

ANÁLISIS NO LINEAL COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN PUENTE DE HORMIGÓN EXISTENTE DISEÑADO CON CÓDIGOS OBSOLETOS

COMPARATIVE NONLINEAR SEISMIC ANALYSIS OF AN EXISTING RC BRIDGE DESIGNED WITH OBSOLETE CODES

Germán Nanclares^{a,b}, Daniel Ambrosini^{a,b} y Oscar Curadelli^{a,b}

^aGrupo de Dinámica Experimental, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza,
Argentina, dambrosini@uncu.edu.ar,

http://fing.uncu.edu.ar/Investigacion/institutos/imeris/areas/dinamica_experimental/

^bCONICET, Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, Argentina.

<http://www.conicet.gov.ar/>

Palabras clave: Puente, MEF Explícito, Análisis Dinámico No Lineal, Colapso estructural.

Resumen. La evolución de los criterios de diseño y cálculo sísmico para puentes de carreteras tiene una influencia directa en su comportamiento estructural. Este trabajo presenta un análisis dinámico no lineal mediante el uso de un detallado modelo tridimensional de elementos finitos de un puente existente, con diferentes criterios de diseño para la armadura transversal de las columnas, de acuerdo a los requerimientos normativos de diferentes épocas. El modelo numérico es capaz de simular tanto el colapso de la estructura como la generación de daños y el desarrollo de fisuras en sus elementos cuando se somete a acciones sísmicas extremas. A través del modelo numérico es posible representar el comportamiento cíclico del hormigón y evaluar la influencia del refuerzo transversal asignado a la columna en la respuesta general del puente. Se verifica la formación de rótulas plásticas en la columna, así como se posibilita la identificación de diferentes mecanismos de colapso.

Keywords: Bridge, Explicit FEM, nonlinear dynamic analysis, structural collapse.

Abstract. The evolution of seismic design and calculation criteria for highway bridges has a direct influence on their structural seismic behavior. This paper presents a nonlinear dynamic analysis using a detailed 3D finite element model of an existing bridge, with different design criteria for the column transverse reinforcement, according to code requirements of different times. The numerical model is able to simulate both the collapse of the structure and the generation of damage in its elements when subjected to extreme seismic actions. Through the numerical model it is possible to represent the cyclic behavior of the concrete, and to evaluate the influence of the transverse reinforcement assigned to the column on the overall response of the bridge. The formation of plastic hinges is verified, as well as the identification of different collapse mechanisms.

1 INTRODUCCIÓN

La industria de la construcción de Argentina se inicia con la fuerte influencia de los métodos procedentes de Alemania, basados en cálculos por tensiones admisibles. Con la creación del Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES) y el Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC), aparece el primer reglamento para estructuras de hormigón (CIRSOC 201, 1982), cuyo procedimiento de cálculo está basado en el reglamento DIN 1045 (1978). Respecto al diseño sismorresistente, en 1983 se publica el primer reglamento para estructuras sometidas a acciones sísmicas (INPRES-CIRSOC 103, 1983), con un enfoque inspirado en la escuela norteamericana para obtener demanda de fuerzas y en la filosofía neozelandesa para el cálculo de la resistencia de las estructuras. Esta primera edición fue reemplazada en 2005 con la incorporación de los principios del diseño de estructuras por capacidad (INPRES-CIRSOC 103, 2005), cuyo procedimiento fue considerado compatible con el reglamento norteamericano ACI 318 (2005). Finalmente, en el año 2020, en el reglamento argentino (INPRES-CIRSOC 103, 2020) se actualizan algunos conceptos tomados de AASHTO (2011) y actualmente se encuentra en discusión pública para su aprobación. Queda en evidencia que el desarrollo de la reglamentación argentina acompaña a la evolución de los códigos internacionales con sus incorporaciones realizadas a partir del avance del conocimiento técnico y científico.

El resultado de este proceso evolutivo se ha visto reflejado en un evidente mejoramiento en el desempeño sísmico de los puentes frente a terremotos recientes, donde el número de puentes colapsados ha ido decreciendo sistemáticamente. Tal es el caso de los terremotos de Darfield (2010) y Christchurch (2011) (Wotherspoon et al., 2011), Kaikoura 2016 (Palermo et al., 2017) o en la región central de Italia en 2016 (Di Sarno et al., 2019); donde solo se pudo observar daños menores en elementos puntuales de la estructura. Incluso en el devastador sismo de Maule, Chile 2010 pudo determinarse una de las principales causas que produjo daño a los puentes de la región afectada se debió a que su construcción databa de años anteriores a las modernizaciones reglamentarias (Kawashima et al., 2011). En la región Oeste de Argentina, donde la amenaza sísmica está clasificada como “Elevada” y “Muy elevada”, más del 55% de los puentes existentes son de tramo continuo, de hormigón armado y con una sección transversal tipo “viga cajón”; cuyo año de construcción, en promedio, es de 1977 (Saracho et al., 2014). Este aspecto resalta la necesidad de revisar el estado de conservación de los puentes existentes, evaluar su potencial respuesta sísmica y, eventualmente, reforzarlos a fin de cumplimentar los requisitos más modernos de los reglamentos.

Dentro de los procedimientos de análisis aceptados por las normas, el análisis dinámico no lineal a través de la respuesta estructural en el tiempo es señalado como uno de los métodos más precisos y confiables en la evaluación del comportamiento sísmico de las estructuras, siempre y cuando los modelos estén debidamente calibrados. Existe una tendencia global a utilizar modelos numéricos con un alto nivel de complejidad y detalle, aunque la práctica habitual es la de emplear modelos numéricos simplificados considerando elementos de barras con plasticidad concentrada o bien elementos de fibras con plasticidad distribuida. La modelación de estructuras de hormigón presenta serias dificultades a la hora de representar los fenómenos fuertemente no lineales del material, la degradación de rigidez y resistencia son fenómenos que difícilmente puedan ser captados sin lidiar con problemas de convergencia que dificultan la resolución. En este contexto, los códigos de elementos finitos tradicionales, con un esquema de integración implícito, resultan inadecuados para obtener resultados numéricos. En contraste, los códigos explícitos ofrecen ventaja por sobre los anteriores evitando bloqueos numéricos por errores de convergencia. Adicionalmente, la posibilidad que ofrecen de incorporar un criterio de erosión hace que sea posible obtener una representación

del daño generado en los elementos estructurales.

En este trabajo se presenta la respuesta sísmica de un puente existente, a través de un modelo numérico detallado cuando es sometido a registros sísmicos reales. Centrándose en el comportamiento del pilar central, se proponen tres alternativas de refuerzo transversal de la armadura correspondientes a diferentes criterios de diseño. La hipótesis de cada refuerzo responde a un criterio de diseño perteneciente a diferentes periodos de tiempo, incluyendo los criterios de reglamentos obsoletos. El análisis dinámico es resuelto mediante un código de integración explícito a través del programa comercial LS-DYNA (Hallquist, 2006) que permite simular el colapso global de la estructura.

2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura analizada corresponde a un puente existente en la provincia de Mendoza (Figura 1). La geometría es de eje recto, doblemente simétrica con una longitud total de 59,4m. La superestructura es continua, de sección transversal tipo “viga cajón” y presenta un apoyo intermedio sobre una columna circular de 5,5m de altura y 1,35m de diámetro. En sus extremos, la superestructura está simplemente apoyada sobre asientos de neopreno que son sostenidos por estribos abiertos.



Figura 1: a) Puente de calle Boedo y RN40, provincia de Mendoza. b) Dimensiones principales.

Se ha asumido una resistencia característica del hormigón de 15MPa, mientras que para el acero de refuerzo se ha considerado un ADN-420, con una tensión de fluencia de 420MPa. La sección transversal de la columna se asume en concordancia con el reglamento vigente en la época de su construcción (CIRSOC 201, 1982), el cual es considerado un código obsoleto. La armadura longitudinal está compuesta por 24 barras de 32mm de diámetro, que arroja una cuantía longitudinal de 1,34% (Figura 2). El criterio de diseño para la armadura transversal limita el diámetro a un mínimo de 8mm, en este estudio se adopta un diámetro de 10mm. Por otra parte, la separación de estribos se estima como 12 veces el diámetro de la armadura longitudinal, resultando una separación de 384mm.

Se plantean dos escenarios posibles como armadura transversal a partir de las hipótesis asumidas: una separación de estribos de 300mm y otra de 400mm. Ambos casos se consideran como un producto obtenido con criterios obsoletos de diseño, el primero acorde a los requisitos del CIRSOC 201 (1982) y el segundo sin cumplimentarlos.

Por otro lado, si se tiene en cuenta un criterio más actual (INPRES-CIRSOC 103, 2005), basado en la hipótesis del diseño de un mecanismo de colapso dúctil con formación de rótulas

plásticas en la cabeza y en el pie de la columna, debe determinarse la verdadera resistencia flexional del elemento. El diseño por capacidad está fundamentado en la protección de los elementos estructurales frente a mecanismos de falla frágiles que son indeseados. La diferencia entre la demanda de flexión y la resistencia flexional resultante de la armadura asignada podría desencadenar una falla por corte si la armadura transversal resultara insuficiente para permitir el desarrollo de la resistencia real de la sección (Priestley et al., 1996).

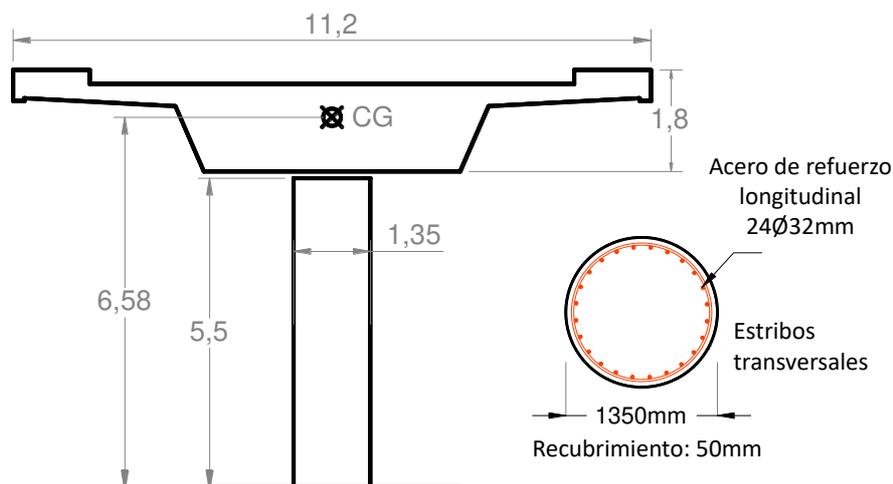


Figura 2: Diagrama de la sección transversal del puente, detalles de armadura asumido.

Considerando la sobre resistencia de la sección transversal, el momento nominal es incrementado por un factor $\lambda_{mo}=1,40$. Este factor toma en cuenta las variaciones en la resistencia real del material y el efecto de endurecimiento post fluencia del acero que contribuye a que la verdadera resistencia exceda al valor nominal. Con el objetivo de asegurar el desarrollo completo de la resistencia y la ductilidad en la rótula plástica, la sección debe resistir exitosamente la fuerza horizontal que produce las demandas de flexión. La resistencia de corte provista por la armadura transversal puede ser determinada por medio de la Ecuación 1, (AASHTO, 2011).

$$V_s = \frac{\pi}{2} \left(\frac{n A_{sp} f_{yh} D'}{s} \right) \quad (1)$$

Donde n : número de ramas de acero que atraviesan el núcleo. A_{sp} : área de cada barra de refuerzo. f_{yh} : tensión de fluencia del acero. D' : diámetro del núcleo confinado de la columna. s : separación de los estribos.

De acuerdo a los lineamientos que han sido clasificados como criterios modernos de diseño (AASHTO, 2011; INPRES-CIRSOC 103, 2005), la armadura transversal requerida para resistir el esfuerzo de corte derivado de la resistencia real de flexión es de 20mm de diámetro con una separación de 200mm. En este contexto se evalúan tres tipos de armadura transversal para la columna central, que se encuentran resumidos en la Tabla 1.

| Modelo | Ref. Transversal. | Separación | Reglamento |
|--------|-------------------|------------|------------|
| A | Ø 20 mm | 200 mm | Moderno |
| B | Ø 10 mm | 300 mm | Obsoleto |
| C | Ø 10 mm | 400 mm | Obsoleto |

Tabla 1: Refuerzo transversal asignado a la columna.

3 MODELO NUMÉRICO

El puente se ha modelado por completo mediante elementos sólidos hexaédricos de ocho nodos (Figura 3b), con un punto de integración, para representar al hormigón. Las barras de acero, tanto longitudinal como transversal, de la columna se han modelado considerando elementos de barra (Figura 3c y 3d) con una formulación de Hughes-Liu, mientras que en el resto de la estructura se emplea una armadura uniformemente distribuida (*smearred reinforcement*) en elementos discretos de mayor tamaño. La influencia del suelo que rodea a la columna hasta la fundación ha sido tenida en cuenta mediante un cilindro de material elástico lineal (Figura 3a).

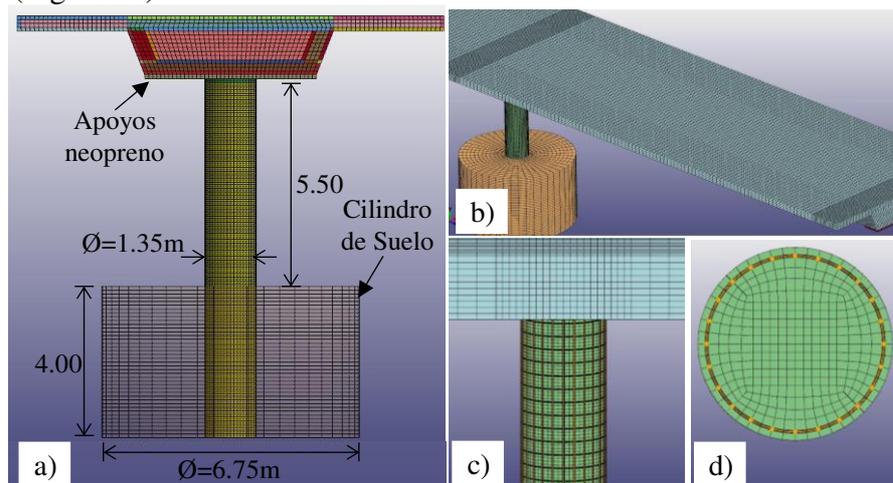


Figura 3: a) Detalle de modelación de la columna. b) Vista tridimensional del modelo numérico. c) Vista detallada del acero de refuerzo de la columna. d) Sección transversal de la columna.

El modelo considerado en este trabajo para representar el hormigón es el de WINFRITH, desarrollado Broadhouse y Neilson (1987). Por su parte, el acero ha sido modelado con un material elasto-plástico con endurecimiento cinemático. Un mayor desarrollo de las propiedades de los materiales, tanto como el criterio de erosión incorporado, las condiciones de contorno y la calibración del modelo numérico pueden ser encontradas en trabajos previos de los autores (Nanclares et al., 2021a, 2021b).

4 ACCIONES EXTERNAS

El modelo es sometido a la acción combinada de cargas gravitatorias (originadas por el peso propio de la estructura y el peso de los elementos no estructurales) y la acción de tres sismos reales seleccionados de *PEER NGA West2 ground motion database*. La acción sísmica es considerada en dirección horizontal, transversal al eje longitudinal de la calzada. La Figura 4 muestra los registros de aceleraciones sísmicas seleccionadas y sus respectivos espectros de respuesta elástica, los que se corresponden con los terremotos de Kobe 1995, San Fernando 1971 y Northridge 1994. Adicionalmente, se ha agregado en línea discontinua el periodo fundamental del puente que pertenece al modo de desplazamiento lateral.

5 RESULTADOS NUMÉRICOS

La respuesta dinámica es evaluada en términos de los desplazamientos horizontales y las sollicitaciones de flexión, corte y axial en la columna de hormigón armado. Los desplazamientos horizontales se han evaluado en un nodo ubicado sobre la superficie del tablero, en coincidencia con el baricentro de la sección transversal de la columna, mientras

que las solicitaciones se han obtenido en la base de la columna a nivel del terreno natural.

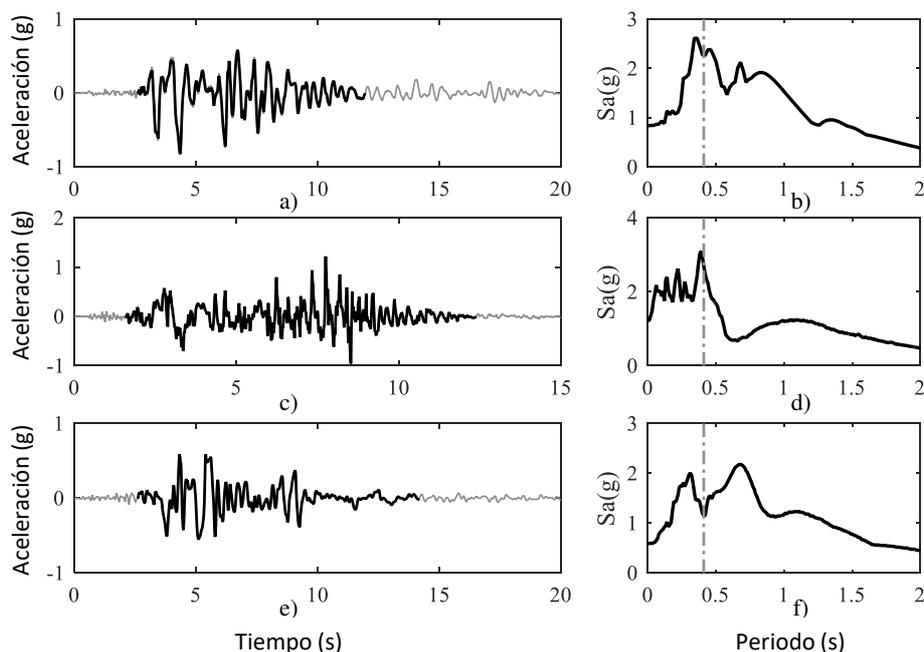


Figura 4: Registros de aceleraciones sísmicas con el tiempo de duración significativa considerado en el análisis y espectro de respuesta elástica. a) y b) Sismo de Kobe 1994. c) y d) San Fernando 1971. e) y f) Sismo de Northridge 1994.

5.1 Desplazamientos y Corte

La historia temporal de los desplazamientos horizontales se muestra en la Figura 5 mientras que la historia temporal del esfuerzo de Corte aparece en la Figura 6. Para cada registro sísmico considerado se compara la respuesta obtenida para cada uno de los tres criterios de diseño analizados. En la imagen se indica el instante de tiempo en el que se produce la erosión del primer elemento y el momento en el que se produce el colapso de la estructura. Como primera observación, el caso con armadura más fuerte (Modelo A, $\text{Ø}20\text{mm}@200\text{mm}$) no colapsa en ninguno de los tres sismos evaluados. En contraste, el modelo con la armadura más débil (Modelo C, $\text{Ø}10\text{mm}@400\text{mm}$) colapsa en todos los casos. Por otro lado, el modelo de armadura intermedia (Modelo B, $\text{Ø}10\text{mm}@300\text{mm}$) solo resiste para el registro de San Fernando, presentando en los registros restantes el colapso de la estructura.

La respuesta dinámica del puente muestra un comportamiento muy similar en la historia temporal tanto de los desplazamientos como en el esfuerzo de corte para las tres configuraciones de armadura de refuerzo transversal. La diferencia principal se encuentra en el comportamiento global del puente, que muestra un mecanismo colapso repentino y frágil en la medida en que la armadura transversal es más débil. Las curvas presentadas muestran, para el registro de San Fernando, una leve separación entre los modelos B y C, debido al ablandamiento del hormigón frente a las cargas cíclicas. Este efecto de ablandamiento progresivo del hormigón es muy difícil de percibir cuando la estructura colapsa de manera frágil, siendo posible de ser observada si los elementos estructurales permiten al puente desarrollar deformaciones inelásticas.

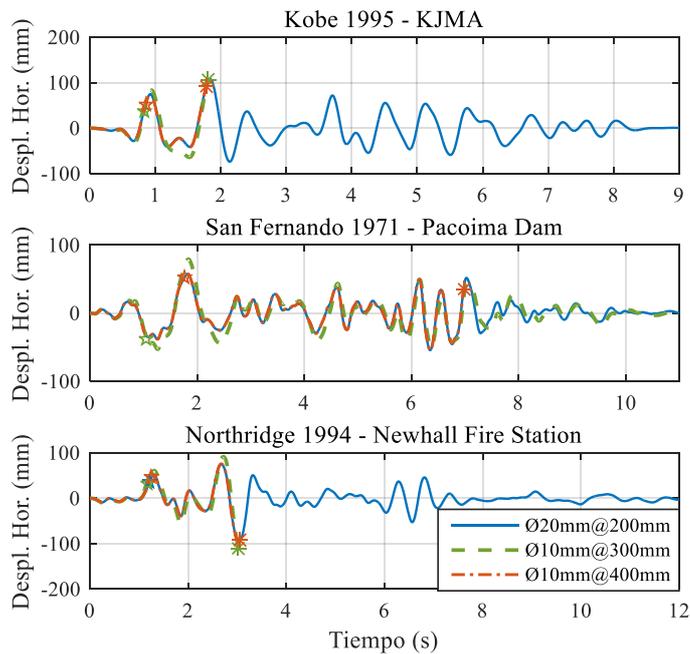


Figura 5: Historia temporal de los desplazamientos horizontales.

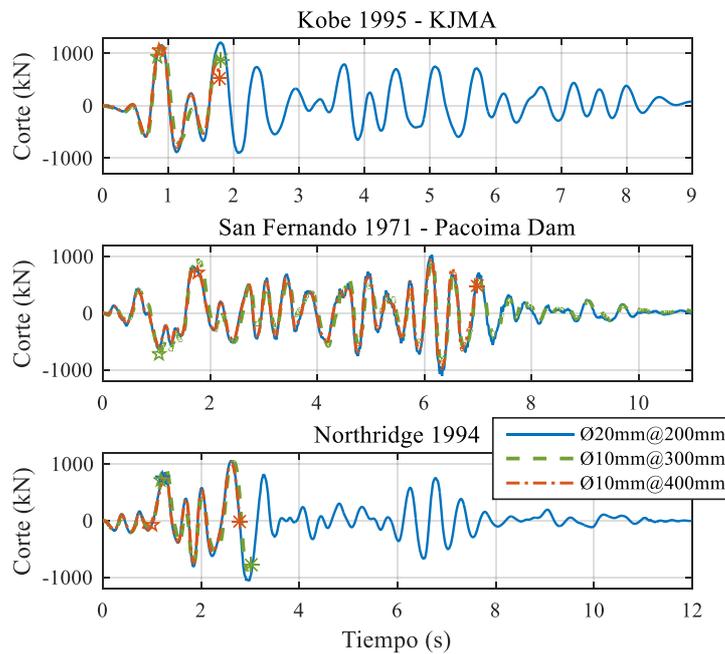


Figura 6: Historia temporal del esfuerzo de Corte en la base de la columna.

5.2 Mecanismo de colapso

El estado de integridad estructural del puente, o su mecanismo de colapso cuando ocurre, se muestra en las Figuras 7, 8 y 9 respectivamente para cada registro sísmico evaluado. Para el Modelo A, cuya armadura responde al criterio más moderno de diseño, el colapso no se produce en ninguna de las tres simulaciones. Por su parte, el caso cuya armadura satisface los

requisitos de un código obsoleto (Modelo B) solo evita el colapso con el registro de San Fernando. Por último, el Modelo C muestra un colapso de la estructura en todos los casos. Con relación al mecanismo de colapso que desarrolla el Modelo B, muestra una combinación de flexión y corte en la base de la columna, evidenciado por una superficie de falla inclinada. Mientras que el Modelo C colapsa por un efecto característicamente provocado por esfuerzos corte, insuficiente armadura de confinamiento del hormigón de la columna y un posterior pandeo de la armadura longitudinal; indicado por un plano de falla diagonal con una inclinación aproximada de 45° .

Debe ser mencionado que, tanto para el Modelo B como para el Modelo C, se produce la erosión de una gran cantidad de elementos en la región media de la columna, donde inicialmente se ubica el eje neutro de la sección; en esta zona las tensiones de corte son máximas. La elevada separación de los estribos en los modelos obsoletos obliga al hormigón a resistir las fuertes tensiones tangenciales, provocando que la deformación efectiva en los elementos supere el límite establecido como criterio de erosión. Por su parte, el Modelo A combina los mecanismos de resistencia al corte del hormigón, de la armadura transversal y permite que la transferencia sea desarrollada por el mecanismo de reticulado.

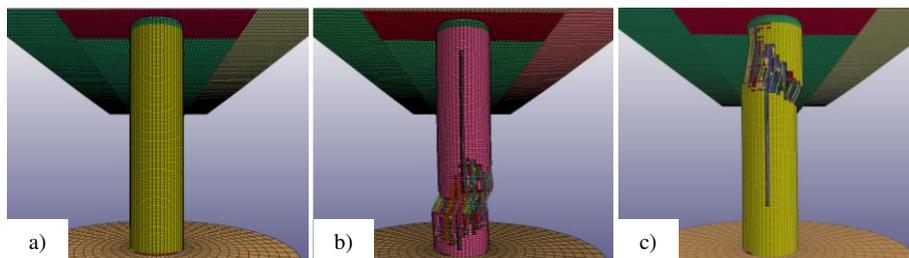


Figura 7: Estado de la estructura para el registro de Kobe. a) Condición al finalizar la simulación del Modelo A, $t=9,00$ s. b) Mecanismo de colapso del Modelo B, $t=2,00$ s. c) Mecanismo de colapso del Modelo C, $t= 1,87$ s.

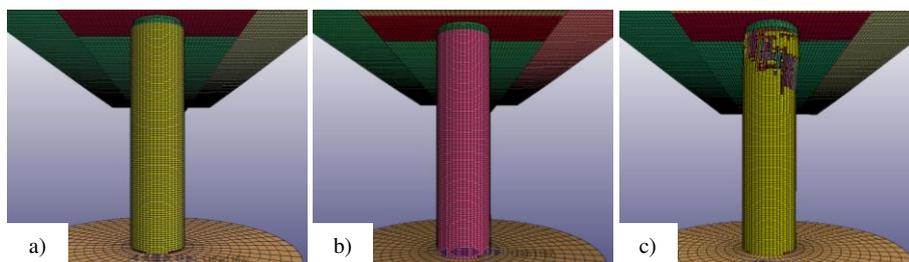


Figura 8: Estado de la estructura para el registro de San Fernando. a) Condición al finalizar la simulación del Modelo A, $t=11,00$ s. b) Estado final del Modelo B, $t=11,00$ s. c) Mecanismo de colapso del Modelo C, $t= 7,05$ s.

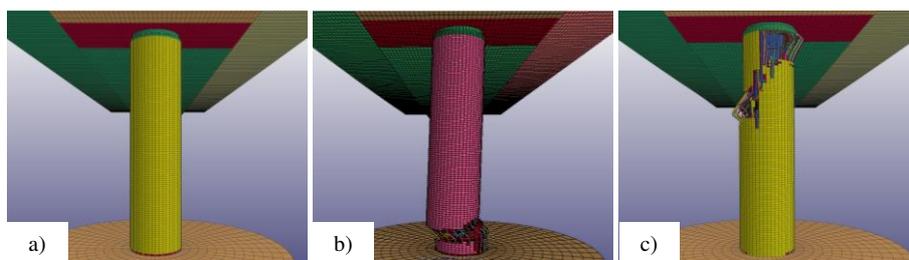


Figura 9: Estado de la estructura para el registro de Northridge. a) Condición al finalizar la simulación del Modelo A, $t=12,00$ s. b) Mecanismo de colapso del Modelo B, $t=3,19$ s. c) Mecanismo de colapso del Modelo C, $t= 3,31$ s.

6 CONCLUSIONES

Se ha presentado un modelo tridimensional detallado con diferentes refuerzos transversales, basados en criterios de diseño de diferentes épocas. A través del modelo numérico se ha evaluado la respuesta global de la estructura, reproduciendo el colapso del puente en los casos en los que la capacidad de la estructura se ha visto sobrepasada. Resulta evidente que los conceptos de diseño que aportan los códigos más modernos pueden ser plenamente justificados con una simulación realizada con un modelo de alto nivel de detalle. En este sentido, debe enfatizarse que la respuesta no lineal de la estructura y su mecanismo de colapso difícilmente puedan ser evaluados con modelos simplificados.

A lo largo del trabajo, se analizaron tres modelos del puente con armadura transversal en la columna central diseñada con diferentes hipótesis. El Modelo B contiene estribos que se ha considerado acorde al criterio de diseño contemporáneo con la fecha de construcción del puente, mientras que el Modelo A responde a un reglamento de vigencia actual. Por otra parte, se ha considerado en el Modelo C una armadura que no cumple con el reglamento contemporáneo a la fecha de construcción. De la comparación realizada destaca que el diseño de un mecanismo de colapso dúctil debe ser asegurado protegiendo los modos de falla indeseados, la resistencia a corte de la columna debe ser suficiente para permitir que la sección desarrolle la verdadera resistencia a flexión. Aún cumplimentando los requisitos del código obsoleto, la estabilidad global del puente no puede ser asegurada debido a la falla prematura de la columna por la formación de un mecanismo de colapso frágil.

Con relación al Modelo A, cuya armadura se ha diseñado por capacidad, debe ser resaltado que la resistencia a corte provista por la armadura transversal de la columna, permite la formación de rótulas plásticas en la base protegiendo al elemento frente a una falla por corte. En contraste, el Modelo B permite a la columna desarrollar deformaciones inelásticas, pero no es capaz de asegurar un mecanismo estable de disipación histerética. La reversibilidad de las deformaciones conduce al ablandamiento del hormigón que resulta en un colapso frágil. Por último, el Modelo C exhibe una falla repentina en la cabeza de la columna. Este fenómeno es agravado por la desintegración del hormigón del núcleo que conduce al pandeo de la armadura longitudinal de la columna. De la comparación de los mecanismos de colapso observados, resulta evidente que el colapso que experimenta el puente diseñado con criterios obsoletos es producto de una escasa resistencia al corte de la columna y por una insatisfecha capacidad de ductilidad demandada por las acciones sísmicas. Además, es posible observar el pandeo de la armadura flexional de la columna como producto de la elevada separación de estribos.

Aunque en este artículo, en aras de la brevedad, se ha presentado un resumido análisis de la historia temporal los desplazamientos y las fuerzas de corte, cabe señalar que los modelos con este nivel de detalle ofrecen una gran cantidad de información que no es posible sintetizar en un trabajo de extensión limitada.

REFERENCIAS

- AASHTO. (2011). Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. In *American Association of State Highway and Transportation Officials* (2nd ed., Issue May). https://searchworks.stanford.edu/view/11842518%0Ahttps://bookstore.transportation.org/item_details.aspx?ID=1915
- Broadhouse, B. J., & Neilson, A. J. (1987). Modelling Reinforced Concrete Structures in DYNA3D. *UK AEA, Winfrith, AEEW-M2465*.
- CIRSOC 201. (1982). *Reglamento CIRSOC 201: Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado*. Centro de Investigación de los

- Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles.
 Committee ACI. (2005). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05)*.
<https://books.google.com/books?hl=es&lr=&id=oa8XnnvX6BgC&oi=fnd&pg=PA1&ots=37XKyOuYIP&sig=yuwKcWaYwrUSFC8Oj1W5Gpexj3I>
- Di Sarno, L., da Porto, F., Guerrini, G., Calvi, P. M., Camata, G., & Prota, A. (2019). Seismic performance of bridges during the 2016 Central Italy earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(10), 5729–5761. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0419-4>
- DIN 1045. (1978). *Deutsches Institut für Normung - DIN 1045 Hormigon Y Hormigon Armado - Cálculo Y Realización*. Berlin: Deutsches Institut für Normung (in Spanish).
- Hallquist, J. O. (2006). LS-DYNA Theory Manual. In *Livermore Software Technology Corporation*.
- INPRES-CIRSOC 103. (1983). *Código Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Parte II*. Ministerio de Obras Públicas de la Nación. Secretaría de Obras Públicas.
- INPRES-CIRSOC 103. (2005). *Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Parte II*. Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda. Secretaría de Planificación Territorial y Co.
- INPRES-CIRSOC 103. (2020). *Proyecto de Reglamento INPRES-CIRSOC 103*. Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda. Secretaría de Planificación Territorial y Coordinación de Obra Pública.
- Kawashima, K., Unjoh, S., Hoshikuma, J.-I., & Kosa, K. (2011). Damage of Bridges due to the 2010 Maule, Chile, Earthquake. *Journal of Earthquake Engineering*, 15(7), 1036–1068. <https://doi.org/10.1080/13632469.2011.575531>
- Nanclares, G., Ambrosini, D., Curadelli, O., & Domizio, M. (2021a). ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE UN PUENTE SOMETIDO A CARGAS SÍSMICAS. *Mecánica Computacional Vol XXXVIII*, 1–5.
- Nanclares, G., Ambrosini, D., Curadelli, O., & Domizio, M. (2021b). ANÁLISIS EXPLÍCITO NO LINEAL DEL COLAPSO SÍSMICO DE UN PUENTE DE HORMIGÓN ARMADO. *Mecánica Computacional Vol XXXVIII*, 1–5.
- Palermo, A., Liu, R., Rais, A., McHaffie, B., Andisheh, K., Pampanin, S., Gentile, R., Nuzzo, I., Granerio, M., Loporcaro, G., McGann, C., & Wotherspoon, L. (2017). Performance of Road Bridges During the 14 November 2016 Kaikoura Earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 50(2), 253–270.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons, Inc. <https://doi.org/10.1002/9780470172858>
- Saracho, J. A., Pérez, G. A., Barlek, J. R., Dip, O., & Castelli, E. A. (2014). Clasificación De Puentes En Argentina Para La Evaluación De Su Vulnerabilidad Sísmica. *First International Bridges Conference*.
- Wotherspoon, L., Bradshaw, A., Green, R., Wood, C., Palermo, A., Cubrinovski, M., & Bradley, B. (2011). Performance of Bridges during the 2010 Darfield and 2011 Christchurch Earthquakes. *Seismological Research Letters*, 82(6), 950–964. <https://doi.org/10.1785/gssrl.82.6.950>