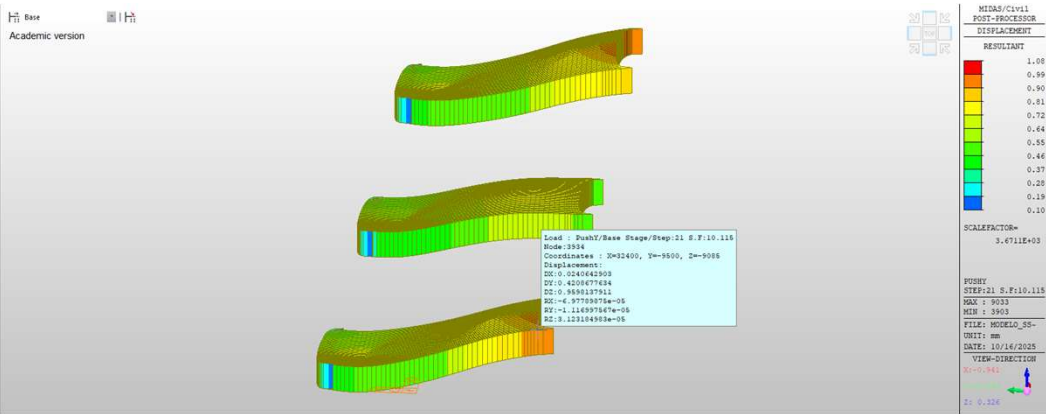
PUSHOVER TRANSVERSAL			
Step	Descripción	Color rotula	Deformacion lateral asociada (mm)
5	Formación primera rotula	Cyan	50.573
17	Falla primera columna	Naranja	170.554
23	falla segunda columna	Naranja	230.581



EJEMPLO DE APLICACIÓN

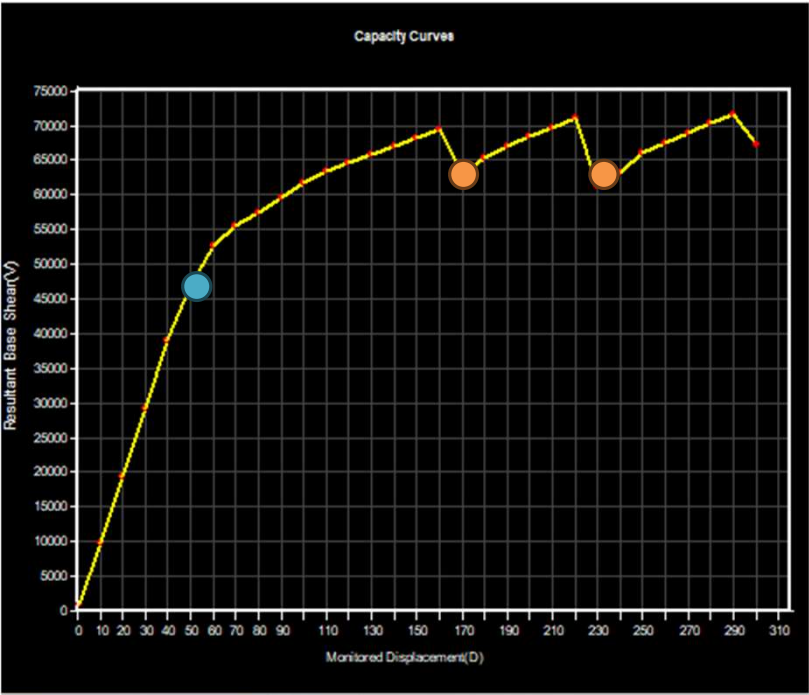
Rigidez inelástica distribuida.

Pushover Transversal.



Load : PushY/Base Stage/Step:21 S.F:10.115
Node:3934
Coordinates : X=32400, Y=-9500, Z=-9085
Displacement:
DX:0.0240642903
DY:0.4208677634
DZ:0.9598137911
RX:-6.97789875e-05
RY:-1.116997567e-05
RZ:3.123184983e-05

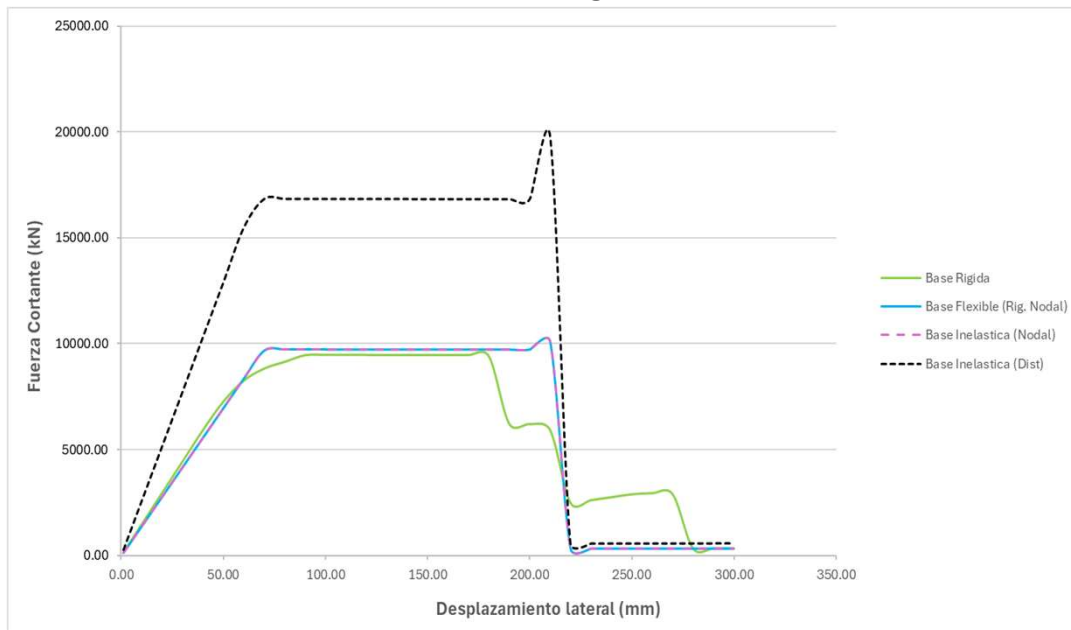
PUSHOVER TRANSVERSAL			
Step	Descripción	Color rotula	Deformacion lateral asociada (mm)
5	Formación primera rotula	Cyan	50.573
17	Falla primera columna	Naranja	170.554
23	falla segunda columna	Naranja	230.581



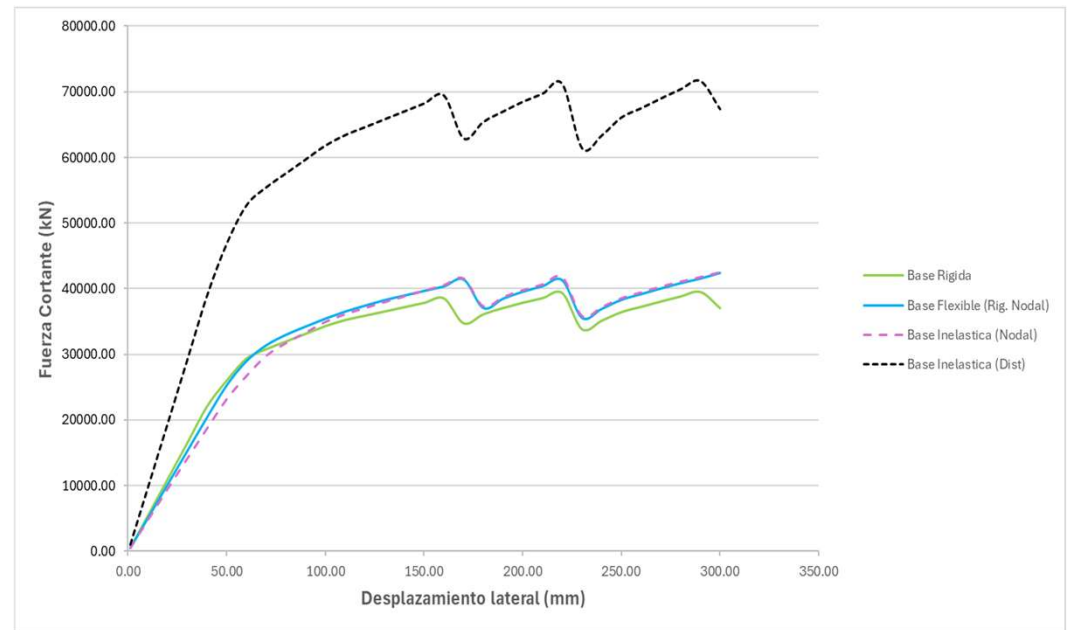
EJEMPLO DE APLICACIÓN

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

Pushover Longitudinal.



Pushover Transversal.



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



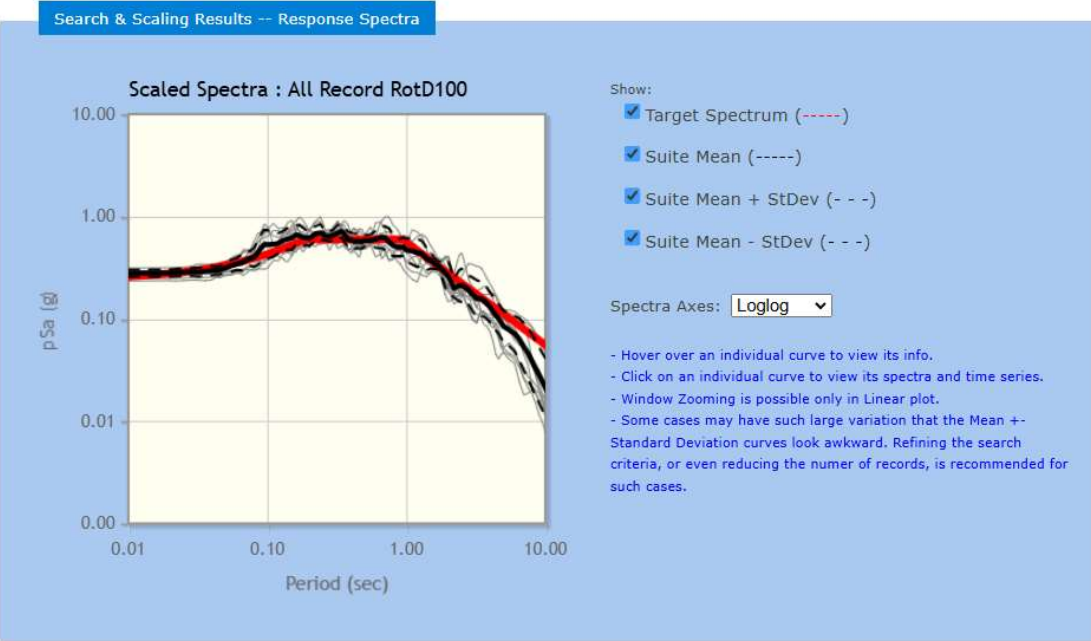
Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



EJEMPLO DE APLICACIÓN

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



Results -- Metadata

Click heading of the column to be sorted in ascending order

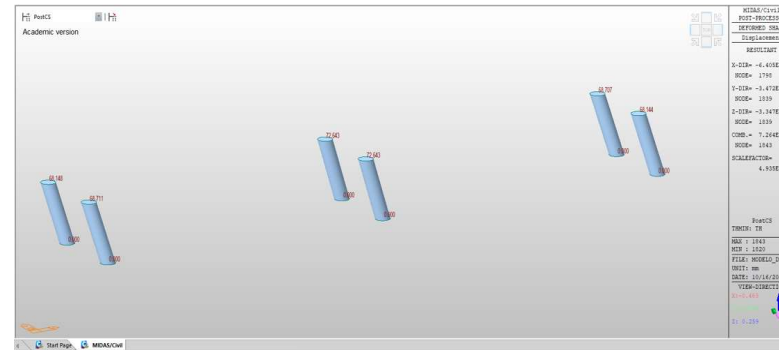
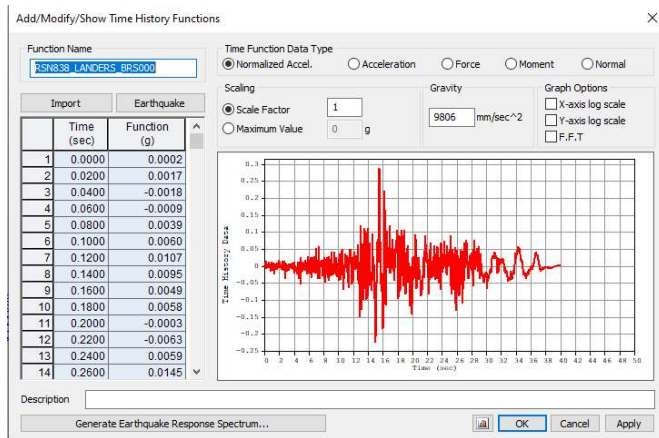
☐ Rescale Using Checked Records

	Result ID	Spectral Ordinate	Record Seq. #	MSE	Scale Factor	Tp(s)	D5-75(s)	D5-95(s)	Arias Intensity (m/s)	Event	Year	Station	Mag	Mechanism
<input type="checkbox"/> view	1	RotD100	838	0.0284	2.162	9.128	12.3	21.3	0.2	Landers	1992	Barstow	7.28	strike sl
<input type="checkbox"/> view	2	RotD100	864	0.1129	0.9769	-	21.7	27.1	2.3	Landers	1992	Joshua Tree	7.28	strike sl
<input type="checkbox"/> view	3	RotD100	882	0.0946	1.9886	-	25.3	37.9	0.7	Landers	1992	North Palm Springs	7.28	strike sl
<input type="checkbox"/> view	4	RotD100	884	0.0602	2.6652	-	26.2	38.9	0.4	Landers	1992	Palm Springs Airport	7.28	strike sl
<input type="checkbox"/> view	5	RotD100	900	0.0339	1.1235	7.504	10.9	18.9	0.9	Landers	1992	Yermo Station	7.28	strike sl
<input type="checkbox"/> view	6	RotD100	1762	0.0724	1.35	-	12.5	26.7	0.9	Hector Mine	1999	Amboy	7.13	strike sl
<input type="checkbox"/> view	7	RotD100	2744	0.1126	2.5933	-	16.4	20.8	0.2	Chi-Chi, Taiwan-	1999	CHY08804	6.2	strike sl
<input type="checkbox"/> view	8	RotD100	3757	0.0882	1.9947	-	25.0	35.9	0.7	Landers	1992	North Palm Springs Fire Sta #26	7.28	strike sl

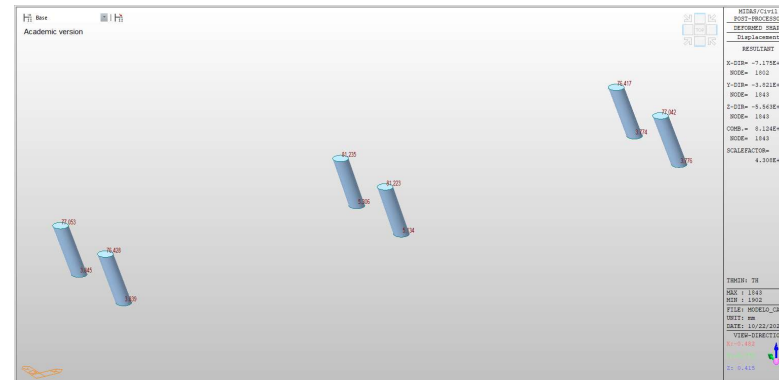
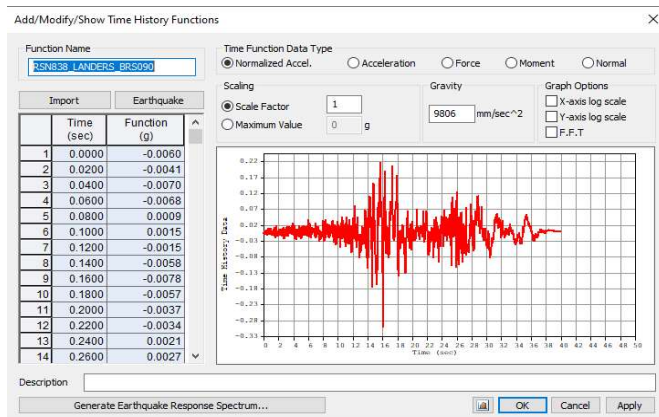


EJEMPLO DE APLICACIÓN

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



Base Rígida



Base Flexible Elástica
(Rigidez Nodal)



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025

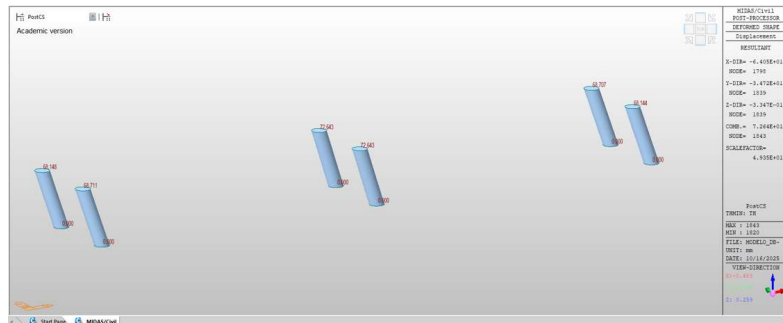


Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

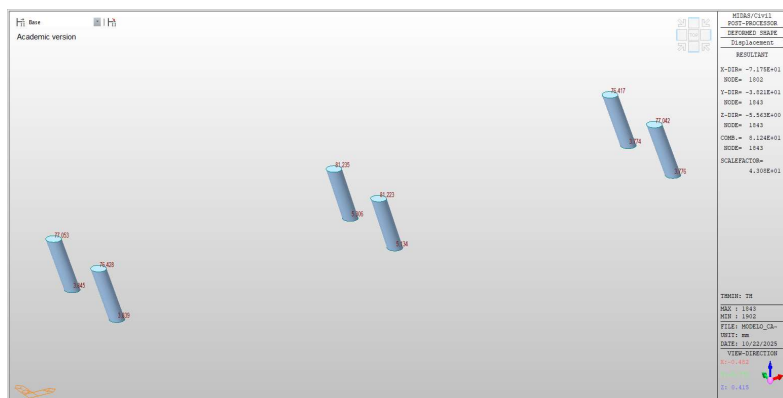
De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



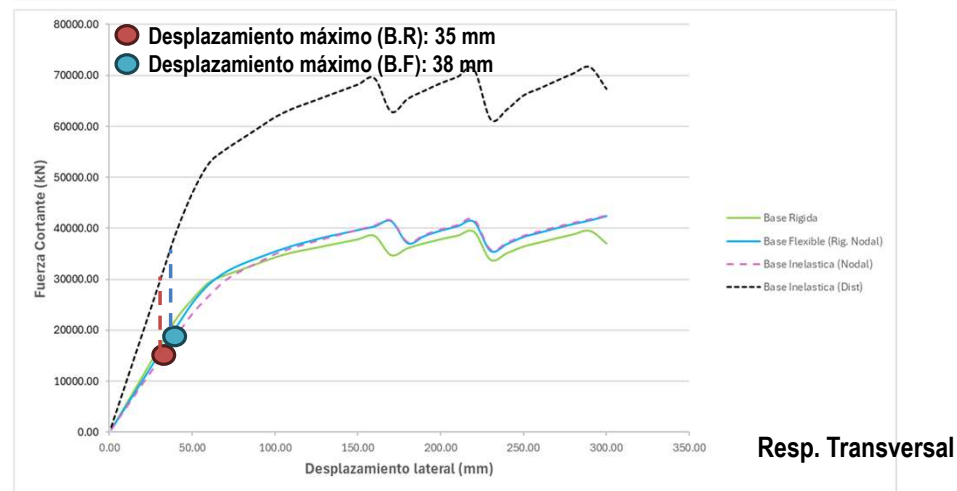
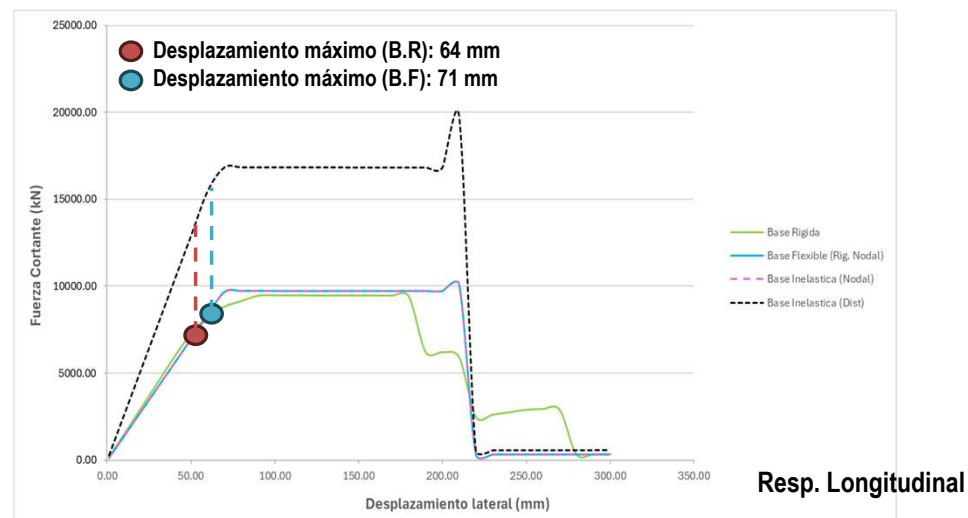
Respuesta del puente ante un registro sísmico cónsono con el espectro de diseño utilizado (TH Lineal).



Base Rígida



Base Flexible Elástica (Rigidez Nodal)

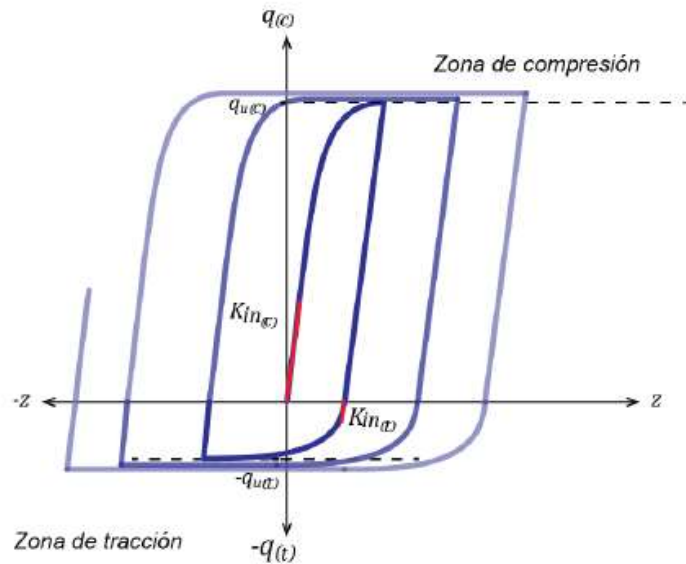


EJEMPLO DE APLICACIÓN

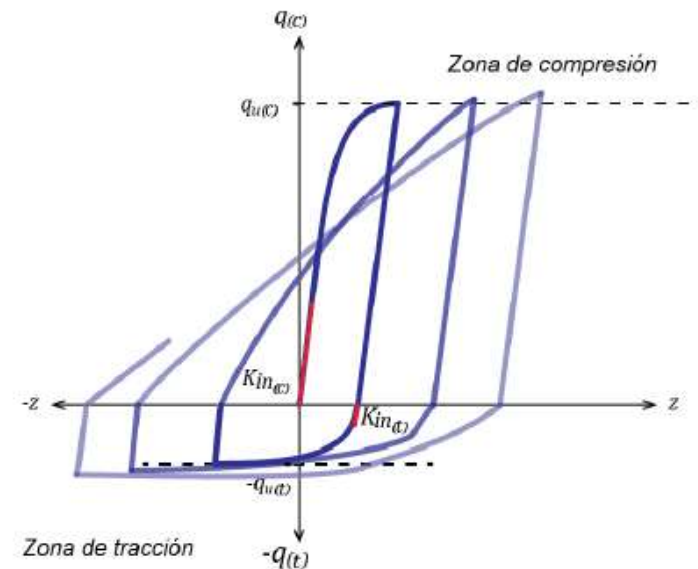
Evaluar la respuesta no lineal del puente considerando el mecanismo de respuesta cíclico del sistema suelo-cimentación.

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)



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

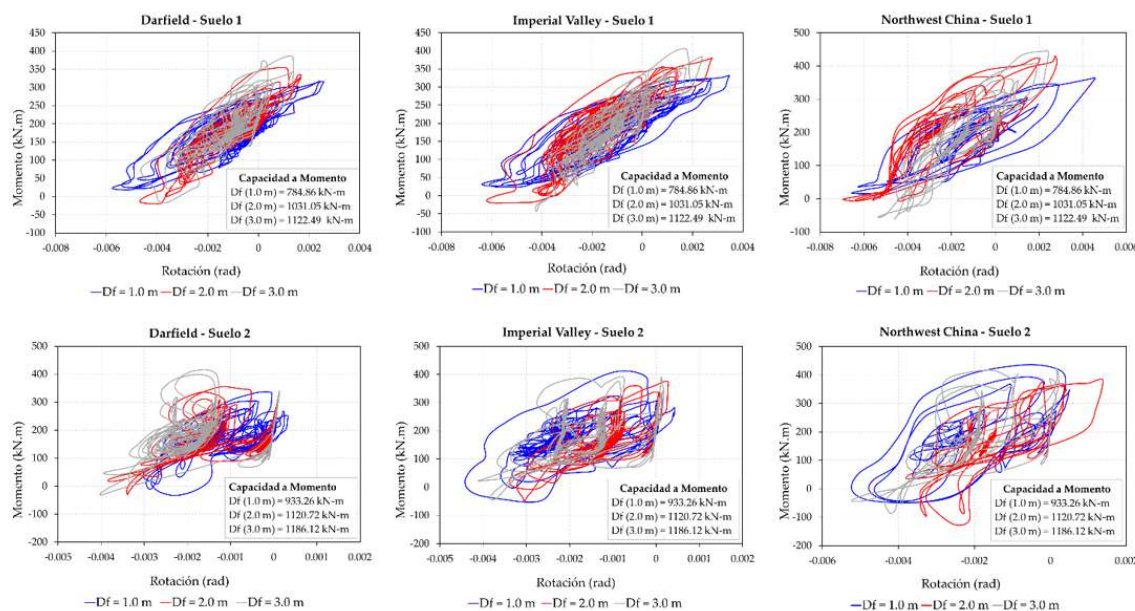
De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



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.



- 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.

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)



SIMPOSIO INTERNACIONAL
DE INGENIERÍA DE PUENTES
SIIP 2025



Asociación de Ingenieros
Estructurales de Antioquia

De Medellín para el mundo: Conectando
saberes, construyendo futuro



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.

