

Análisis dinámico no lineal de un puente vial chileno: Comparación entre OpenSees y SAP2000

R. Astroza (1), R. Bazáez (2), N. Contreras (3), F. Hernández (4), F. Ochoa (5), C. Pastén (6), P. Heresi (7)

- (1) Profesor Asociado, Universidad de los Andes, Chile, rastroza@miuandes.cl
(2) Profesor Asistente, Universidad Técnica Federico Santa María, ramiro.bazaez@usm.cl
(3) Ph.D. Student, Curtin University,
(4) Profesor Asistente, Universidad de los Andes, Chile, fjhernandez@miuandes.cl
(5) Profesor Asistente, Universidad de Chile, fochoa@ing.uchile.cl
(6) Profesor Asistente, Universidad de Chile, cpasten@uchile.cl
(7) Profesor Asistente, Universidad Técnica Federico Santa María, pablo.heresi@usm.cl

Resumen

En la ingeniería práctica chilena, es habitual emplear el software SAP2000 para analizar y diseñar puentes según las prescripciones establecidas en el Manual de Carreteras (MdC), el cual se centra en análisis estáticos o modales espectrales. Actualmente, existe una tendencia global a llevar a cabo evaluaciones del desempeño de puentes basado en la respuesta estimada mediante modelos no lineales en el software OpenSees. Estos modelos se someten a registros sísmicos que representan distintos niveles de amenaza. En este contexto, el estudio presenta una revisión sobre cómo llevar a cabo la modelación dinámica no lineal de los diferentes componentes y sus interacciones en un puente característico chileno (puente Águila Norte) en los programas de elementos finitos OpenSees y SAP2000. La modelación de cada componente para describir su comportamiento histerético se basa en modelos disponibles en la literatura. Utilizando los modelos generados, se obtienen resultados numéricos de la respuesta global que son prácticamente idénticos en ambos programas, aunque se observan pequeñas diferencias en la respuesta local de algunos componentes. A partir de estos resultados, es posible determinar los niveles de desempeño de elementos clave de la estructura, como topes sísmicos, columnas, placas de apoyo elastoméricas, entre otros. En base a los resultados, se concluye que las herramientas disponibles en el programa SAP2000 son suficientes para llevar a cabo simulaciones no lineales en función del tiempo de puentes típicos chilenos.

Palabras-Clave: Análisis dinámico no-lineal, Puentes, Desempeño sísmico, OpenSees, SAP2000

Abstract

In Chile, SAP2000 is widely used for simulating and designing bridges in accordance with the Manual de Carreteras (MdC), which outlines guidelines for static and spectral modal analyses. Currently, there is a global trend towards performance-based bridge assessment, involving the utilization of nonlinear models developed in OpenSees, which are subjected to seismic records representing various levels of seismic hazard. This study presents the modeling and nonlinear dynamic response analysis of a characteristic Chilean bridge -Águila Norte bridge- considering different components and their interactions in the OpenSees and SAP2000 software platforms. A close correlation is observed between the numerical response of the bridge obtained from both software packages. Minor differences are found in the local behavior of specific components. These simulations allow the determination of performance levels for critical elements like shear keys, columns, elastomeric bearings, among others. Based on the results, we conclude that tools available in SAP2000 are sufficiently robust for conducting non-linear time-history analyses of bridges.

Keywords: Non-linear time-history analysis, bridges, seismic performance, OpenSees, SAP2000

1 Introducción

En los últimos años, se ha observado un claro cambio en la tendencia mundial de diseño sísmico de estructuras hacia un enfoque basado en el desempeño de la estructura (PBD por sus siglas en inglés). Esto se refleja en diversas normativas [1–3], que empiezan a describir y debatir distintas formas de implementar el PBD en los puentes de sus respectivos países o estados. El enfoque metodológico del PBD establece un marco de trabajo dividido en 4 etapas, donde la segunda etapa se centra en estimar la respuesta sísmica de la estructura mediante parámetros de demanda (EDP por sus siglas en inglés). Para obtener los EDP, es de suma importancia emplear un modelo no lineal de elementos finitos para analizar la estructura en cuestión. Para lograr esto, se deben identificar los elementos susceptibles de exhibir un comportamiento no lineal y seleccionar el modelo constitutivo que represente la respuesta del elemento. De esta manera, se pueden calcular las deformaciones y desplazamientos de la estructura durante un registro sísmico definido en la primera etapa del marco de trabajo del PBD.

La práctica ingenieril se enfoca en crear modelos de puentes utilizando el software comercial SAP2000 y en diseñar según las recomendaciones para análisis estáticos y modales-espectrales del Manual de Carreteras [4]. Sin embargo, el Manual no proporciona orientación sobre cómo llevar a cabo análisis no lineales, lo que podría requerir la consulta de normativas extranjeras. Hasta donde saben los autores, existen pocas normas o documentos que guíen el análisis no lineal en SAP2000, con algunas sugerencias provenientes de trabajos como [5], que se aplican principalmente a puentes en los Estados Unidos (generalmente monolíticos). En consecuencia, se necesita más investigación para adaptar estos enfoques a la práctica nacional. La literatura genera más interrogantes, ya que gran parte de las investigaciones se centran en análisis no lineales realizados en programas académicos como OpenSees [6], el cual, al ser de código abierto, facilita más este tipo de análisis en comparación con SAP2000. Debido a las razones mencionadas, el presente estudio tiene como objetivo examinar si es posible replicar los resultados obtenidos en OpenSees al realizar un análisis dinámico no lineal en SAP2000. Para lograr esta meta, se realiza una exhaustiva revisión bibliográfica para seleccionar modelos analíticos no lineales de componentes clave de puentes chilenos (tales como barras de anclaje vertical antisísmicas, placas de apoyo elastoméricas, topes sísmicos, columnas, interacción suelo-estructura y empuje pasivo del relleno) que sean adecuados para el caso de estudio. Además, se exploran las recomendaciones de varios manuales de modelado para estructurar el modelo del puente de manera que los elementos lineales y no lineales interactúen correctamente. Finalmente, se implementa un modelo del caso de estudio (puente Águila Norte) en SAP2000 y OpenSees, y se someten a análisis dinámicos no lineales, comparando las respuestas de los componentes clave y la respuesta global de la estructura.

2 Descripción del caso de estudio: Puente Águila Norte

La estructura a analizar corresponde al puente Águila Norte, ubicado en la provincia del Maipo, región Metropolitana ($33^{\circ}52'13''S$, $70^{\circ}44'54''W$). La Fig. 1 muestra una vista general del puente, el cual se compone de 5 vanos apoyados en 4 cepas y 2 estribos independientes auto-estables. Sobre cada cepa, los vanos conformados por losas de hormigón armado (HA) apoyadas sobre 4 vigas longitudinales de hormigón postensado, se conectan entre sí mediante losetas de continuidad, lo cual genera un tablero continuo. Las vigas longitudinales se encuentran separadas 2,6 m entre sí, como se ilustra en la Fig. 2a, y se unen transversalmente en los extremos de los vanos mediante diafragmas. La

conexión entre la superestructura y la infraestructura se logra mediante placas de apoyo elásticas con una dureza 60° Shore A. Además, tanto en las cepas como en los estribos hay dispuestas dos barras de anclaje vertical antisísmicas de acero A44-28H, recubiertas mediante tubos de PVC de 3 pulgadas de grosor, ubicadas entre cada par de vigas longitudinales.

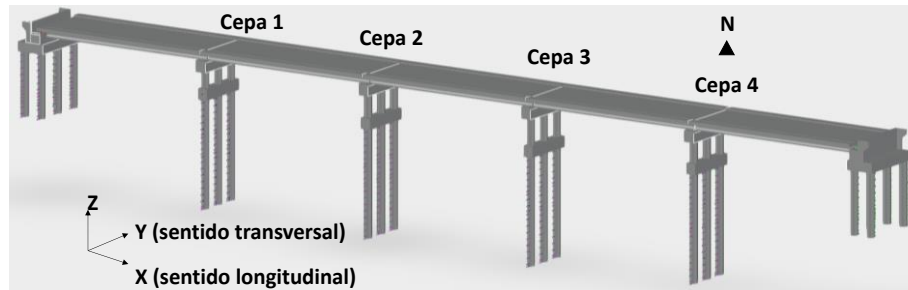


Fig. 1 – Esquema general del puente Águila Norte

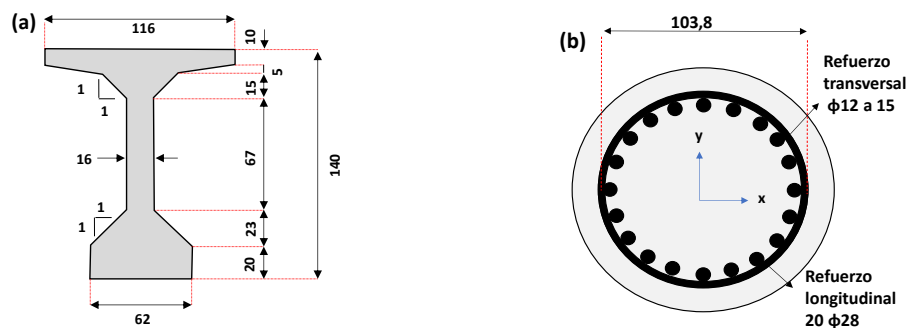


Fig. 2 – (a) Esquema vigas postensadas (en cm). (b) Sección transversal de las columnas (en mm).

Las cepas de hormigón armado están compuestas por una viga cabezal apoyada sobre columnas circulares (Fig. 2b), con topes sísmicos monolíticos en los extremos. La distancia entre los topes y las vigas longitudinales es de 5 cm en las cepas y 7,5 cm en los estribos. Las columnas tienen alturas variables de 3,3 m; 4,9 m; 4,2 m y 3,3 m de la cepa 1 a la cepa 4, y están conectadas en la parte inferior mediante una viga de fundación de HA. De esta viga nacen 3 pilotes de HA con 16,75 m de longitud, refuerzo longitudinal $27\phi 28$ y refuerzo transversal $\phi 12@20$. Los estribos tienen una viga de fundación de HA que conecta 5 pilotes de HA con 10 m de longitud, y el refuerzo es similar al de las cepas. El estribo también cuenta con un muro frontal de 1,36 m de altura, dos muros laterales y una separación longitudinal de 12,5 cm entre el estribo y las vigas. La materialidad y dimensiones de los elementos se describen en detalle en la Tabla 1 y Tabla 2, respectivamente. Los perfiles de suelo en los que se fundan los estribos y las cepas el puente se especifican en la Tabla 3 y Tabla 4, respectivamente, destacando que el nivel freático en cada caso es de -2,75 m y 0 m.

3 Modelos de elementos finitos

Siguiendo las recomendaciones de las guías de modelación del PEER [7] e IDOT [8], se decide utilizar modelos de tipología "spine" en los programas SAP2000 (SAP) y OpenSees (OS). Estos modelos se estructuran en los estribos empleando los dos niveles ilustrados en la Fig. 3a. Para garantizar la compatibilidad geométrica entre elementos, se incorporan elementos rígidos. A continuación, la

estructura principal del estribo representada en la Fig. 3a se conecta a los pilotes presentes en la Fig. 3b mediante nodos libres en el extremo inferior. Las cepas se modelan conforme a la Fig. 4a, donde las placas de apoyo elastoméricas (resortes azules) se exageran en altura con fines de representación. Además, los pilotes de la Fig. 3c se conectan a las cepas (Fig. 4a) mediante sus tres nodos superiores. Finalmente, los estribos y las cepas se enlazan a través del tablero mostrado en la Fig. 4b. Los nodos azules en los extremos longitudinales de esta figura corresponden a los nodos azules centrales de la Fig. 3a o la Fig. 4a, según corresponda. Además, se consideran masas rotacionales siguiendo las indicaciones del PEER [7]. Los elementos rígidos utilizados en las diversas estructuras son aquellos con una inercia y rigidez a torsión 1000 veces mayor que la de los elementos de unión y con una masa despreciable. A pesar de que los modelos en SAP2000 y OS comparten varios elementos en común, existen diferencias, como la implementación de modelos constitutivos y la modelación de las columnas. Estos aspectos y otros serán abordados con mayor profundidad en la siguiente sección.

Tabla 1 – Materialidad elementos del puente

| Elemento | Hormigón | Armadura |
|--|----------|----------|
| Losa, losa de continuidad y vigas | G35 | A63-42H |
| Diafragma, Viga cabezal columnas, viga de fundación y pilotes. | G25 | A63-42H |

Tabla 2 – Dimensiones de los elementos. Convención: eje X x eje Y x eje Z

| Elemento | Dimensiones [m] | Elemento | Dimensiones [m] |
|--|------------------------------------|-----------------------------|------------------------------|
| Pilote/columnas | ϕ 1,2 | Losa | 29,6×10,7×0,2 |
| Viga de fundación cepa (estribo) | 1,7×9×1,7 (4,7×10,9×1,5) | Losa de continuidad | 0,8×10,7×0,2 |
| Viga cabezal | 1,7×10×1,5 | Barra antisísmica | ϕ 22 |
| Placa de apoyo elastomérica cepa (estribo) | 0,41×0,41×0,06 (0,42×0,42×0,08) | Tope sísmico cepa (estribo) | 1,7×0,74×0,3 (1×1,07×0,3) |

Tabla 3 – Perfil de suelo estribo

| Estrato | Espesor [m] | Peso específico γ [kN/m ³] | Coefficiente Poisson ν [-] | Módulo de deformación E [MPa] | Ángulo de Fricción interna ϕ [°] |
|----------------|-------------|---|--------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| Arena gravosa | 0-2 | 19 | 0,35 | 54 | 35 |
| Grava media | 2-8,5 | 20 | 0,35 | 168,6 | 40 |
| Arcilla limosa | 8,5-10,5 | 18 | 0,4 | 30 | 10 |
| Grava gruesa | 10,5-20 | 21 | 0,35 | 187 | 43 |

Tabla 4 – Perfil de suelo cepa

| Estrato | Espesor [m] | Peso específico γ [kN/m ³] | Coefficiente Poisson ν [-] | Módulo de deformación E [MPa] | Ángulo de Fricción interna ϕ [°] |
|----------------|-------------|---|--------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| Grava media | 0-5,5 | 20 | 0,35 | 168,6 | 40 |
| Arcilla limosa | 5,5-8,5 | 18 | 0,4 | 30 | 10 |
| Grava gruesa | 8,5-20 | 21 | 0,35 | 187 | 43 |

4 Aspectos de modelación

En relación a los topes sísmicos, la literatura internacional presenta varios modelos analíticos para describir su respuesta (e.g., [9-10]). Estos modelos detallan diferentes modos de falla que describen la

respuesta de los topes sísmicos, y la elección depende del tipo de falla que controle el comportamiento [11]. Sin embargo, estudios paralelos realizados por Carrillo [11] en el puente Águila Norte sugieren que las condiciones específicas pueden alterar la respuesta de los topes sísmicos y que, por lo tanto, ningún modelo sugerido en la literatura se ajusta completamente a la respuesta tanto en cepas como en estribos. Aun así, se opta por utilizar el modelo comúnmente usado en la literatura para topes exteriores monolíticos, siguiendo las indicaciones de Goel & Chopra [12]. No obstante, se resalta la necesidad de avalar su uso con nuevos estudios. La implementación de los modelos analíticos en OpenSees (OS) sigue las recomendaciones de Mosalam et al. [7], mientras que en SAP2000 (SAP) se utiliza dos elementos "link" en serie, uno de tipo "gap" y otro de tipo "MLP" con histéresis de concreto. El modelo analítico de Goel & Chopra [12] se ajusta al elemento "MLP" en SAP2000.

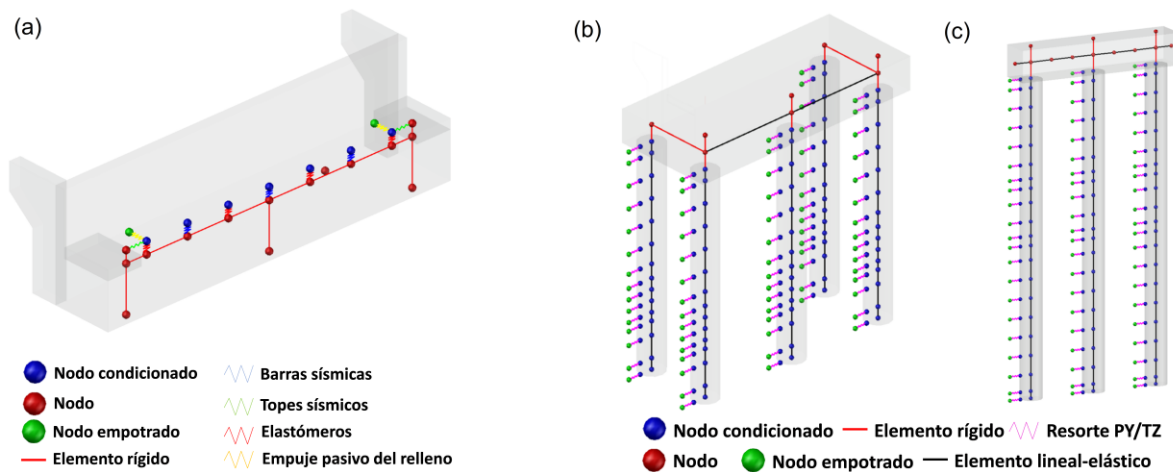


Fig. 3 – (a) Modelación del estribo, (b) Modelación de los pilotes en estribos, (c) Modelación de los pilotes en cepas.

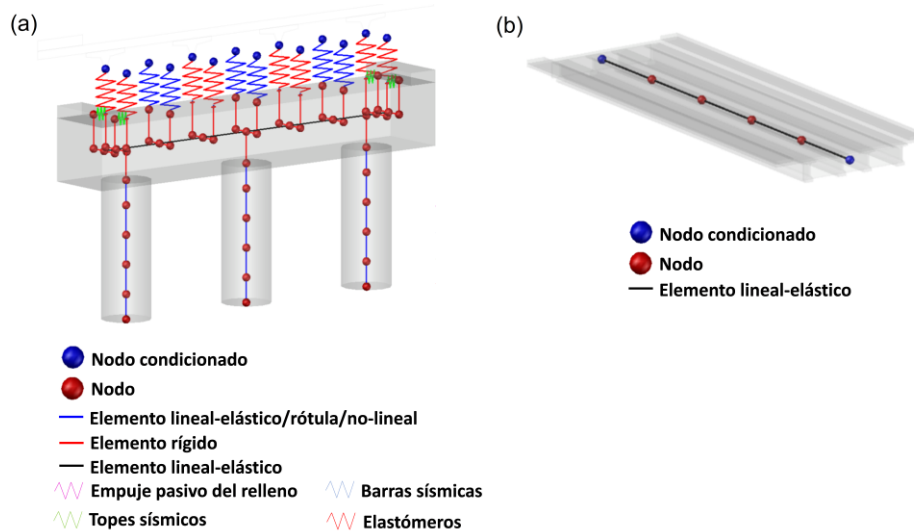


Fig. 4 – (a) Modelación de cepas, (b) Modelación del tablero.

En cuanto a las barras de anclaje vertical antisísmicas, hay poca literatura sobre su comportamiento histerético, en gran parte debido a su uso predominantemente en Chile. Basándose en esto, se

emplea el modelo analítico de Martínez [13] para describir la respuesta lateral de las barras, mientras que la respuesta vertical se considera elástica perfectamente plástica, similar a lo propuesto por Wilches et al. [14], pero sin considerar el pretensado inicial. La implementación en OS es directa, siguiendo las indicaciones de Martínez [13]. Por otro lado, en SAP se proponen dos elementos “link” en paralelo, cada uno representando una rama (positiva o negativa) del modelo de Martínez [13], utilizando histéresis de concreto de tipo “MLP”. La respuesta vertical se configura en uno de los elementos y se modela como concreto. Respecto a las placas de apoyo elastoméricas deslizantes, la literatura de Estados Unidos es amplia [8], pero se opta por el modelo propuesto por Rubilar [15] debido a su enfoque en la práctica chilena. Este modelo se combina con el coeficiente de fricción de Steelman et al. [16] y la rigidez dada por la ecuación 14.6.3.1.2 de la AASHTO [17]. Las respuestas vertical y torsional se consideran lineales-elásticas y se definen según la AASHTO [17]. La implementación en OS se detalla en Rubilar [15], y en SAP se homologa utilizando un “link” MLP con histéresis de concreto, donde la respuesta lateral se configura según la función de Rubilar.

En relación a la formación de rótulas plásticas en las áreas superior e inferior de las columnas, se consideran estudios del PEER [7] y Caltrans [2], que presentan los métodos de plasticidad concentrada y distribuida, concluyendo que el de plasticidad distribuida es el más recomendable. Basándose en estas recomendaciones, en OS las rótulas se introducen como elementos “force-based beam-column”, con una longitud de rótula plástica según la ecuación de Priestley et al. [18]. En SAP, se utilizan rótulas P-M2-M3, siguiendo las sugerencias del PEER [7], y con la misma longitud de rótula plástica. Para los modelos constitutivos de los materiales de las fibras, se utiliza el modelo de Mander et al. [19] para el hormigón confinado y no confinado, y el modelo de Menegotto-Pinto [20] para el acero de refuerzo. La implementación de estos modelos en OS se hace mediante los materiales Concrete02 y Steel02. En SAP, se utiliza una histéresis de tipo concreto para el hormigón y una histéresis de tipo cinemático para el acero, simplificada con el modelo de Kwak & Filipov [21].

Aunque existen varias propuestas para representar el empuje pasivo del relleno (e.g., [2,7,8,22]), se decide seguir las recomendaciones de Hernández [23], quien compara diferentes modelos con la resistencia estimada del empuje pasivo del relleno del puente Águila Norte mediante LS-DYNA. La implementación del modelo en OS se realiza utilizando el material hyperbolicGapMaterial, y en SAP se utiliza un sistema similar al propuesto para los topes sísmicos. En relación a la interacción suelo-estructura (SSI), que se aborda de diversas formas en la literatura [7,24]), se sigue el enfoque de Mosalam et al. [7] para evitar altos costos computacionales. En OS se emplean los materiales Pysimple1, Tzsimple y Qzsimple1 [25] para representar la resistencia lateral, fricción de fuste y empuje de punta, respectivamente. Estos elementos se encuentran disponibles en la biblioteca de OS y se ajustan según diferentes modelos y ecuaciones detalladas en la Tabla 5. Las resistencias últimas se minoran según las recomendaciones de la AASHTO [17]. Para la implementación en OS se utiliza un espaciamiento de 1 m entre resortes, a excepción de los cambios de estrato, en donde esta separación disminuye para compatibilizar la discretización. Por otra parte, en SAP se utiliza un sistema propuesto con elementos “link” para simular el comportamiento (Fig. 5), donde el elemento “función” es parametrizado por el modelo histerético acorde al tipo de suelo (ver Tabla 5) mediante una histéresis del tipo concrete si se representa la resistencia de punta, y una histéresis tipo Kinematic en el resto de los casos. El “limitador” es configurado con una rigidez inicial alta y una fuerza de fluencia igual a la capacidad última y el amortiguador es ajustado según el valor de C (que modela el

amortiguamiento por radiación). Es de destacar que el sistema propuesto ignora dos elementos (drag y closure) del sistema original debido a la imposibilidad de replicarlos en SAP.

En relación a los pilotes, la viga de fundación, la viga cabezal, la losa, la losa de continuidad y las columnas (en SAP), se modelan como elementos lineales-elásticos. Para los pilotes y la losa, se consideran factores de reducción de inercia (suponiendo sección fisurada) y rigidez a torsión sugeridos por el PEER [7]. La implementación de estos elementos es directa en ambos programas. En SAP se utilizan secciones de tipo "frame", mientras que en OpenSees (OS) se emplean elementos ElasticTimoshenkoBeamColumn (para pilotes y losa), junto con ElasticBeamColumn (para vigas de fundación, cabezal y losa de continuidad).

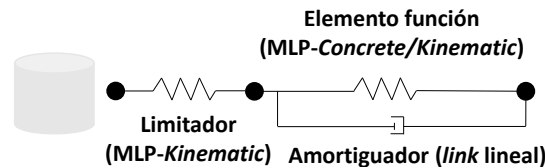


Fig. 5 – Sistema propuesto en SAP2000 para la interacción suelo-estructura.

Tabla 5 – Referencias utilizadas para estimar el comportamiento de SSI.

| Material | Parámetros | Modelo |
|-----------|-------------------------------|------------------------------------|
| Pysimple1 | Suelo tipo 1 (arcillas) | Matlock [26] |
| | Suelo tipo 2 (arenas/gravas) | API [27] |
| | P_{ult} (suelo 1 y suelo 2) | API [27] |
| | y_{50} (suelo 1 y suelo 2) | API [27] |
| | C (suelo 1 y suelo 2) | Gazetas & Dobry [28] |
| Tzsimple1 | Suelo tipo 1 (arcillas) | Reese & O'Neill [29] |
| | Suelo tipo 2 (arenas/gravas) | Mosher [30] |
| | t_{ult} (suelo 1 y suelo 2) | AASHTO [17] |
| | z_{50} (suelo 1 y suelo 2) | Duncan & Chang [31] y DIN4014 [32] |
| | C (suelo 1 y suelo 2) | Gazetas & Dobry [28] |
| Qzsimple1 | Suelo tipo 1 (arcillas) | Reese & O'Neill [29] |
| | Suelo tipo 2 (arenas/gravas) | Vijayvergiya [33] |
| | q_{ult} (suelo 1 y suelo 2) | AASHTO [17] |
| | z_{50} (suelo 1 y suelo 2) | AASHTO [17] |
| | C (suelo 1 y suelo 2) | Gazetas & Dobry [28] |

En cuanto al amortiguamiento viscoso, se establece en ambos programas un amortiguamiento proporcional de Rayleigh, con una tasa de amortiguamiento del 3% [3]. Los periodos fundamentales se determinan a partir del primer periodo obtenido del análisis modal, y el segundo periodo se establece en un 10% del primer modo. Para evitar la generación de fuerzas disipadoras irreales, se siguen las recomendaciones de Clough & Penzien [34] y no se consideran los términos de la matriz de amortiguamiento proporcional a la rigidez asociada a los elementos con respuesta histerética.

Es importante destacar que las recomendaciones presentadas en esta sección para SAP y OS se encuentran detalladas en la Guía para el Análisis Sísmico no lineal de Puentes Chilenos [35], que puede ser utilizada como recurso complementario.

5 Respuestas de los modelos numéricos

Los modelos del puente implementados en SAP2000 (SAP) y OpenSees (OS), siguiendo los modelos detallados de los componentes en las secciones 3 y 4, son sometidos a un análisis dinámico no lineal,

utilizando un registro sísmico sincrónico obtenido de un análisis de amenaza sísmica del sitio [35]. Este registro tiene una duración total de 83 segundos y sus características se describen en la Tabla 6. El análisis permite comparar la respuesta de los elementos clave entre ambos programas.

Tabla 6 – Características del registro.

| Dirección | PGA [g] | I. de Arias [m/s] | Duración significativa [s] |
|----------------|---------|-------------------|----------------------------|
| Norte-sur (Y) | 0,81 | 8,10 | 9,09 |
| Este-oeste (X) | 0,73 | 7,16 | 10,76 |

En la Fig. 6 se puede apreciar que el sistema propuesto en SAP para la interacción suelo-estructura (SSI) logra aproximarse a la respuesta de los elementos en OS y reproduce los cambios abruptos introducidos por la disipación en el campo lejano. Sin embargo, se reconoce la necesidad de investigar más a fondo cómo implementar de manera más efectiva la interacción suelo-estructura en SAP.

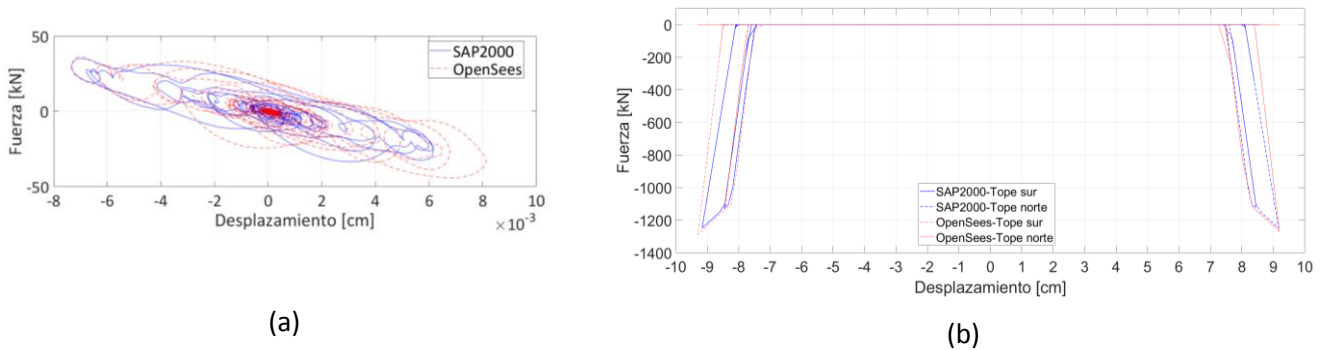


Fig. 6 – (a) Respuesta resorte *p-y* perfil de cepa 2, (b) Respuesta del empuje pasivo de los rellenos sur.

En las Figs. 7, 8 y 9, se observa que se logra homologar el comportamiento histerético de los componentes en SAP con respecto a OS. Es importante notar que las diferencias surgen en la descarga de los elementos debido a las limitaciones inherentes al tipo de histéresis utilizada en SAP.

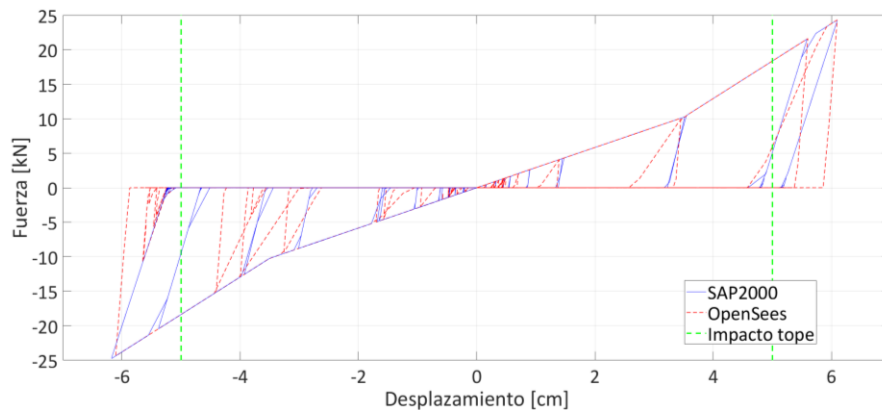


Fig. 7 – Respuesta lateral barra sísmica central cepa 2.

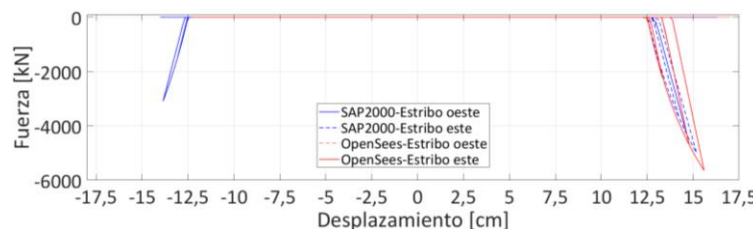


Fig. 8 – Respuesta topes sísmicos estribos oeste.

La Fig. 9a resalta que no se presentan diferencias al implementar el modelo analítico de las placas de apoyo elastoméricas, lo que indica una coherencia en la respuesta entre ambos programas en este aspecto. Finalmente, la Fig. 9b muestra diferencias en la rigidez durante la carga y la descarga entre las rótulas P-M2-M3 en SAP y los elementos de plasticidad distribuida en OS.

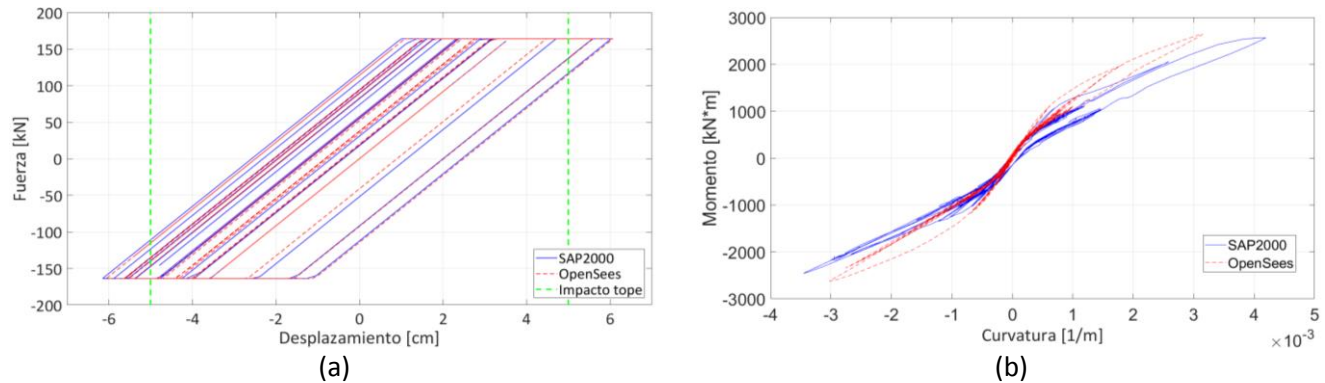


Fig. 9 – (a) Respuesta transversal elastómeros cepa 2, (b) Respuesta longitudinal columna central cepa 3.

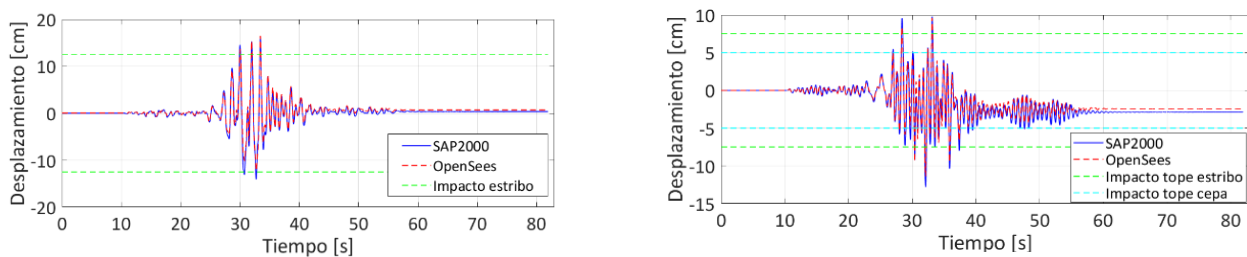
En conjunto, estas comparaciones proporcionan una visión integral de cómo los modelos implementados en SAP y OS se asemejan o divergen en sus respuestas a lo largo del análisis no lineal. Cabe resaltar que la guía de análisis sísmico no lineal para puentes chilenos [35] puede complementar estos resultados y proveer información adicional sobre la implementación de estos modelos en ambos programas.

6 Comparación de resultados globales de los modelos

En primer lugar, se realiza una comparación de los modelos implementados en ambos programas mediante un análisis modal (ver Tabla 7). En este análisis, se obtienen los mismos periodos en ambos softwares, lo que indica una consistencia en la respuesta modal de los modelos. Luego, se lleva a cabo una comparación de los modelos a través del análisis dinámico no lineal descrito en la sección 5. Se observa que la respuesta global a lo largo del evento sísmico (ejemplificada en la Fig. 10) es bastante similar en ambos programas, con pequeñas diferencias en los desplazamientos residuales.

Tabla 7 – Comparación de periodos modales entre modelos.

| Forma modal | OpenSees | SAP2000 |
|--------------|----------|----------|
| Longitudinal | 0,97 [s] | 0,97 [s] |
| Transversal | 0,71 [s] | 0,71 [s] |
| Vertical | 0,33 [s] | 0,33 [s] |



(a) (b)
Fig. 10 – Respuesta del nodo central del vano: (a) longitudinal y (b) transversal.

Para una evaluación más detallada, se presenta en la Tabla 8 el promedio obtenido al utilizar la Ec. (1) en todos los elementos. Esta tabla destaca que en la gran mayoría de los elementos, las diferencias en las respuestas máximas entre los programas no superan el 8,5%. Las principales discrepancias se observan en las rótulas plásticas, donde las curvaturas determinadas en ambos sentidos presentan aproximadamente un 30% de diferencia. Este factor podría ser responsable de las variaciones en los desplazamientos calculados en la viga cabezal, que alcanzan alrededor del 25%.

$$Dif = \frac{|\max(|R_{eOS}|) - \max(|R_{eSAP}|)|}{\max(|R_{eOS}|)} * 100 \quad (1)$$

donde: R_{eOS} es la respuesta del elemento a largo de análisis obtenida en OS y R_{eSAP} es la respuesta del elemento a largo de análisis obtenida en SAP.

Tabla 8 – Resumen de diferencia entre los modelos.

| Respuesta por comparar | Longitudinal [%] | Transversal [%] |
|--|------------------|-----------------|
| Desplazamiento nodos vanos | 3,7 | 7,8 |
| Desplazamiento nodos centrales viga cabezal | 7,1 | 21,7 |
| Aceleración nodos vanos | 13,7 | 4,4 |
| Aceleración nodos centrales viga cabezal | 5,0 | 25,7 |
| Desplazamiento placas de apoyo elastoméricas | 6,1 | 1,5 |
| Desplazamiento Barras antisísmicas | 24,7 | 1,5 |
| Desplazamientos topes sísmicos | - | 2,0 |
| Desplazamiento empuje pasivo del relleno | 8,5 | - |
| Curvatura rótula inferior | 33,9 | 31,0 |

Estas comparaciones proporcionan un análisis detallado de las diferencias y similitudes entre los resultados obtenidos de los modelos en SAP y OS, tanto en términos de análisis modal como en el análisis dinámico no lineal. La información presentada en las tablas y figuras permite identificar las áreas donde las respuestas difieren en mayor medida y donde están más alineadas, brindando una comprensión exhaustiva de la coincidencia de resultados entre los dos programas.

7 Conclusiones

A través de una revisión exhaustiva del estado actual de la modelación no lineal de puentes de carretera, se seleccionan los modelos analíticos de componentes y las recomendaciones que mejor se ajustan al contexto nacional. Estos modelos son implementados en el software académico OpenSees para modelar el puente Águila Norte y se utilizan para establecer una referencia en la implementación en el software comercial SAP2000. Para lograr la comparación, se proporcionan indicaciones detalladas sobre cómo implementar los modelos analíticos y se ofrecen sugerencias para la modelación en SAP2000. Las recomendaciones planteadas son evaluadas a través de la comparación de las respuestas obtenidas en ambos modelos mediante análisis modales y análisis dinámicos no lineales. A partir de este ejercicio, se obtienen las siguientes conclusiones:

- i En SAP2000, se logra replicar con precisión los modelos analíticos de las barras de anclaje vertical antisísmicas, las placas de apoyo elastoméricas, los topes sísmicos y el empuje pasivo del relleno. Por otro lado, se observan ligeras discrepancias en la respuesta de los elementos de suelo y en las rótulas plásticas de las columnas al compararse con la respuesta de OpenSees.
- ii La respuesta sísmica entre los dos modelos es, en términos generales, bastante similar. Los resultados obtenidos en los análisis modales coinciden y las diferencias en las respuestas máximas entre los modelos en el análisis dinámico no lineal no superan el 9%.
- iii Se identifica que las principales diferencias entre los modelos se deben al uso del método de plasticidad concentrada en SAP2000, lo que resulta en diferencias cercanas al 30% en la curvatura media de la zona de la rótula plástica. Esto influye en la respuesta de la viga cabezal, pero no causa diferencias significativas en otras respuestas.

En resumen, se demuestra que es viable realizar análisis dinámicos no lineales en SAP2000, obteniendo resultados comparables con los generados en OpenSees. La precisión de los resultados podría mejorarse mediante un enfoque más detallado en la modelación de las rótulas plásticas y en la interacción suelo-estructura. Con esta investigación, se establece que SAP2000 puede ser una herramienta efectiva para realizar análisis dinámicos no lineales de puentes, siempre que se apliquen las recomendaciones y ajustes adecuados.

8 Agradecimientos

Este trabajo fue financiado por el proyecto FONDEF ID18I-10103 “Bases y recomendaciones para complementar el análisis sísmico de puentes viales del Manual de Carreteras”.

9 Referencias

- [1] JRA, “Part V: Seismic design, design specifications of highway bridges.” Japan Road Association, Tokyo, Japan, 2012.
- [2] Caltrans, “Seismic design criteria version 2.0.” California Department of transportation, Sacramento, California:, 2019.
- [3] CSA, “Canadian highway bridge design code.” Canadian Standards Association, Toronto, 2014.
- [4] Ministerio de Obras Publicas, “Volumen N°3-Manual de Carreteras ‘Instrucciones y criterios de diseño.’” MOP-DGOP-Dirección de Vialidad, Chile:, 2020.
- [5] Aviram A, Mackie K., and Stojadinovic B. Guidelines of nonlinear analysis of bridge structures in California. Berkeley, CA, 2008.
- [6] Mazzoni S, McKenna F, Scott M H, Fenves G L. OpenSees user command-language manual. PEER, 2006.
- [7] K.M. Mosalam et al., “Guidelines for nonlinear seismic analysis of ordinary bridges: Version 2.0,” CA, 2015.
- [8] LaFave J et al.. Seismic performance of seat-type abutment highway. University of Illinois, 2018.
- [9] Han Q et al. Seismic behavior of reinforced concrete sacrificial exterior shear keys of highway bridges. Eng. Struct., 139, 59–70, 2017.
- [10] Megally S H, Silva P F, Seible F. Seismic response of sacrificial shear keys in bridges. UCSD, 2002.
- [11] Carrillo P et al. Modelación numérica de la respuesta de topes sísmicos. Congreso Internacional de Puente, 2021.

- [12] Goel R K, Chopra A K. Role of shear keys in seismic behavior of bridges crossing fault-rupture zones. *J. Bridg. Eng.*, 13(4), 398–408, 2008.
- [13] Martínez A. Efecto de las barras sísmicas en el comportamiento sísmico transversal de puentes de hormigón armado. PUC, 2015.
- [14] Wilches J et al. Effects of changes in seismic design criteria in the transverse and vertical response of Chilean highway bridges. *Eng. Struct.*, 191, 370–385, 2019.
- [15] Rubilar F. Modelo no lineal para predecir la respuesta sísmica de pasos superiores. PUC, 2015.
- [16] Steelman J S et al. Shear and friction response of nonseismic laminated elastomeric bridge bearings subject to seismic demands. *J. Bridg. Eng.*, 18(7), 612–623, 2013.
- [17] AASHTO, AASHTO LRFD bridge design specifications 8th Ed. Washington D.C.: AASHTO, 2017.
- [18] Berry M, Eberhard M. Performance modeling strategies for modern reinforced concrete bridge columns. Berkeley, CA, 2008.
- [19] Mander J et al. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *J. Struct. Eng.*, 114(8), 1804–1826, 1989.
- [20] Menegotto M, Pinto P. Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. Lisbon, 1973.
- [21] Kwak H G, Filippou F C. Nonlinear FE analysis of R/C structures under monotonic loads. *Comput. Struct.*, 65(1), 1–16, 1997.
- [22] Shamsabadi A. Three-dimensional nonlinear seismic soil-abutment-foundation-structure interaction analysis of skewed bridges. University of Southern California, 2007.
- [23] Hernández J. Análisis no lineal de la interacción suelo-estribo del puente Águila Norte. U. de Chile, 2021.
- [24] Wang Z et al. Seismic response of a bridge-soil-foundation system under the combined effect of vertical and horizontal ground motions. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 42(4), 545–564, 2012.
- [25] Boulanger B et al. Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, 125(9), 750–759, 1999.
- [26] Matlock H. Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay. 1970.
- [27] API, Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms—working stress design. American Petroleum Institute, Washington D.C., p. 242, 2010.
- [28] Gazetas G, Dobry R. Simple radiation damping model for piles and footings. *J. Eng. Mech.*, 110, 937–956, 1984.
- [29] Reese L, O’Neill M. Drilled Shafts: Construction procedures and design methods, Report FHWA-HI-88-042. MaLean, Virginia, 1987.
- [30] Mosher R. Load-transfer criteria for numerical analysis of axially loaded piles in sand. Part I: Load-transfer criteria technical report K-84-1. U.S. Army Engineer, Vicksburg, MS, 1984.
- [31] Duncan J M, Chang C M. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *J. soil Mech. Found. Div. ASCE*, 96(SM5), 1629–1653, 1970.
- [32] DIN. DIN4014: Bored cast in place piles. Germany, 1990.
- [33] Vijayvergiya V. Load-movement characteristics of piles. *Proceedings, Ports 77, ASCE*, 2, 269–286, 1977.
- [34] Clough R W, Penzien J. Dynamics of structures, Third. Berkeley, C.A.: Computer & Structures, Inc., 2002.
- [35] Pastén C et al. Guía para el análisis sísmico no lineal de puentes chilenos. Santiago, Chile, 2021.