

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE UN PUENTE PEATONAL EN ARCO TIPO NETWORK

Ing. Fernández, Ezequiel^a; Dra. Ing. Jaca, Rossana^b

^a Universidad Nacional del Comahue, ezefernandez93@gmail.com,

^b Universidad Nacional del Comahue, rossana.jaca@fain.uncoma.edu.ar

Palabras clave: Puentes peatonales, Puentes tipo Network, Análisis no lineal, Estabilidad estructural.

RESUMEN

El diseño de puentes peatonales en entornos urbanos exige soluciones que combinen eficiencia en el uso de materiales y valor estético. Los puentes metálicos en arco tipo Network han adquirido especial relevancia debido a la disposición de sus tensores inclinados, que mejora el comportamiento estructural del arco. La consideración de no linealidades geométricas y del material resultan fundamentales para evaluar la estabilidad global de la estructura. En este trabajo se presenta la simulación numérica de un puente peatonal metálico tipo Network para analizar el efecto de las no linealidades bajo cargas peatonales estáticas. Se propone una metodología de análisis de complejidad progresiva que permite evaluar el impacto de cada etapa de análisis. Se realiza: análisis elástico lineal (LBA), elástico no lineal geométrico con imperfecciones (GNIA) y material no lineal (MNA). Los resultados confirman que la incorporación de no linealidades reduce significativamente la capacidad resistente. Para este diseño, la falla está controlada por la plastificación de las vigas del tablero y no por el pandeo de los arcos. Estos resultados destacan la importancia de emplear modelos no lineales para evaluar la estabilidad estructural, identificar mecanismos de falla y estimar márgenes de seguridad con mayor precisión.

ABSTRACT

The design of pedestrian bridges in urban environments requires solutions that combine material efficiency and aesthetic value. Steel Network arch bridges have gained particular relevance due to their inclined hanger arrangement, which improves the structural behavior of the arch. The consideration of geometric and material nonlinearities is essential to assess the global stability of the structure. This work presents the numerical simulation of a steel Network arch pedestrian bridge to analyze the effect of nonlinearities under static pedestrian loads. A progressive-complexity analysis methodology is proposed to evaluate the impact of each analysis stage. Linear elastic buckling analysis (LBA), geometrically nonlinear analysis with imperfections (GNIA), and materially nonlinear analysis (MNA) were performed. The results confirm that the inclusion of nonlinearities significantly reduces the load-bearing capacity. For this design, failure is controlled by the yielding of the deck beams rather than by arch buckling. These results highlight the importance of nonlinear models to evaluate structural stability, identify failure mechanisms, and estimate safety margins with greater accuracy.

INTRODUCCIÓN

Los puentes peatonales, especialmente en entornos urbanos, suelen ser estructuras livianas y esbeltas que, además de satisfacer exigencias estructurales, deben responder a criterios arquitectónicos y estéticos. En los puentes tipo Network, y en los puentes en arco peatonales en general, la elevada relación entre carga viva y carga muerta, junto con la sensibilidad frente a distintas configuraciones de carga, puede modificar significativamente el mecanismo resistente y generar fenómenos de inestabilidad (Schanack, 2009)¹.

El análisis de estabilidad estructural consiste en evaluar la capacidad de una estructura para mantener su equilibrio frente a la acción de cargas, evitando cambios bruscos en su respuesta o el colapso (Godoy, 2000)². Asimismo, permite identificar estados de equilibrio estables e inestables, así como determinar las cargas críticas a partir de las cuales la estructura puede perder su estabilidad. La consideración de las no linealidades geométricas y del material resulta fundamental para evaluar adecuadamente la estabilidad global de la estructura. Błonka and Skrzętkowicz (2022)³ analizan el impacto del pretensado y la tracción en los cables sobre la inestabilidad del arco. El efecto de la potencial pérdida de un cable en puentes en arco tipo Network fue estudiado por Ammendolea et al. (2020)⁴ para el caso de cargas móviles. Lai and Mulas (2017)⁵ presentaron un análisis de la interacción dinámica entre la estructura y los peatones. Aspectos relacionados con el diseño optimizado de este tipo de puentes son tratados por Tveit (2002)⁶.

El presente trabajo consiste en el diseño y simulación numérica de un puente metálico peatonal en arco tipo Network para analizar su comportamiento frente a fenómenos de inestabilidad. Se consideran diferentes combinaciones de carga peatonal de acuerdo con la guía de diseño norteamericana AASHTO (2012)⁷. Se realiza un análisis de estabilidad de complejidad creciente incluyendo no linealidad geométrica con imperfecciones y no linealidad del material. En estudios futuros se incluirán cargas de viento y la posible interacción dinámica entre la estructura y cargas móviles peatonales y con la acción de viento.

Este trabajo se realizó en el marco de la tesis de grado de Fernández (2026)⁸, en la que también se presentan los resultados de la evaluación del comportamiento de una estructura compuesta por dos barras rectas inclinadas articuladas en un nodo central.

METODOLOGÍA

El análisis estructural se aborda mediante distintos enfoques según un nivel de complejidad progresiva para representar el comportamiento real de la estructura (Bazzano and Pérez Zepa, 2017)⁹. Para ello se adopta el enfoque planteado por la normativa europea EN 1993-1-6 (CEN, 2007)¹⁰, aplicable a cáscaras de acero:

- Análisis de bifurcación elástico lineal (LBA).
- Análisis no lineal geométrico elástico (GNA).
- Análisis no lineal material (MNA).
- Análisis no lineal geométrico elástico con imperfecciones (GNIA).
- Análisis no lineal geométrico y material con imperfecciones (GMNIA).

El análisis de bifurcación lineal (LBA) es el enfoque más utilizado debido a su simplicidad y bajo costo computacional. Sin embargo, al tratarse de un análisis de primer orden, no considera los efectos producidos por la acción de las cargas sobre la estructura deformada, conocidos como efectos de segundo orden. Por esta razón, para representar de manera más precisa el comportamiento estructural y comprender con mayor profundidad los fenómenos de inestabilidad, es necesario recurrir a análisis no lineales. En primer lugar, se incorpora la no linealidad geométrica (GNA), que permite considerar los efectos de segundo orden. Posteriormente, se incluyen las imperfecciones geométricas iniciales mediante un análisis geoméricamente no lineal con imperfecciones (GNIA). Finalmente, para completar el estudio, se incorpora la no linealidad del material (MNA) y su combinación con la no linealidad geométrica y las imperfecciones geométricas iniciales (GMNIA), alcanzando así el nivel de análisis más completo.

El análisis se realiza mediante el software de elementos finitos SAP2000 versión 21.2.0. Previo a la aplicación del procedimiento sobre el modelo completo del puente peatonal, el análisis se implementa en una estructura de menor complejidad, correspondiente a una barra empotrada-libre sometida a compresión axial. Esta etapa inicial tiene como objetivo validar el enfoque propuesto, interpretar el comportamiento estructural en cada análisis, detectar posibles inconsistencias del modelo numérico y evaluar la influencia de cada tipo de análisis sobre la respuesta estructural.

ESTUDIOS PRELIMINARES

Se modela una barra vertical empotrada-libre (longitud $L=5\text{m}$), sometida a una carga axial de compresión aplicada en el centro geométrico de la sección (sección transversal tubular: diámetro exterior $D=273\text{mm}$ y espesor $e=5.5\text{mm}$). El material es acero ASTM A36 con módulo de elasticidad $E=199947\text{MPa}$ y tensión de fluencia $\sigma_f=241\text{MPa}$.

Análisis de bifurcación lineal (LBA)

El análisis de bifurcación lineal permite obtener los autovalores (cargas críticas) y los autovectores (modos de pandeo), que indican el nivel de carga a partir del cual la estructura perfecta puede perder la estabilidad. En la Figura 1(a), el punto naranja representa la carga crítica ($P^C=812.5\text{kN}$) obtenida del modelo y corresponde al punto de bifurcación, donde se interceptan las trayectorias de equilibrio fundamental y secundaria. La trayectoria azul representa la trayectoria fundamental de la barra perfectamente recta, mientras que la línea amarilla, corresponde al estado crítico.

Análisis no lineal

En general, los modelos numéricos representan estructuras geoméricamente perfectas. Sin embargo, las estructuras reales presentan imperfecciones inherentes que pueden manifestarse como desviaciones geométricas, defectos del material o excentricidades en la aplicación de las cargas. Estas imperfecciones se caracterizan por su distribución espacial y por su amplitud máxima.

El análisis de pandeo no lineal permite evaluar el comportamiento de la estructura frente a incrementos graduales de carga e identificar el punto en el que se produce la

pérdida de estabilidad. Este estado se reconoce por un crecimiento no acotado de los desplazamientos ante pequeñas variaciones de carga. Los resultados suelen representarse mediante curvas carga-desplazamiento. En este caso, se adopta como punto de control el nodo superior de la barra.

El programa de cálculo SAP2000 permite considerar la no linealidad geométrica mediante dos formulaciones. La primera contempla únicamente el efecto P-Delta mediante el cálculo de la matriz de rigidez geométrica y plantea el equilibrio sobre la geometría inicial indeformada. La segunda considera, además del efecto P-Delta, los grandes desplazamientos, formulando el equilibrio sobre la configuración deformada de la estructura. Dado que este software se utiliza ampliamente en actividades vinculadas al ejercicio profesional, resulta de interés explorar sus capacidades para el análisis de estabilidad y compararlas con las de otros programas empleados con mayor frecuencia en investigación.

Análisis no lineal con efecto P-Delta

El análisis no lineal con efecto P-Delta contempla los efectos de segundo orden mediante la incorporación de la matriz de rigidez geométrica K_G . Esta matriz depende de la carga axial y modifica la matriz de rigidez inicial K de la estructura en función del nivel de compresión presente en cada elemento. En consecuencia, en estructuras sometidas a elevadas cargas axiales de compresión, la rigidez flexional disminuye, provocando un incremento de los desplazamientos laterales.

Cuando la estructura presenta una configuración perfectamente simétrica, resulta necesario introducir una perturbación inicial para iniciar el análisis no lineal de pandeo. Esto puede lograrse mediante la aplicación de una fuerza horizontal (H), que desplace la estructura de su eje, o bien mediante la adopción de una geometría inicial deformada. En este caso, se optó por aplicar cargas horizontales de distinta magnitud. Las curvas carga-desplazamiento resultantes para diferentes magnitudes de las fuerzas horizontales, se presentan en la Figura 1(a).

Es importante destacar que en el análisis P-Delta, si bien se contemplan los efectos de segundo orden, el equilibrio de la estructura continúa evaluándose respecto de la configuración indeformada de la estructura. En este contexto, la carga horizontal (H), aplicada perpendicularmente al eje de la barra y a la carga de compresión, al definirse el equilibrio sobre la configuración inicial indeformada, no genera una componente axial adicional. De esta manera no se modifica el nivel de carga axial en la barra y, por lo tanto, no altera la rigidez de la estructura a través de la matriz de rigidez geométrica (K_G). La rigidez flexional de la barra se ve influenciada únicamente por el aumento progresivo de la carga axial de compresión (V). A medida que dicha carga aumenta, la rigidez axial disminuye y, en consecuencia, los desplazamientos laterales crecen. Este crecimiento, como se aprecia en la Figura 1(a), se aproxima de forma asintótica al valor límite definido por la carga crítica de pandeo. En ese punto, la matriz de rigidez geométrica anula completamente la rigidez del elemento, lo que representa la pérdida total de estabilidad estructural.

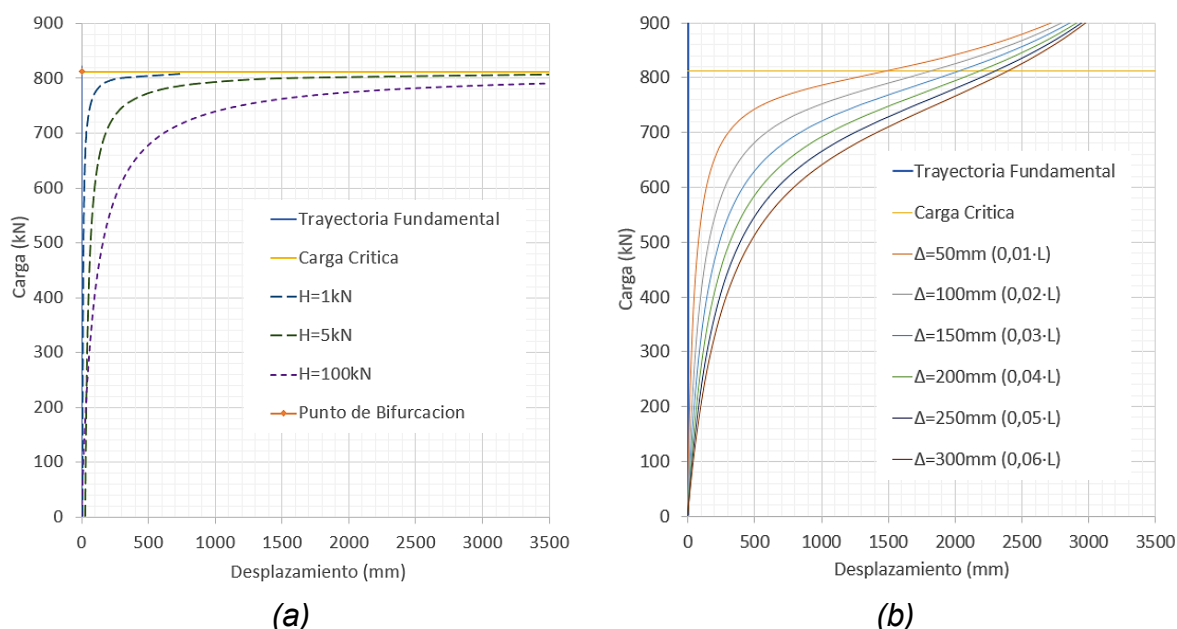


Figura 1. Análisis no Lineal. Curvas Carga-Desplazamiento del nodo superior de la barra empotrada-libre: (a) Efecto P-Delta, para diferentes valores de cargas horizontales (H), (b) Efecto P-Delta y grandes desplazamientos

Análisis no lineal con efecto P-Delta y grandes desplazamientos

En este tipo de análisis el equilibrio de la estructura se evalúa sobre la configuración deformada en cada paso de carga. Nuevamente, para iniciar el pandeo no lineal es necesario romper la simetría inicial de la estructura. En este caso, a diferencia del análisis anterior, se optó por modificar la geometría inicial mediante la incorporación de una deformación correspondiente al primer modo de pandeo lineal. En la Figura 1(b) se presentan las curvas carga-desplazamiento obtenidas para diferentes amplitudes máximas de deformación inicial. Se observa que, para niveles de carga elevados y próximos a la carga crítica, la curva carga-desplazamiento no tiende asintóticamente a dicho valor crítico, sino que lo supera. Esto se debe a que, al evaluar el equilibrio en la configuración deformada, la componente vertical de la fuerza (V) disminuye a medida que el nodo superior se desplaza. En consecuencia, también disminuye la influencia de la matriz de rigidez geométrica (K_G) sobre la rigidez inicial (K) de la estructura.

Análisis no lineal con efecto P-Delta, grandes desplazamientos y no linealidad material

El comportamiento no lineal del material se modela mediante rótulas plásticas (Wang et. al, 2018)¹¹, para elementos tipo barra mediante un conjunto de fibras distribuidas sobre la sección transversal. Cada fibra posee una posición, un área tributaria y una curva tensión-deformación asociada. La distribución de fibras adoptada para la sección circular utilizada en el presente trabajo se muestra en la Figura 2(a), se distribuyen 8 fibras equiespaciadas en el perímetro.

Las rótulas pueden definirse para modelar distintos tipos de comportamiento. El esfuerzo axial se obtiene integrando las tensiones en todas las fibras de la sección transversal, considerando tanto la sollicitación axial como los momentos en ambas direcciones. En este trabajo se emplearon rótulas destinadas a representar el

comportamiento axial de las barras. A medida que avanza el análisis incremental, las fibras alcanzan progresivamente la tensión de fluencia definida por la curva tensión-deformación del material, fijada en 241 MPa de acuerdo con la curva tensión-deformación adoptada (Figura 2(b)). Una vez alcanzado este nivel tensional, las fibras se consideran plastificadas. Se considera que la sección falla cuando todas las fibras alcanzan la tensión de fluencia. En ese estado, la sección se encuentra completamente plastificada y ya no es capaz de mantener el equilibrio estructural.

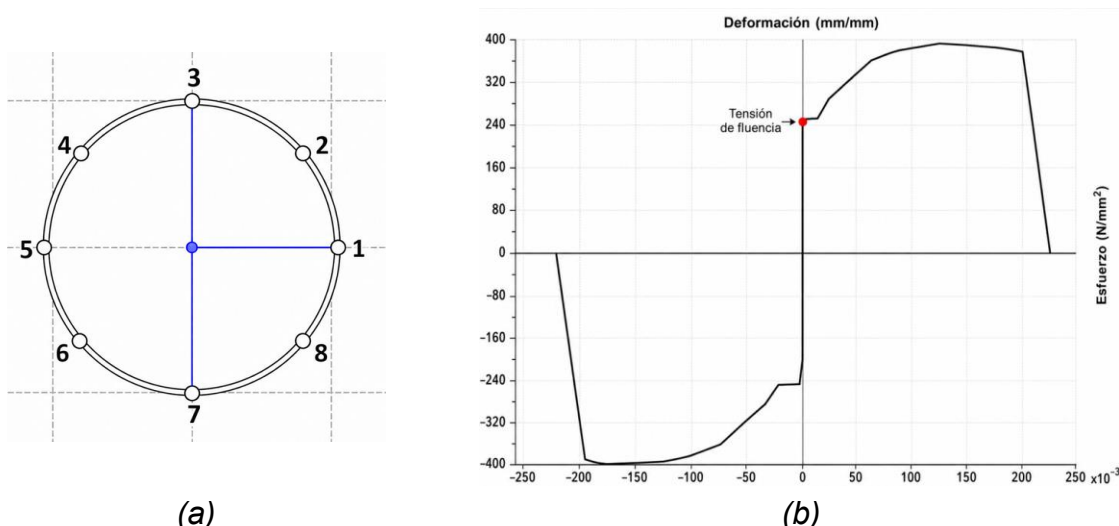


Figura 2. Comportamiento no Lineal del Material: (a) Ubicación de las fibras alrededor de la sección, (b) Curva tensión-deformación para el material de la barra.

Cabe destacar que las rótulas plásticas representan la plasticidad mediante elementos puntuales discretos. Por este motivo, las deformaciones plásticas se concentran dentro de la longitud asignada a la rótula. Con el objetivo de aproximar una plasticidad distribuida, cada barra del modelo fue subdividida en elementos de aproximadamente 50 cm de longitud, asignando una rótula plástica en el centro de cada tramo. De esta manera, mediante múltiples elementos con rótulas discretas, se logra representar la distribución progresiva de la plasticidad a lo largo de las barras.

La Figura 3 presenta las curvas carga-desplazamiento correspondientes a los diferentes análisis desarrollados, incluyendo los resultados obtenidos para dos amplitudes de imperfección geométrica inicial: 10 mm (0,002 L) y 100 mm (0,02 L). La línea amarilla de trazo continuo indica la carga crítica obtenida mediante el análisis lineal. El punto naranja representa el punto de bifurcación, mientras que la línea vertical azul corresponde a la trayectoria fundamental del sistema para el caso de una barra perfectamente recta. Los resultados del análisis no lineal con efecto P-Delta se representan mediante líneas de trazo y punto, mientras que los resultados del análisis no lineal con efecto P-Delta y grandes desplazamientos se representan mediante líneas de trazo continuo. Finalmente, los puntos triangulares rojos sobre las curvas señalan las cargas límite de plastificación considerando la no linealidad material (MNA) para cada amplitud de imperfección geométrica inicial considerada. Las cargas límite asociadas a cada tipo de análisis se resumen en la Tabla 1.

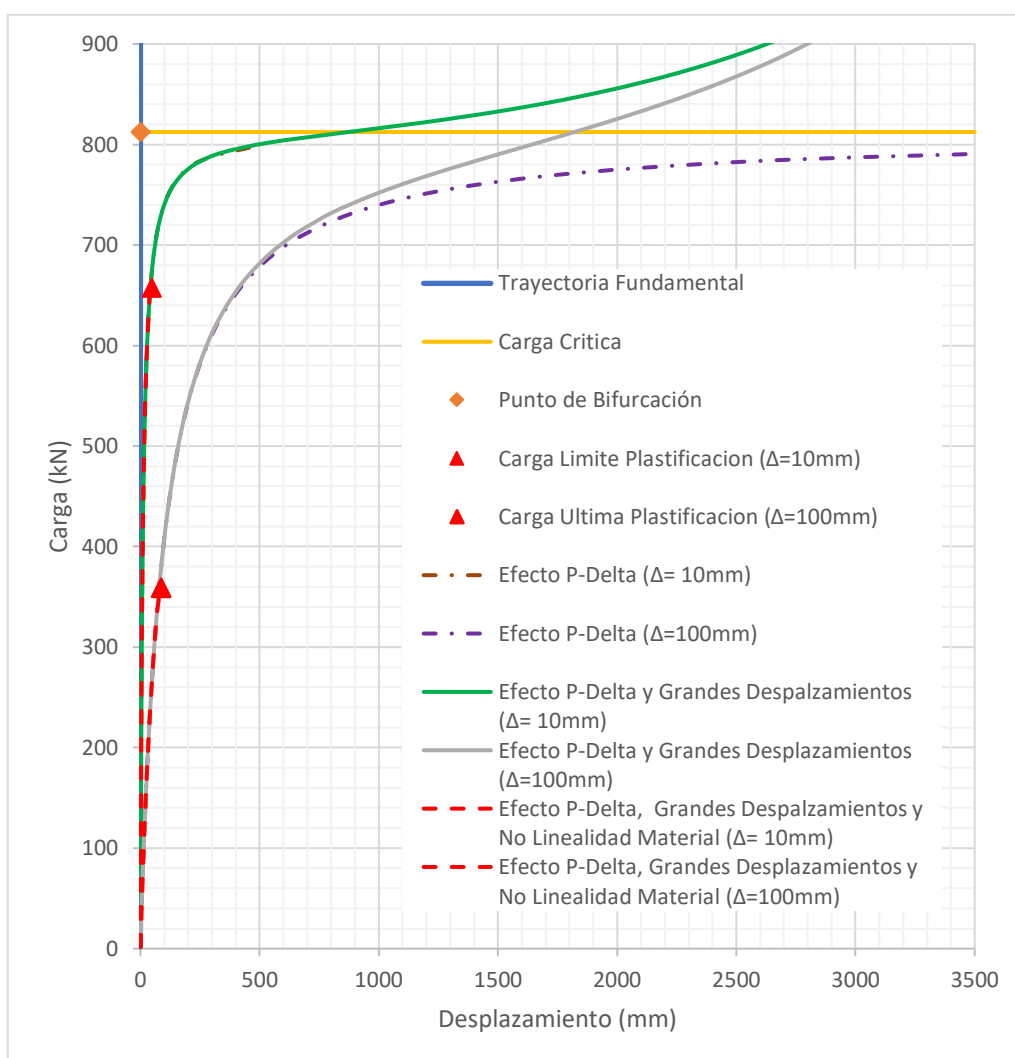


Figura 3. Curvas cargas desplazamiento para diferentes imperfecciones iniciales y diferentes tipos de análisis.

Tipo de Análisis		Imperfección geométrica inicial			
		$\Delta = 10\text{mm}$		$\Delta = 100\text{mm}$	
		kN	%	kN	%
Lineal	LBA	812,46	100,00%	812,46	100,00%
No Lineal con Efecto P - Delta	GNIA	797,17	98,12%	670,89	82,58%
No Lineal con Efecto P-Delta más Grandes Desplazamientos	GNIA	791,77	97,45%	671,77	82,68%
No Lineal con Efecto P-Delta más Grandes Desplazamientos y No Linealidad Material	GMNIA	657,83	80,97%	359,08	44,20%

Tabla 1. Tabla comparativa de las cargas críticas de pandeo para una barra empotrada libre para diferentes tipos de análisis.

A partir de los resultados obtenidos, puede observarse que la no linealidad material resulta determinante en el análisis de inestabilidad. Asimismo, las imperfecciones geométricas iniciales influyen significativamente en la respuesta estructural. Para imperfecciones geométricas iniciales pequeñas ($0,002 L$), la carga de pandeo no lineal geométrica elástica (GNIA) resulta muy cercana a la carga crítica elástica (LBA). Sin embargo, a medida que la amplitud de la imperfección geométrica inicial aumenta, la carga crítica de pandeo disminuye significativamente y la respuesta carga-desplazamiento se aparta progresivamente del comportamiento lineal. Esto evidencia la sensibilidad de la estructura frente a las imperfecciones geométricas.

ALCANCE DEL PREDIMENSIONAMIENTO DEL PUENTE

Se realizó el predimensionamiento del puente peatonal de arco tipo Network con el objetivo de obtener un modelo estructural representativo y adecuadamente dimensionado para analizar el comportamiento global del sistema frente a fenómenos de inestabilidad. La estructura fue dimensionada para los estados límite últimos (ELU) y verificada para los estados límite de servicio (ELS). Con el fin de acotar el alcance del estudio y focalizar el análisis en la respuesta estructural frente a sobrecargas peatonales, no se analizaron estados constructivos intermedios, condiciones de montaje o izaje ni acciones sísmicas. Para el sistema de riendas se adoptó un valor constante de pretensión, sin abordar la optimización de las tensiones iniciales en los cables. Asimismo, no se consideraron sobrecargas asociadas al tránsito vehicular.

La determinación de las acciones y las combinaciones de carga se realizó conforme a la *AASHTO LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges* (2009)¹², documento complementario a la *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (2012)⁷. Asimismo, el Reglamento Argentino para el Diseño de Puentes Carreteros, *CIRSOC 801* (2019)¹³, adopta esta guía como referencia para el diseño de puentes peatonales.

Las acciones gravitatorias, de viento y de nieve se determinaron conforme a los reglamentos *CIRSOC 101* (2005)¹⁴, *CIRSOC 102* (2005)¹⁵ y *CIRSOC 104* (2005)¹⁶, respectivamente. La verificación de los elementos de acero se efectuó de acuerdo con el *CIRSOC 301* (2005)¹⁷. Si bien este reglamento no contempla explícitamente a los puentes peatonales dentro de su campo de aplicación, tampoco los excluye, a diferencia de los puentes carreteros y ferroviarios.

En consecuencia, se consideró adecuada su aplicación, especialmente teniendo en cuenta las diferencias en la naturaleza de las cargas, las solicitaciones y las características estructurales de los puentes peatonales respecto de los puentes para tránsito vehicular y ferroviario. Esta decisión también es concordante con la distinción reglamentaria establecida por la normativa *AASHTO* (2012)⁷. Por último, cabe mencionar que se empleó la segunda generación del Sistema Reglamentario Argentino para las Obras Civiles, ya que, al momento de desarrollar este trabajo, la tercera generación aún no se encontraba completamente aprobada.

Geometría del puente peatonal

Se plantea un puente peatonal con una longitud total de 70 m (L) y una altura de arco de 10 m (H), lo que da lugar a una relación altura/luz de aproximadamente 0,14, valor cercano a los recomendados en la bibliografía de referencia (Tveit, 2014)¹⁸. Los arcos están conformados por perfiles tubulares de 36" de diámetro y 30,16 mm (1 3/16") de espesor, con un radio de curvatura constante que define una directriz circular. Los arcos se encuentran separados 8,50 m en los arranques (B) y presentan una inclinación de 16° respecto de la vertical, orientada hacia el eje longitudinal del puente. El tablero de hormigón tiene un ancho de 6,50 m (B'). La geometría general del puente y sus dimensiones principales se presentan en las Figura 4(a) y 4(b).

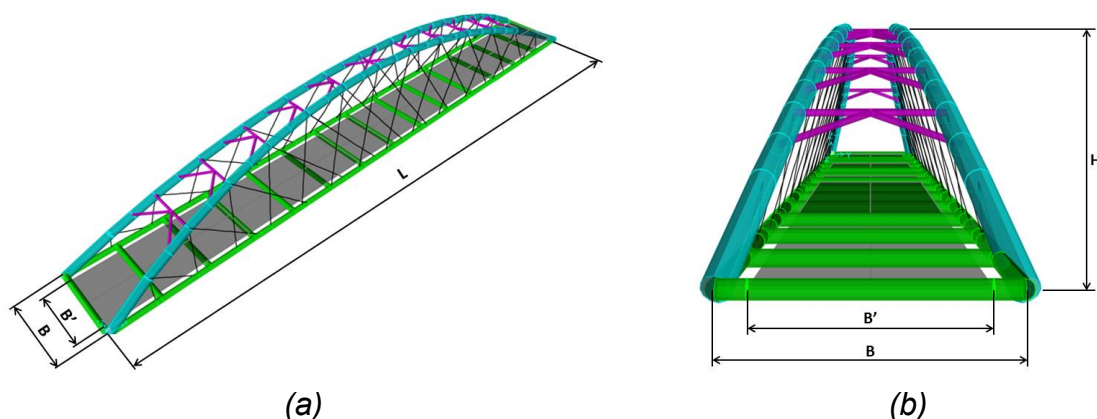


Figura 4. Diseño de puente peatonal: (a) Vista tridimensional, (b) Vista frontal.

Los cordones inferiores, que cumplen la función de tensores de la estructura, se materializan mediante perfiles tubulares de 24" de diámetro y 24,61 mm de espesor (Schedule 60). Sobre ellos se disponen las vigas metálicas que sostienen el tablero, también constituidas por perfiles tubulares de 24" SCH 60. El tablero, de 6,50 m de ancho, está constituido por una losa de hormigón armado de 20 cm de espesor, ejecutada mediante paños premoldeados de 5 m de longitud. Las vigas de arriostramiento entre arcos adoptan una configuración tipo K y están conformadas por perfiles tubulares de 10" de diámetro y 12,7 mm de espesor, SCH 60 (Figura 4(a)). Estas se disponen cada 5 m, excepto en los arranques, donde se incrementa la separación para garantizar una altura libre mínima de 6,50 m sobre el nivel del tablero, véase la Figura 4.

El entramado de tensores adopta una distribución tipo CARSM (*Constant Angle to Radius Slope Model*). Este sistema mantiene constante el ángulo de las riendas respecto del radio del arco (Pipinato, 2018)¹⁹. Se seleccionó un ángulo de inclinación de 30°, disponiendo las riendas equiespaciadas a lo largo de toda la directriz del arco (Figura 5). Finalmente, las riendas inclinadas están fabricadas con cables o barras macizas circulares de 42 mm de diámetro, lo que asegura su capacidad para trabajar exclusivamente a tracción.

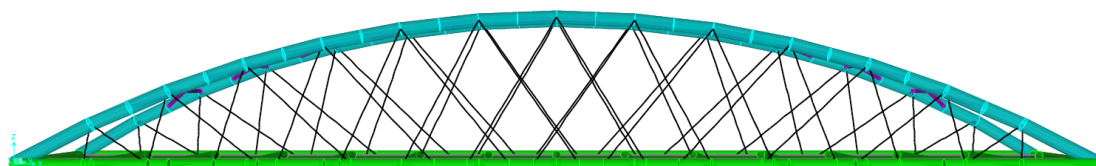


Figura 5. Vista lateral de Puente tipo Network diseñado

Descripción del modelo de elementos finitos

Se emplearon elementos tipo barra (*Frame*) para representar los arcos, los cordones inferiores, las vigas del tablero y las vigas de contraviento. Asimismo, las riendas se modelaron mediante elementos tipo cable (*Cable*). Para la aplicación de las cargas sobre el tablero, se utilizaron elementos tipo lámina (*Shell*), cuya función es distribuir las cargas hacia las vigas del tablero. No se consideró el comportamiento de diafragma rígido del tablero. Las cargas de viento sobre los perfiles metálicos se incorporaron como cargas lineales uniformemente distribuidas. El modelo estructural considera cuatro apoyos fijos, uno en cada extremo de los arcos. Estos apoyos restringen los desplazamientos y permiten el libre giro de la estructura. Los diferentes colores visualizados en las Figura 4 y Figura 5 indican las secciones utilizadas:

- Arcos (cian): perfil tubular de 36" de diámetro y 30,16 mm (1 3/16") de espesor.
- Tensor inferior y vigas del tablero (verde): perfil tubular de 24" SCH 60.
- Vigas de contraviento (violeta): perfil tubular de 10" SCH 60.
- Cables (negro): cable circular macizo de 42 mm de diámetro.

Análisis de cargas

Las cargas consideradas en el predimensionamiento son el peso propio de la estructura (DC), las cargas permanentes del tablero (DC), la fuerza de pretensado de los cables (TENS), la carga de viento (W) y la sobrecarga peatonal debida al tránsito de personas (PL). En la Tabla 2 se presentan las cargas consideradas.

Carga	Denominación	Puntual	Lineal	Superficial
		kN	kN/m	kN/m ²
Peso total estructura Metálica	DC	2034,20	-	-
Peso de tablero	DC	-	-	5,36
Sobrecarga Peonatal	L	-	-	4,31
Carga pretensada de riendas	TENS	74	-	-
Cargas de viento	W	-	-	-
Carga Viento (36" SCH 40)	W	-	0,64	-
Carga Viento (24" SCH 40)	W	-	0,42	-
Carga Viento (10" SCH 40)	W	-	0,19	-
Carga Viento Tablero (Levantamiento)	W	-	-	0,95

Tabla 2. Cargas usadas en el dimensionamiento

Particularidades de la carga peatonal

Los reglamentos CIRSOC no definen cargas de uso para puentes peatonales. Por lo tanto, se adoptan las indicadas en la guía de diseño norteamericana AASHTO (2009)¹². Según esta guía, los puentes peatonales deben diseñarse para una carga uniforme de 90 psf (libras por pie cuadrado), equivalente a $4,31 \text{ kN/m}^2$, distribuida de manera que produzca los máximos efectos de carga. En esta condición no es necesario considerar el incremento dinámico de carga. La misma normativa señala que existe un límite físico para la carga que puede aplicarse a un puente debido al peso estático de las personas. Esta carga se estima en aproximadamente 150 psf ($7,32 \text{ kN/m}^2$). Conocer la carga máxima posible permite definir el límite superior del valor de la sobrecarga de uso. A modo ilustrativo, en la Figura 6 se presenta la relación entre la densidad de personas y la sobrecarga de uso asociada (AASHTO, 2012)¹².

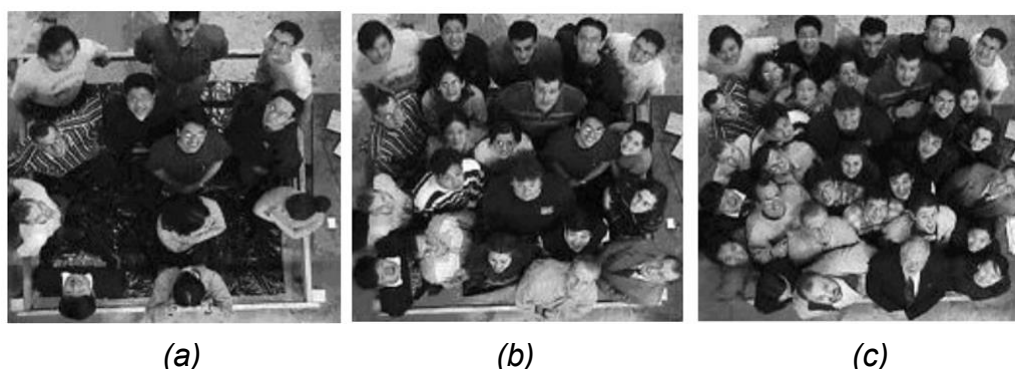


Figura 6. Relación entre la densidad de personas y la carga uniformemente distribuida para sobrecarga de uso de: (a) 50 psf ($2,44 \text{ kN/m}^2$), (b) 100 psf ($4,88 \text{ kN/m}^2$), (c) 150 psf ($7,32 \text{ kN/m}^2$) (AASHTO, 2009)¹².

La sobrecarga peatonal utilizada (PL) fue $4,31 \text{ kN/m}^2$, se distribuyó de distintas maneras sobre el tablero con el objetivo de identificar el patrón de carga más desfavorable para el dimensionamiento del puente. Las distribuciones analizadas son:

- Carga peatonal distribuida en la longitud total del puente (PL1).
- Carga peatonal distribuida en la mitad de la longitud total del puente (PL2).
- Carga peatonal de 15 m de longitud en uno de los extremos del puente (PL3).
- Carga peatonal de 15 m de longitud a un cuarto de la longitud total (PL4).
- Carga peatonal de 5 m de longitud en el centro del puente (PL5)
- Carga peatonal distribuida en la mitad del ancho del tablero, toda la longitud (PL6).
- Carga peatonal distribuida en la longitud total, distribuida en damero (PL7).

La condición más crítica correspondió a la carga distribuida sobre la totalidad de la longitud del puente (PL1), véase la Figura 7.

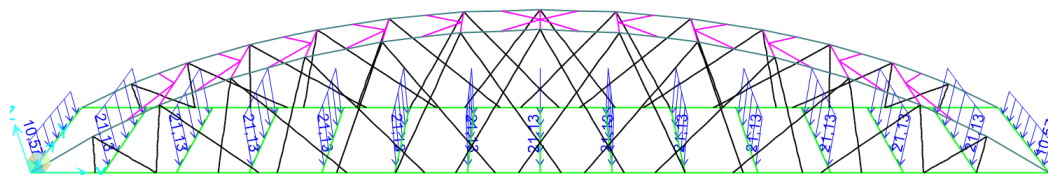


Figura 7. Carga peatonal distribuida en la longitud total del puente (PL1).

Verificaciones

Las verificaciones del puente se realizaron mediante las combinaciones de carga de resistencia y de servicio establecidas en la normativa *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (2012)⁷. Para las verificaciones de resistencia se utilizaron las combinaciones *Resistencia I* y *Resistencia III*, mientras que para las verificaciones de servicio se adoptaron las combinaciones *Servicio I* y *Servicio II*. Las combinaciones de carga mencionadas contemplan la acción del viento únicamente sobre la sobrecarga vehicular, la cual es nula en el presente trabajo. En puentes con elevada afluencia de peatones, podría evaluarse una combinación de carga adicional que contemple simultáneamente la carga de viento aplicada sobre la sobrecarga peatonal. En las verificaciones de resistencia y de servicio no se observaron relajaciones de las riendas en ninguna de las combinaciones de carga consideradas. Asimismo, las deflexiones del cordón inferior del puente peatonal pueden ajustarse mediante la pretensión de las riendas. Una descripción detallada de las combinaciones de carga adoptadas y de las verificaciones de resistencia y servicio realizadas puede consultarse en Fernández (2026)⁸.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL PUENTE PEATONAL

El análisis de estabilidad del puente se realiza sobre el patrón de sobrecarga peatonal identificado como crítico en el predimensionamiento de la estructura. No obstante, el procedimiento de análisis puede aplicarse a cualquier otra distribución de carga que se considere de interés. Con el fin de determinar el estado tensional base a partir del cual se evalúa la estabilidad de la estructura, se implementa la siguiente secuencia de cargas:

1. Aplicación del peso propio de la estructura.
2. Incorporación del peso propio del tablero.
3. Aplicación de las cargas de pretensado en las riendas.
4. Aplicación progresiva del patrón de carga peatonal crítico.

Análisis de Bifurcación Lineal (LBA)

Se presentan los resultados del análisis de pandeo lineal realizados sobre el modelo completo del puente peatonal. En las Figura 8 a Figura 10 se presentan los primeros tres (3) modos de pandeo y los coeficientes de pandeo asociados.

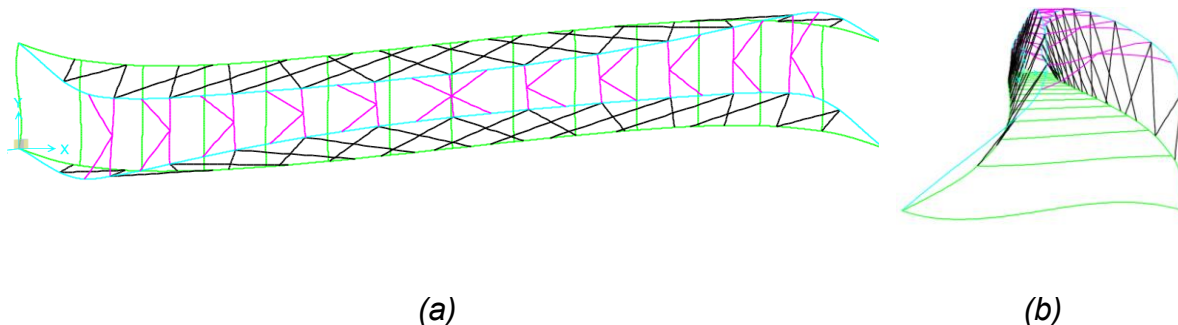


Figura 8. Modo 1. Factor de pandeo (λ^C_1): 109.3. (a) Vista en planta, (b) Vista frontal.

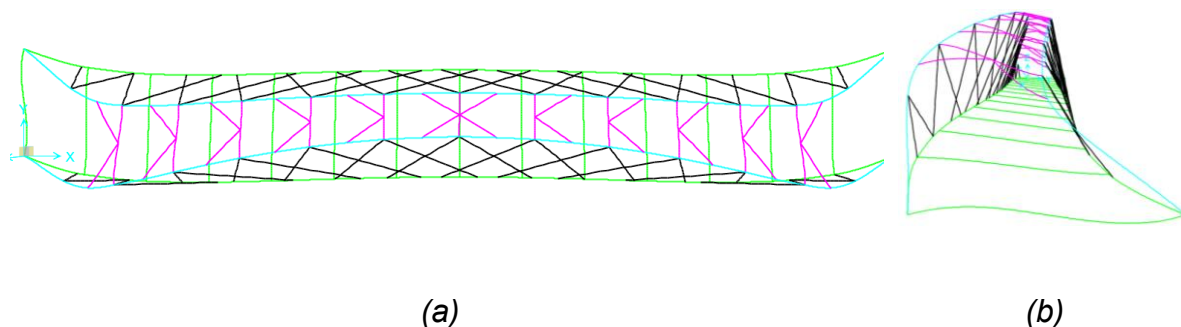


Figura 9. Modo 2. Factor de pandeo(λ^C_2): 113.4. (a) Vista en planta, (b) Vista frontal.

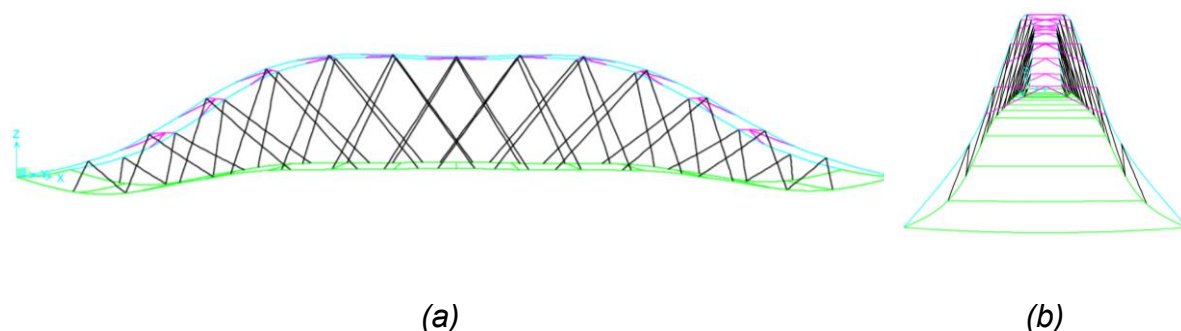


Figura 10. Modo 3. Factor de pandeo(λ^C_3): 192.3. (a) Vista en planta, (b) Vista frontal.

En el Modo 1 se observa que la estructura presenta una inestabilidad cuando la carga alcanza un valor crítico de $\lambda^C_1 = 109.3$. En este modo se evidencia principalmente el pandeo de los arcos, y, por lo tanto, del puente completo fuera del plano. Una situación similar se presenta en el Modo 2, con un valor crítico de pandeo levemente mayor, $\lambda^C_2 = 113.4$. En tanto, el Modo 3 es el primer modo de pandeo en el cual se observa el pandeo de los arcos en el plano. En la Tabla 3 se presentan los factores de pandeo obtenidos para cada modo analizado y la carga peatonal asociada.

Modo de pandeo	Carga aplicada	Factor de Pandeo (λ^C):	Carga de pandeo
	kN/m ²		kN/m ²
Modo 1	4,31	109.3	469,9
Modo 2	4,31	113.4	487,6
Modo 3	4,31	192.3	826,7

Tabla 3. Resultados del análisis de pandeo lineal bajo sobrecarga peatonal distribuida a lo largo del puente

Teniendo en cuenta lo indicado respecto de la carga peatonal máxima posible en función de la densidad de personas, el valor máximo físicamente alcanzable es de $7,31 \text{ kN/m}^2$. Por lo tanto, el puente peatonal no puede presentar pandeo según los modos 1, 2 o 3, ya que las cargas críticas asociadas a dichos modos superan ampliamente la carga máxima posible sobre el tablero.

Análisis no lineal geométrico elástico con imperfecciones (GNIA)

Se realiza el análisis de pandeo no lineal del puente considerando comportamiento lineal del material. Debido a la simetría de la estructura, se introduce una imperfección geométrica inicial correspondiente al Modo 1. La magnitud de la imperfección se fijó en un desplazamiento máximo de $L/500$, equivalente a 140 mm, véase la Tabla 4.

Caso	Relación	Desplazamiento máximo	Geometría deformada
Caso 1	$L/500$	140 mm	Modo 1

Tabla 4. Magnitud de la imperfección geométrica.

Se establecieron puntos de control sobre los arcos de puente para monitorear los desplazamientos de la estructura, particularmente los laterales, véase la Figura 11.

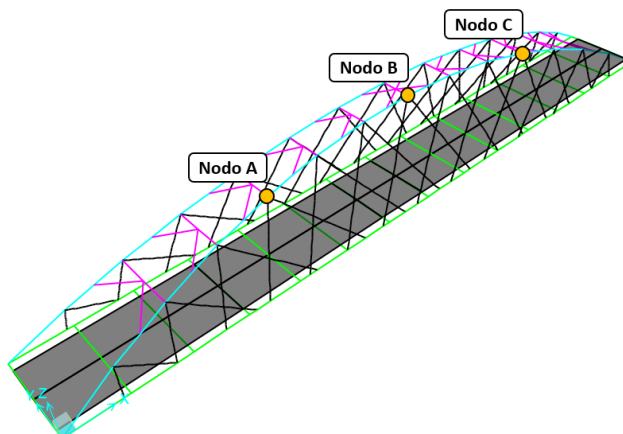


Figura 11. Puntos de control de desplazamiento sobre la estructura.

Para el análisis no lineal asociado a la sobrecarga peatonal, se adoptó un factor de amplificación de carga igual a 110, valor levemente superior al factor de pandeo correspondiente al Modo 1. Asimismo, se definieron 110 pasos de carga, equivalentes a incrementos de $4,31 \text{ kN/m}^2$ por paso, con el objetivo de llevar la estructura más allá del punto de bifurcación. El análisis finaliza al completarse los pasos definidos o cuando la estructura alcanza la condición de inestabilidad.

La inestabilidad se produce en el paso 87, correspondiente a una carga distribuida de $374,1 \text{ kN/m}^2$, aproximadamente un 20 % inferior a la obtenida mediante el análisis de pandeo lineal. No obstante, esta carga no resulta físicamente alcanzable debido a las limitaciones impuestas por la densidad máxima de personas sobre el tablero.

En la Figura 12 se presenta la deformada final y los desplazamientos laterales de la

estructura, en planta y en vista frontal. En Figura 12(a) se indican los desplazamientos (U_1, U_2, U_3) y las rotaciones (R_1, R_2, R_3) en (x, y, z) de los nodos de control respectivamente. Los desplazamientos están indicados en milímetros. Se observa un incremento exponencial y no acotado de los desplazamientos en los nodos de control (Nodos A y B) a medida que aumenta la carga. Asimismo, la deformada obtenida coincide con la imperfección geométrica inicial adoptada. Las trayectorias de equilibrio correspondientes a los puntos de control (Nodo A, Nodo B y Nodo C) se muestran en la Figura 13.

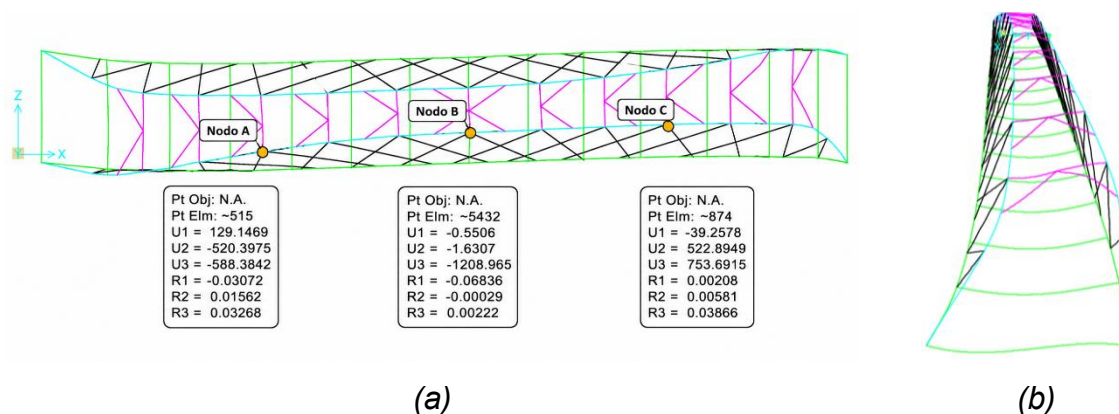


Figura 12. Condición deformada del puente en último paso de carga. (a) Vista en planta. (b) Vista frontal.

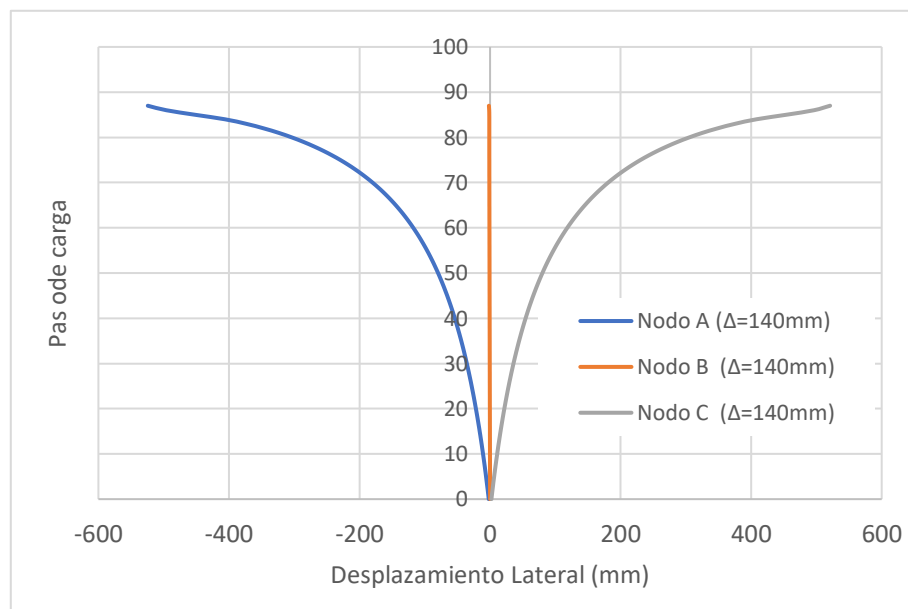


Figura 13. Desplazamiento lateral de los puntos de control en función de los sucesivos pasos de carga.

En la Figura 13 se presentan las tensiones principales en los elementos de barra correspondientes al último paso de carga estable (paso 87). Como puede observarse, las tensiones en las barras superan ampliamente la tensión de fluencia del material, $\sigma_y = 241 \text{ MPa}$. Asimismo, las riendas también presentan tensiones superiores a la fluencia del acero.

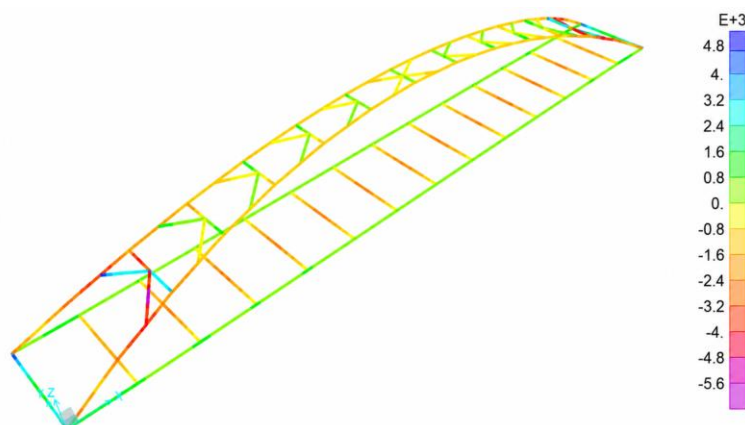


Figura 14. Tensiones principales en la estructura para el último paso de análisis (paso 87) [MPa].

Este resultado evidencia que la estructura presenta problemas de fluencia en barras y riendas antes de alcanzar la inestabilidad global asociada al pandeo de los arcos. Por lo tanto, se concluye que el puente alcanza la inestabilidad debido a las limitaciones del material, antes que la condición de inestabilidad global por pandeo de los arcos. Este resultado plantea la necesidad de incorporar el comportamiento real del material para evaluar la respuesta de la estructura en los estados límites últimos.

Análisis no lineal material (MNA)

Como se presentó en el caso de la columna empotrada-libre, el comportamiento no lineal del material se modela mediante la utilización de rótulas plásticas. Para ello, resulta necesario definir las propiedades constitutivas del material (curva tensión-deformación) y controlar el grado de discretización adoptado en las barras para representar el estado tensional de la sección a partir de la respuesta individual de cada fibra. Con este propósito, todas las barras del modelo se subdividieron en elementos con una longitud máxima de 50 cm. A medida que avanza el análisis incremental, las fibras alcanzan progresivamente la tensión de fluencia y comienzan a plastificarse, provocando una disminución gradual de la rigidez de la sección. Se considera que la sección alcanza su capacidad última cuando todas las fibras se encuentran plastificadas y ya no es posible mantener el equilibrio estructural.

En la Figura 15(a) se presenta la distribución de tensiones en la sección transversal en función de la posición relativa de las fibras de la sección, definida como la relación entre la distancia de cada fibra al centro de la sección y el radio de la sección circular, y del aumento de carga en los sucesivos pasos de carga. Las posiciones positivas corresponden al sector superior y las negativas al inferior. De este modo, las fibras ubicadas en los extremos de la sección (Fibras 3 y 7 en la Figura 15(b), posiciones +1 y -1) son las que desarrollan las mayores tensiones desde los primeros pasos de carga, mientras que las fibras centrales (1 y 5) presentan los menores niveles tensionales. Las fibras intermedias muestran una distribución aproximadamente lineal de tensiones.

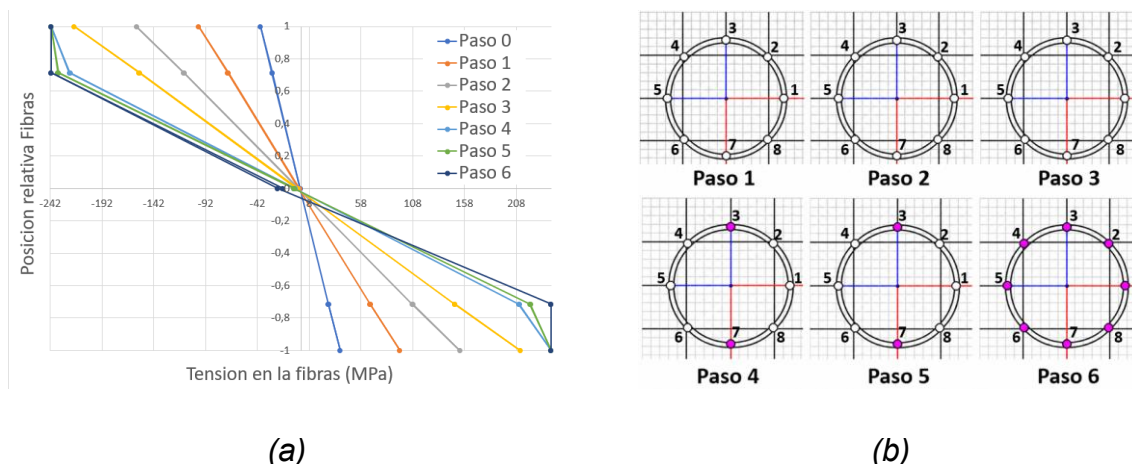


Figura 15. Análisis no lineal de material: (a) Distribución de tensiones en las fibras en la sección (MPa), (b) Esquema de fibras en fluencia en cada paso de carga.

La Figura 15(b) permite interpretar de manera más clara y visual los resultados correspondientes a los pasos de carga 0 a 6 para las tensiones mostradas en la Figura 15(a). En ella se muestran en color violeta las fibras que alcanzaron la tensión de fluencia especificada (241 MPa). Se observa que las primeras fibras en alcanzar la tensión de fluencia son las ubicadas en los extremos de la sección, lo cual ocurre en el paso de carga 4. En el paso 5, las tensiones aumentan en todas las fibras, aunque no se evidencia la plastificación de nuevas fibras. Finalmente, en el paso de carga 6, las fibras intermedias (2, 4, 6 y 8) alcanzan la tensión de fluencia del material. Este paso corresponde al último estado de carga estable antes de que se produzca la plastificación completa de la sección.

En la Figura 16 se presenta la distribución espacial de las rótulas plásticas en la estructura. En color violeta se identifican aquellas rótulas en las que alguna de sus fibras alcanza el estado de fluencia, indican el inicio de la fluencia. Antes de llegar a este punto, toda la deformación es lineal y ocurre en el elemento barra (Frame), no en la rótula (Hinge). La deformación plástica posterior se desarrolla en la rótula, junto con cualquier deformación elástica adicional que pueda producirse en el elemento. Se observa que la plastificación se concentra únicamente en las vigas de soporte del tablero.

La carga máxima de la estructura en el último paso de carga fue de 25,8 kN/m², un valor considerablemente menor que los obtenidos en los análisis de pandeo lineal y en los análisis no lineales con imperfecciones geométricas. En la Tabla 5 se presenta un resumen de las cargas máximas obtenidas para cada tipo de análisis.

Tipo de Análisis	Carga de inestabilización
	kN/m ²
Análisis de bifurcación elástico lineal (LBA)	469,965
Análisis no lineal geométrico elástico (GNA)	374,1
Análisis no lineal material (MNA)	25,8

Tabla 5. Resumen de cargas máximas para los diversos análisis.

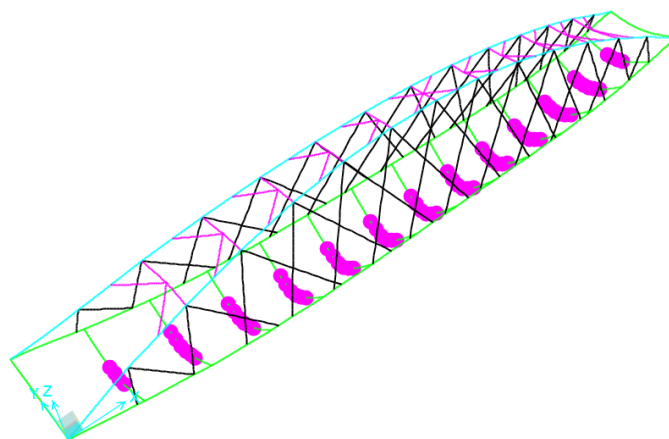


Figura 16. Formación de rotulas plásticas en las barras para el último paso de carga estable.

Discusión de resultados

El análisis de estabilidad del puente peatonal se realizó considerando la distribución de sobrecarga que tuvo mayor incidencia en el dimensionamiento del puente, carga distribuida en la longitud total. Se llevó a cabo un estudio de complejidad progresiva, cuyo objetivo es realizar un análisis crítico del impacto que tiene cada etapa en el proceso de evaluación estructural.

Se evaluó la estructura bajo la sobrecarga previamente mencionada mediante tres tipos de análisis: análisis elástico lineal (LBA), análisis elástico no lineal geométrico (GNIA) y análisis no lineal material (MNA). Los resultados obtenidos evidencian cómo la incorporación de no linealidades geométricas y del material reduce significativamente la capacidad resistente teórica de la estructura respecto a las predicciones del análisis elástico lineal.

En el análisis de bifurcación elástico lineal (LBA), el primer modo de pandeo corresponde al pandeo de los arcos fuera del plano. El factor de carga crítica fue elevado, del orden de 109 veces la carga de diseño ($4,31 \text{ kN/m}^2$). La carga crítica asociada al primer modo de pandeo, aproximadamente 470 kN/m^2 , resulta muy superior a la carga peatonal máxima admisible ($7,31 \text{ kN/m}^2$). Este resultado parcial indica una amplia reserva de carga del puente y descarta la posibilidad de pandeo global bajo condiciones de carga reales.

El análisis no lineal geométrico (GNIA) incorpora un estudio de pandeo no lineal considerando imperfecciones iniciales en la estructura equivalentes a $L/500$, siendo L la longitud total del puente, 70 m. Esto permitió evaluar el efecto de las imperfecciones geométricas en la respuesta estructural. La inestabilidad se alcanzó para una carga de aproximadamente 374 kN/m^2 , un valor 20 % inferior al obtenido en el análisis lineal. Aunque esta carga continúa siendo mayor que la carga máxima posible, el resultado confirma la sensibilidad de la estructura ante imperfecciones geométricas. Durante el análisis se identificó que las tensiones en la estructura en el último paso de carga eran considerablemente mayores que las tensiones de fluencia de los materiales, lo que evidenció la necesidad de incorporar la no linealidad del material en el análisis.

Por último, el análisis no lineal de material (MNA) consideró la curva tensión-deformación real del material mediante la incorporación de rótulas plásticas. Los

resultados muestran que las vigas del tablero alcanzan las tensiones de fluencia (241 MPa) en etapas tempranas del análisis (en el paso 4, equivalente a una carga distribuida de 17,2 kN/m²). En el paso 6 (25,8 kN/m²) se observa la plastificación total de las secciones de las vigas del tablero. Durante este análisis, las tensiones en el resto de la estructura se mantuvieron en el rango elástico (< 241 MPa). Este resultado demuestra que la falla de la estructura está controlada por el comportamiento inelástico del material.

Finalmente comparando los resultados, la carga crítica de inestabilidad desciende desde 469,9 kN/m² (LBA) a 374,1 kN/m² (GNIA) y finalmente a 25,8 kN/m² (MNA). Ésta marcada reducción evidencia la influencia significativa del comportamiento no lineal del material en la capacidad portante del puente. En consecuencia, se concluye que el análisis de estabilidad estructural no debe limitarse a considerar únicamente las imperfecciones geométricas, sino que también debe incluir el comportamiento real del material, garantizando un modelo teórico que sea representativo del comportamiento real de la estructura.

CONCLUSIONES

Conclusiones particulares

- El análisis de bifurcación elástico lineal (LBA) indica que el primer modo de pandeo corresponde al pandeo fuera del plano de los arcos. La carga crítica obtenida resulta considerablemente superior a la carga peatonal máxima admisible.
- El análisis no lineal geométrico (GNIA), con imperfecciones iniciales equivalentes a L/500, evidencia una reducción aproximada del 20 % en la carga crítica respecto del análisis lineal, mostrando la sensibilidad de la estructura frente a imperfecciones geométricas.
- En el GNIA se registran tensiones superiores al límite de fluencia del material, lo que evidencia la necesidad de considerar la no linealidad material en el análisis de estabilidad. El análisis no lineal de material (MNA), implementado mediante rótulas plásticas, muestra plastificación inicial en las vigas del tablero, mientras que el resto de la estructura permanece en régimen elástico. La respuesta global queda gobernada por el comportamiento del material.

Conclusiones generales

- El análisis lineal elástico tiende a sobreestimar la carga crítica de pandeo.
- El modelado numérico de estructuras complejas debe desarrollarse de manera progresiva, incorporando gradualmente mayores niveles de complejidad en el análisis.
- La mayor complejidad de los programas de cálculo estructural refuerza la necesidad de utilizar modelos simplificados y casos de referencia como herramientas de verificación e interpretación de resultados.
- La definición de imperfecciones geométricas iniciales constituye un aspecto crítico del análisis. Su forma y amplitud no cuentan con una determinación única, por lo que resulta necesario evaluar distintos escenarios. Se recomienda representar las imperfecciones mediante deformaciones compatibles con procesos constructivos reales del tipo de estructura analizada.

REFERENCIAS

- [1] Schanack F. (2009). In-plane arch buckling of Network arch bridges, 2009 World Steel Bridge Symposium, San Antonio, TX.
- [2] Godoy (2000), A Primer on Buckling of Tanks. Publicación interna Universidad Nacional de Cordoba.
- [3] Błonka A. and Skrzętkowicz L. (2022). Nonlinear buckling analysis of network arch bridges. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 123–137.
- [4] Ammendolea D., Bruno D., Greco F., Lonetti P. and Pascuzzo A. (2020). An investigation on the structural integrity of Network arch bridges subjected to cable loss under the action of moving loads. *Procedia Structural Integrity*, 25: 305-315.
- [5] Lai E. and Mulas M. (2017). A MSD model for coupled analysis of pedestrian-footbridge dynamic interaction. *Procedia Engineering*. 199: 2864–2870.
- [6] Tveit, P. (2002). Optimal Design of Network Arches. IABSE Symposium Report 44,16:55-65.
- [7] AASHTO. (2012). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (5th ed.). Washington, DC.
- [8] Fernández, E. (2026). Tesis de grado: Análisis del fenómeno de pandeo en puentes atirantados de arco metálico peatonales tipo Network sujetos a cargas estáticas. Universidad Nacional del Comahue. <https://rdi.uncoma.edu.ar/handle/uncomaid/19303>
- [9] Bazzano, J. and Pérez Zepa, J. (2017). Introducción al análisis no lineal de estructuras: Texto del curso Análisis No Lineal de Estructuras. Universidad de la República. Facultad de Ingeniería. Montevideo, Uruguay.
- [10] CEN. (2007). Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures. Brussels: European Committee for Standardization
- [11] Wang Y., Peng Y. and Dong J. (2018). Fiber hinge approach for nonlinear analysis of structural members accounting for local buckling under large deformation. College of Civil Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing, China: ICMSE 2018.
- [12] AASHTO. (2009). AASHTO LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges. Washington, DC.
- [13] CIRSOC (2019). CIRSOC 801: Reglamento Argentino para el Diseño de Puentes Carreteros: Proyecto General y Análisis Estructural. INTI.
- [14] CIRSOC (2005). CIRSOC 101: Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras. INTI.
- [15] CIRSOC (2005). CIRSOC 102: Reglamento Argentino de la Acción del Viento sobre las Construcciones. Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI).
- [16] CIRSOC (2005). CIRSOC 104: Reglamento Argentino de Acciones de la Nieve y el Hielo sobre las Construcciones. Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI).
- [17] CIRSOC (2005). CIRSOC 301: Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios. Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI).
- [18] Tveit, P. (2014). The Network Arch, Bits of Manuscript in March 2014 after Lectures in 50+ Countries.
- [19] Pipinato, A. (2018). Structural Optimization of Network Arch Bridges with Hollow Tubular Arches and Chords. *Modern Applied Science*, 36-53.