

## PROTOCOLOS DE CARGA PARA PUENTES DE ACERO SUJETOS A BAJOS FACTORES DE SOBRERRESISTENCIA

### TESTING'S LOADING PROTOCOLS IN STEEL BRIDGES SUBJECTED TO LOW OVERSTRENGTH FACTOR

Jessica Fernanda Sarango Rodríguez<sup>1</sup>, Víctor Alejandro Calderón González<sup>2</sup>

<sup>(1)</sup> Estudiante de Ingeniería Civil, Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE, Sangolquí Ecuador, [jfsarango@espe.edu.ec](mailto:jfsarango@espe.edu.ec)

<sup>(2)</sup> Ph.D. student in Civil Engineering, Department of Civil, Construction, and Environmental Engineering, North Carolina State University, Raleigh United States, [vacalder@ncsu.edu](mailto:vacalder@ncsu.edu)

Recibido: Enero, 2019 Aceptado: Abril, 2019

#### RESUMEN

Como parte del Proyecto Anchorage Port Access Bridge, se llevó a cabo un estudio acerca de los diferentes protocolos de carga aplicados en distintas secciones de vigas principales en marcos de puentes de acero. Se aplicarán distintos ciclos dinámicos de carga con el fin de capturar el comportamiento particular del puente. Este se caracteriza por la cedencia de las vigas principales antes que las columnas. Para ello se lleva a cabo un análisis computacional en SeismoStruct, que comprende un análisis pushover-estático y uno de historia en el tiempo, a fin de determinar en qué ciclo la columna y la viga entran en cedencia, luego se compara los resultados entre protocolos para determinar qué historial de carga permite analizar la respuesta de cada elemento.

**Palabras claves:** bajo factor de sobre resistencia, protocolo de carga cargas sísmicas, cargas dinámicas, ensayo cuasi-estático, conexión viga-columna, cedencia de la viga principal, puentes de acero.

#### ABSTRACT

As part of the Anchorage Port Access Bridge Project, a study of different loading protocols applied to diverse sections of cap beams in steel bridge frames was carried out. Different dynamic loading cycles will be applied in order to capture the particular behavior of the bridge. This is characterized by the yield of the cap beams before the columns. To do this, a computational analysis is developed in SeismoStruct, which includes a static-pushover analysis and a time history analysis in order to determine in which cycle the column and the beam enter in sequence,

then the results are compared between protocols to determine which load history allows to analyze the response of each element.

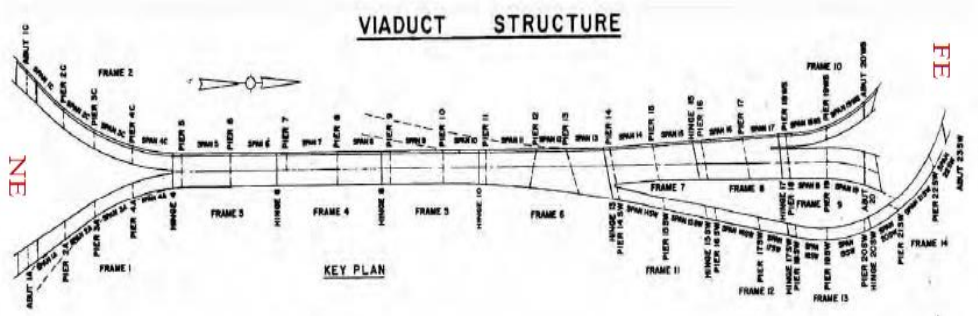
**Keywords:** low overstrength factor, loading protocol, seismic loads, dynamic loads, quasi-static test, beam-column connection, cap beam yielding, steel bridges.

## 1. INTRODUCCIÓN

El puente Anchorage Port Access (APA) fue construido en 1972 con normas sísmicas diferentes a las actuales. Estas normas han evolucionado mucho sobre todo para regiones como Alaska que tienen alta peligrosidad sísmica (Alaska Seismic Hazards Safety Commission (ASHSC), 2019). Por lo tanto, es importante establecer si el puente cumple con la filosofía de diseño sísmico actual. En las Figuras 1 y 2 se muestran vistas en elevación y planta.



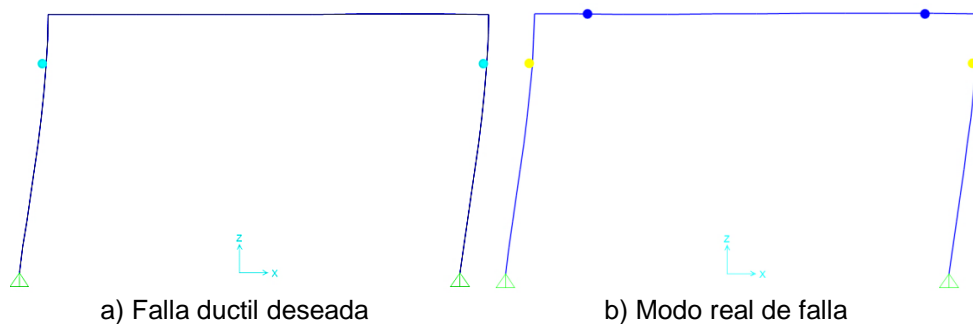
**Figura 1:** Puente Anchorage Port Access  
Fuente: (Calderón et al., 2018).



**Figura 2:** Vista en planta del Puente Anchorage Port Access  
Fuente: (Calderón et al., 2018).

En un estudio previo (proyecto Anchorage Port Access, Universidad Estatal de Carolina del Norte) se detectó que el 61% de los “piers” presentaban cedencia de la viga de techo, antes que las columnas alcancen su momento plástico (Calderón et al., 2018).

En la Figura 3, se observan las formas de falla deseada y real. En la primera, hay daño moderado en columnas y no enviga, en la segunda, las columnas sufren daño grave y, peor aún, las vigas también se dañan. Nótese que la primera forma, deseada, sigue los lineamientos de diseño sísmico de la AASHTO (2007) para un puente tipo 1, los mismos que toman en cuenta la formación de rótulas plásticas en las columnas. En estos lineamientos, la subestructura debe ser dúctil y la superestructura debe permanecer esencialmente elástica.



**Figura 3:** Esquema de modos de falla deseado y actual  
Fuente: (Calderón et al., 2018).

En el modo real de falla, que representa el estado actual del 61% de los marcos, las rótulas plásticas también se están formando en las vigas de techo, causando que los factores de sobrerresistencia de la conexión viga-columna sean menores. Esto desencadena grandes deformaciones en la zona de las rótulas plásticas, evitando que los elementos estén protegidos por capacidad como lo menciona la AISC 341-10 (2010). Los factores de sobrerresistencia se refieren a la relación: momento de cedencia de la viga de techo ( $M_{yCB}$ ) dividido para momento de la viga de techo que iguala al de la formación de la rótula plástica en la columna ( $M_{pCB}^{col}$ ).

La Tabla 1 muestra la denominación de los “piers”, la relación diámetro-espesor ( $D/t$ ) de la columna y el factor de sobrerresistencia. La relación  $D/t$  determina la compacidad de las secciones estructurales y actualmente el límite mínimo para zonas sísmicas es de 35 para perfiles HSS compactos y 96 para no compactos, que corresponden a las relaciones  $0.09E/F_y$  y  $0.044E/F_y$ , respectivamente. (AISC 341-10,2010). Además, se evidencia que la mayoría de geometrías incumplen con el valor mínimo de sobrerresistencia determinado en las especificaciones Caltrans (2016) y WSDOT M 23-50 (2018), respaldadas por la AASHTO (2007). Estas mencionan que, para que un elemento estructural esté protegido por capacidad, esta relación debe tener un valor mínimo de 1.25. Este valor puede ser 1, si las condiciones de suelo son especialmente favorables.

**Tabla 1:** Datos de los diferentes “piers” del puente APA  
Fuente: (Calderón et al., 2018).

Pier	Columna D/ t	Factor de sobrerresistencia
2A	96	2.18
3A	96	1.81
4A	96	1.87
2C	96	1.64
3C	96	1.71
4C	96	1.53
5	80	0.96
6	80	0.96
7	80	0.97
8	80	0.97
9	80	0.96
10	80	0.96
11	80	0.95
12	69	0.80
13	44	1.12
14	80	1.15
15	69	0.99
16	44	0.83
17	44	0.76
18	96	0.81
19	96	0.82

El hecho de que el factor de sobrerresistencia es menor en muchos casos a 1.25, produce gran incertidumbre acerca de los efectos que puede llegar a desencadenar sobre el desempeño del puente. Por ejemplo, si las columnas alcanzan grandes deformaciones, se generarían fuertes esfuerzos que se concentrarían en las soldaduras de la conexión viga-columna, provocando que la viga no entre en fluencia y la soldadura falle (Goodnight, Kowalsky, & Nau, 2013). En caso de que la soldadura esté perfectamente elaborada, la columna alcanzaría su momento plástico, pero la viga de techo fluiría antes (AISC 341-10,2010). Sin embargo, también debería considerarse que el proceso de suelda produce un cambio adicional en las propiedades del material.

Debido a las fuertes dudas sobre el comportamiento de la estructura, el proyecto APA va a desarrollar un ensayo sobre la conexión viga-columna del puente que caracterice su desempeño sísmico actual. Para ello, es necesario considerar un protocolo de carga que genere las condiciones críticas de comportamiento estructural. Sin embargo, debido a que la subestructura está construida enteramente de acero A36, se dificulta la elección de un protocolo de carga adecuado. No existe en los códigos actuales lineamientos para ensayar bajo cargas sísmicas puentes completamente hechos de acero (Shen, Yen, & O'fallon, 2004).

En este artículo se presenta una investigación analítica computacional utilizando SeismoStruct para evaluar la capacidad de desplazamiento para un rango de bajos factores de sobrerresistencia. Para ello, se simularán diferentes tipos de historiales de carga para pruebas cuasi estáticas, con el propósito de

establecer el más adecuado para el estudio minucioso del desempeño de los miembros del puente.

## 2. METODOLOGÍA

Tomando en cuenta que la experimentación debe ser un ensayo cíclico cuasi estático, porque debido a su baja velocidad facilita realizar las modificaciones necesarias para ajustarlo a circunstancias imprevistas (Shen et al., 2004), se modelarán varios marcos con diferentes secciones de vigas de techo a diferentes niveles de ductilidad. El propósito es obtener distintos valores del factor de sobrerresistencia ( $\Omega$ ).

Bruneau et al. (2016) y AISC 341-10 (2010) mencionan que la relación  $M_{y_{CB}}/M_{p_{CB}}^{col}$  debe tener un valor mayor a 1.8 para zonas sísmicas. Por lo tanto, para simular las condiciones en las que la viga no está protegida por capacidad se va a variar ( $\Omega$ ) dentro del rango 0.9 a 1.8.

Como se anotó anteriormente, en la actualidad no hay ningún código que provea de especificaciones para ensayar puentes de acero o sus componentes bajo ciclos de carga que representen los eventos sísmicos a los que está sujeto al ubicarse en una zona con alta peligrosidad sísmica. No obstante, varios autores como Stewart & Val (1999), Goodnight et al. (2013), Fulmer et al. (2015) y Lanning et al. (2016), proponen algunas alternativas para ensayar este tipo de estructuras, basados en códigos vigentes como el ATC-24, FEMA-361 and AISC-341. Además, existe una propuesta que no está basada en los códigos planteada por Ge et al. (2013).

Los antes mencionados historiales de carga que se estudiarán como alternativas de aplicación se sintetizan en la Tabla 2. En ella se encuentra el enfoque principal de cada propuesta, el objetivo del ensayo, su forma de aplicación, el tipo de sismo al que es expuesto, el rango de desempeño, así como el protocolo de carga en sí.

**Tabla 2:** Tipos de protocolos de carga que serán estudiados

<i>Propuesta</i>	FEMA 461	AISC 341	ATC-24	Ge et al. (un ciclo)
<i>Enfoque</i>	Edificios y/o partes dónde el daño se predice mejor mediante deformaciones impuestas.	Edificios	Componentes de estructuras de acero	Estructuras metálicas de puentes
<i>Objetivo</i>	Ensayar especímenes con un plan de experimentación bien definido cuyo protocolo de carga permita establecer una relación entre los miembros en diferentes estados de daño con las demandas asociadas.	<u>Conexión de momento viga-columna</u> Satisfacer los requerimientos de resistencia y ángulo de deriva de piso.	<u>Prueba para un solo vano</u> Analizar el modo de falla de la deterioración lenta de la capacidad.	Estudiar el desempeño de la fatiga extrema en puentes de acero

Sismo tipo	Ordinario	Ordinario	Ordinario	Ordinario
Rango de prueba	Elástico y/o Plástico	Elástico y/o Plástico	Elástico y/o Plástico	Elástico y/o Plástico
Cómo conducir el ensayo	Aplicación de ciclos lentos de deformación.	Controlando el ángulo de deriva de piso ( $\theta$ ) impuesto para el ensayo del espécimen.	Controlando el incremento de la deformación en cada ciclo	Controlando el incremento de la deformación en cada ciclo
Protocolo de carga	<p>Ciclos repetidos de amplitudes de deformación crecientes por pasos.                  2 ciclos por cada amplitud                  En el menor estado de daño <math>\Delta_0</math>, se deben ejecutar al menos 6 ciclos.                  At the lowest damage state at least 6 cycles must be executed                  *Si no existiese datos el <math>\Delta_0</math> recomendado está en función de la deriva de piso <math>\delta/h \approx 0.0015</math>                  * Si el daño severo ocurrió antes se debe tomar un juicio adecuado a dicho comportamiento.                  * Si el daño más severo no se alcanza se pueden tomar como máximo a <math>0.3\Delta_m</math> (<math>\delta/h = 0.3</math>)</p> <p>La ampliación de variación: <math>a_{i+1} = 1.4a_i</math></p>	<p><u>Conexión de momento viga-columna</u></p> <p>1) 6 ciclos a <math>\theta = 0.00375 \text{ rad}</math>                  2) 6 ciclos a <math>\theta = 0.005 \text{ rad}</math>                  3) 6 ciclos a <math>\theta = 0.0075 \text{ rad}</math>                  4) 4 ciclos a <math>\theta = 0.01 \text{ rad}</math>                  5) 2 ciclos a <math>\theta = 0.015 \text{ rad}</math>                  6) 2 ciclos a <math>\theta = 0.02 \text{ rad}</math>                  7) 2 ciclos a <math>\theta = 0.03 \text{ rad}</math>                  8) 2 ciclos a <math>\theta = 0.04 \text{ rad}</math></p> <p>*para continuar con los incrementos de ciclos, estos deben ser de 2 en 2 con variación de <math>\theta = 0.01</math></p>	<p>El número de ciclos <math>n_0</math> con picos de deformación <math>&lt; \delta_y</math> debería ser al menos 6 (<math>n_0 = \text{al menos } 6 \text{ con: } \delta_0 &lt; \delta_y</math>)</p> <p><sup>1)</sup> <math>n_1 = \text{al menos } 3 \text{ con } \delta_1 = \delta_y</math>  <sup>2)</sup> <math>n_2 = \text{al menos } 3 \text{ con } \delta_2 = \delta_y + \Delta</math>  <sup>3)</sup> <math>n_3 = \text{al menos } 3 \text{ con } \delta_3 = \delta_y + 2\Delta</math>  <sup>4)</sup> <math>n_4 \text{ to } n_n = \text{al menos } 2 \text{ con: } \delta_4 = \delta_y + 3\Delta \text{ hasta } \delta_n = \delta_y + m\Delta</math></p> <p>*a menos que un menor número de ciclos se pueda justificar.</p> <p>*se podría aplicar mayor número de ciclos si:                  -El rango de daño plástico acumulado <math>&gt;</math> máx. sismo de prueba predicho para el ensayo.                  -El deterioro ocurre durante un paso de carga y se considera apropiado evaluar la tasa de deterioro a través de ciclos extras de igual amplitud de carga.</p>	<p>Similar al ATC-24, pero aplicando solo un ciclo.</p>

Fuente: (FEMA-361,2010), (AISC-341,2010), (ATC-24,1992) y (Ge et al., 2013)

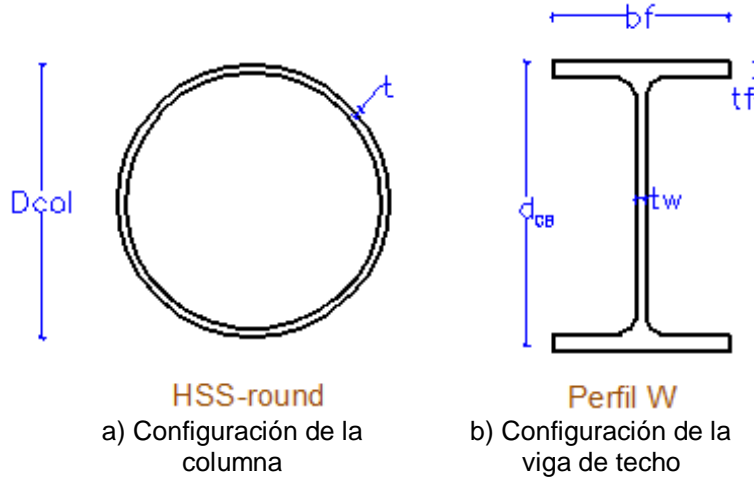
Una vez definidos los protocolos de carga a analizar se va a calcular la ductilidad a través de un análisis tipo pushover-estático en 2D. Los materiales se indican en la Tabla 3. Como se señaló previamente, el acero del cual está construido el puente es A36, pero las propiedades mecánicas reales de dicha estructura son distintas.

**Tabla 3:** Propiedades mecánicas del acero  
 Fuente: (Calderón et al., 2018).

Elemento	Columna	Viga de techo
Módulo de elasticidad	2.0E+06 [MPa]	2.0E+06 [MPa]
Resistencia última	517 [MPa]	250 [MPa]

Deformación unitaria del acero	0.003	0.003
--------------------------------	-------	-------

Las secciones se muestran en la Figura 4, en dónde la columna está construida con un perfil circular tipo HSS y la viga de techo por una sección tipo W.



**Figura 4:** Tipos de perfil de los elementos del marco a analizar

Con el propósito de conocer el comportamiento del marco a de diferentes valores de  $\Omega$  dentro del rango [0.9;1.8] y determinar su ductilidad, cuando este no esta protegido por capacidad, se optó por modelar 13 pórticos con diferentes secciones típicas de perfil W16, W14 y W12 para la viga de techo, mientras que, para la columna se escogió una única sección circular hueca HSS16X05. Dichas secciones se encuentran en la Tabla 4.

Para calcular los momentos que determinan el factor de sobrerrestistencia  $\Omega = M_{y_{CB}}/M_{p_{CB}^{col}}$ , en las rótulas plásticas se empleó simple relación de triángulos como se observa en la Figura 5. Las dimensiones del marco son de  $H=3.50$  m para las columnas y 3.65 de longitud para la viga de techo. Para el cálculo de la longitud de la rótula plástica se aplicó la ecuación (1) propuesta por ANSI/AISC 341-10 (2010), donde  $h_{hinge}$  es la longitud de la rótula plástica,  $d_{CB}$  es la altura efectiva de la viga de techo y  $D_{col}$  es el diámetro de la columna. En la Tabla 4 se muestra además de los  $\Omega$ , la longitud de las rótulas plásticas.

$$h_{hinge} = 1/2(d_{CB} + D_{col}) \quad (1)$$

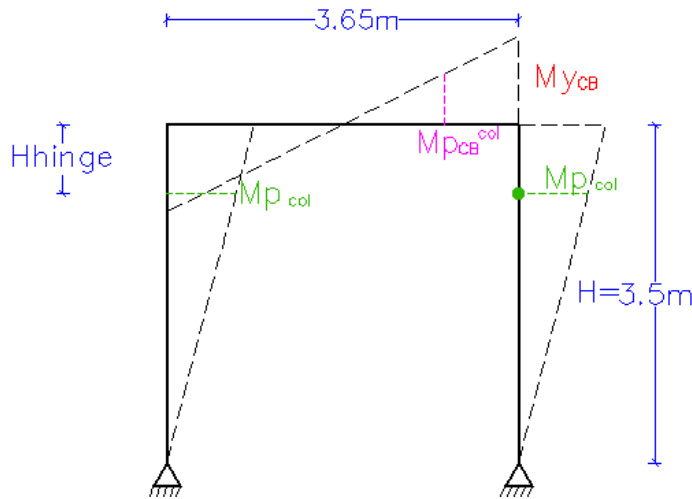


Figura 5: Diagrama de momento

Tabla 4: Diferentes factores  $\Omega$  obtenidos a través del cálculo de los momentos

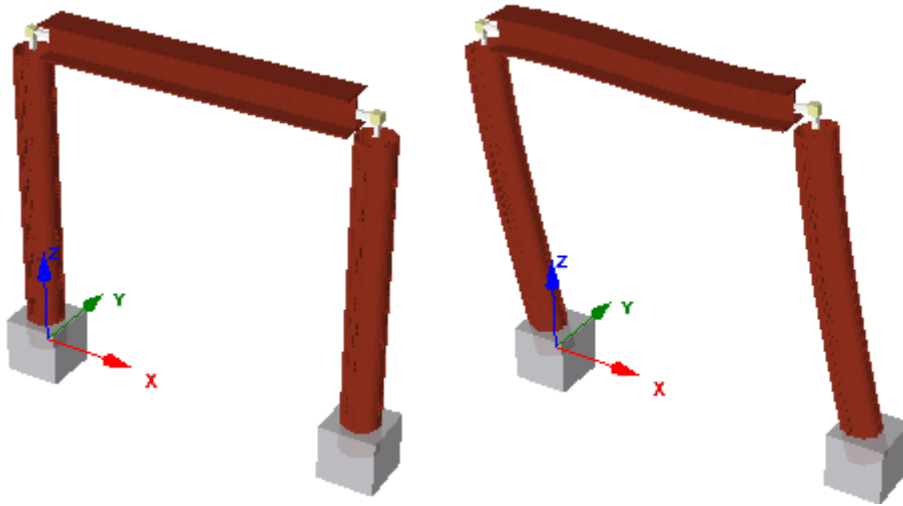
COL.	CB Perfil	$d_{CB}$	$H_{hinge}$ [cm]	$H - H_{hinge}$ [cm]	$Mp_{col}$ [ton · m]	$Mp_{CB}^*$ [ton · m]	$My_{CB}$ [ton · m]	$0.9 < \frac{My_{CB}}{Mp_{CB}^*} < 1.8$
HSS16x0.5	W12x136	13.4	37.34	313.18	83.79	80.30	77.31	0.96
	W12x152	13.7	37.72	312.80	83.79	80.30	86.87	1.08
	W12x170	14.0	38.10	312.42	83.79	80.30	97.67	1.22
	W12x190	14.4	38.61	311.91	83.79	80.30	109.31	1.36
	W12x230	15.1	39.50	311.02	83.79	80.30	133.42	1.66
	W12x252	15.4	39.88	310.64	83.79	80.30	146.72	1.83
	W14x120	14.5	38.74	311.79	83.79	80.30	78.97	0.98
	W14x132	14.7	38.99	311.53	83.79	80.30	86.87	1.08
	W14x145	14.8	39.12	311.40	83.79	80.30	96.43	1.20
	W14x159	15.0	39.37	311.15	83.79	80.30	105.57	1.31
	W14x193	15.5	40.01	310.52	83.79	80.30	128.85	1.60
	W14x211	15.7	40.26	310.26	83.79	80.30	140.49	1.75
	W16x100	17.0	41.91	308.61	83.79	81.30	72.74	0.91

Una vez calculados los factores  $\Omega$ , se procede con la obtención de las ductilidades ( $\mu$ ) mediante los resultados de la modelación realizada en SeismoStruct, en cual el criterio límite es la curvatura máxima ( $\emptyset$ ) experimentada por la viga de techo. Como se mostrará en el siguiente apartado, algunos marcos no alcanzaron este estado límite.

Para el cálculo de  $\emptyset$  se aplicó la ecuación (2), donde  $\epsilon_t$  es la deformación unitaria del acero. Se utilizó esta fórmula ya que, asume que la distribución de las deformaciones permanece siempre lineal (Bruneu et al.,2016). El cálculo de este criterio límite para cada marco se muestra en la Tabla 5. Un marco tipo se presenta en la Figura 6: Marco tipo modelado en SeismoStruct, la viga de techo ha alcanzado su máxima curvatura



$$\phi = \varepsilon_t / (d_{CB}/2) \quad (2)$$



a) Marco antes de la aplicación del historial de cargas

b) Marco después de completar el historial de cargas

**Figura 6:** Marco tipo modelado en SeismoStruct

### 3. ANÁLISIS RESULTADOS

Una vez que todos los marcos presentados en la Tabla 4 fueron modelados en el software SeismoStruct aplicando un análisis tipo pushover-estático, se obtuvieron los valores de desplazamiento de cedencia de la viga de techo ( $\Delta y_{CB}$ ) y el desplazamiento de la estructura ( $\Delta_y$ ), mismos valores que al aplicar la ecuación (3) se puede calcular los valores de ductilidad ( $\mu_{CB}$ ), dichos valores se muestran en la Tabla 5.

$$\mu_{CB} = \Delta y_{CB} / \Delta_y \quad (3)$$

**Tabla 5:** Valores de ductilidad para cada sección de las vigas de techo

Section	$d_{CB}$	Ratio	$\phi = \frac{\varepsilon_t}{d_{CB}/2}$	$\Delta y_{CB}$	$\Delta_y$	$\mu_{CB} = \frac{\Delta y_{CB}}{\Delta_y}$
W12x136	13.4	0.96	0.00044776	2.47	2.47	1.00
W12x152	13.7	1.08	0.00043796	3.06	2.43	1.26
W12x170	14.0	1.22	0.00042857	15.97	2.41	6.63
W12x190	14.4	1.36	0.00041667	24.50	2.36	10.40
W12x230	15.1	1.66	0.00039735	24.50	2.29	10.72
W12x252	15.4	1.83	0.00038961	24.50	2.24	10.93
W14x120	14.5	0.98	0.00041379	2.46	2.46	1.00
W14x132	14.7	1.08	0.00040816	2.84	2.43	1.17
W14x145	14.8	1.20	0.00040541	7.36	2.40	3.07
W14x159	15.0	1.31	0.00040000	23.47	2.37	9.91
W14x193	15.5	1.60	0.00038710	24.50	2.29	10.72
W14x211	15.7	1.75	0.00038217	24.50	2.25	10.91
W16x100	17.0	0.91	0.00035294	2.06	3.09	0.67

Es importante mencionar que las ductilidades obtenidas de la Tabla 5, hubiesen sido menores si se consideraba el efecto el pandeo de las columnas. Las secciones con  $\mu_{CB}$  mayores son el resultado de grandes  $\Delta y_{CB}$ , esto se debe a que la viga de techo que conforman estos marcos es más fuerte, lo que implica que no alcanza el estado límite. Por otro lado, los valores menores de  $\mu_{CB}$  se obtuvieron asumiendo que una vez que la viga de techo ha alcanzado  $\emptyset$ , el sistema se vuelve inestable. Los valores de  $\mu_{CB}$  vs. los valores de  $\Omega$  se muestran en la Figura 7.

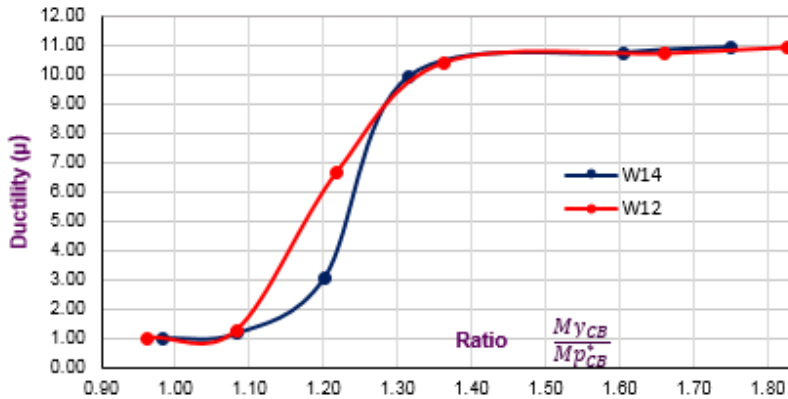
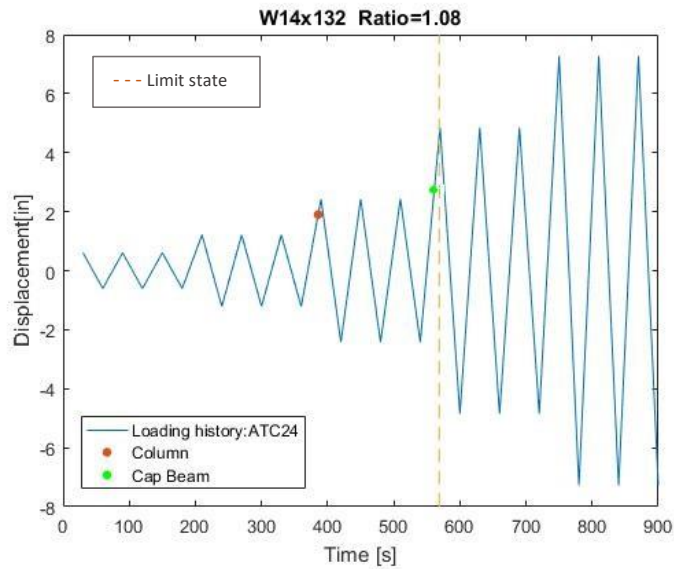


Figura 7: Valores de ductilidad vs  $\Omega = M_{y_{CB}}/M_{p_{CB}}^{col}$

La tendencia de las curvas presentadas en la Figura 7, muestran como al tener mayores valores de  $\Omega$ , la ductilidad  $\mu_{CB}$  se incrementa, además se observa como al aproximarse al límite de  $\Omega=1.8$ , los valores de ductilidad se vuelven constantes.

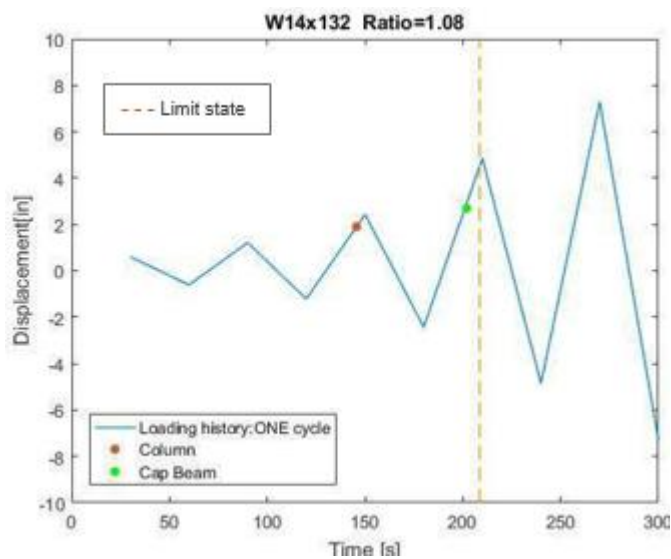
Finalmente, los valores de ductilidad obtenidos mediante el análisis tipo pushover-estático son utilizados para conocer la extensión de los historiales de carga, que se van a calcular en función del desplazamiento. Es así como los 13 marcos van a ser modelados empleando un análisis de historia en el tiempo para poder estudiar el comportamiento de estos ante cada uno de los protocolos de carga propuestos por el ATC-24, Ge et al. (2013) (un ciclo de carga), FEMA 361 y AISC 341.

Con el propósito de visualizar los distintos protocolos de carga, se graficó el historial del mismo para la sección de la viga de techo W14X132 cuyo  $\Omega=1.08$ , como lo muestran la Figura 8, Figura 9, Figura 10 y Figura 11. Adicionalmente, se graficó el punto en que ceden la columna (●column) y la viga de techo (● cap beam) además se puede visualizar en que ciclo alcanza su estado límite (- - - limit state).



**Figura 8:** Protocolo de carga ATC-24

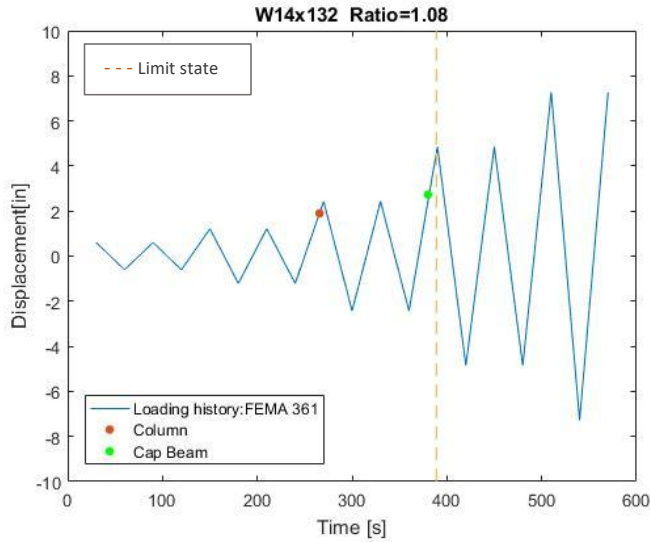
La Figura 8, muestra el historial de carga propuesto por el ATC en el cual el número total de ciclos es 13. Sin embargo, el estado límite se presenta al final del noveno ciclo. En cuanto a la cedencia de los elementos, la columna falla antes que la viga de techo en el sexto ciclo, mientras que la viga de techo lo hace en el noveno, previo a alcanzar el estado límite.



**Figura 9:** Protocolo de carga de un ciclo propuesto por Ge et al. (2013)

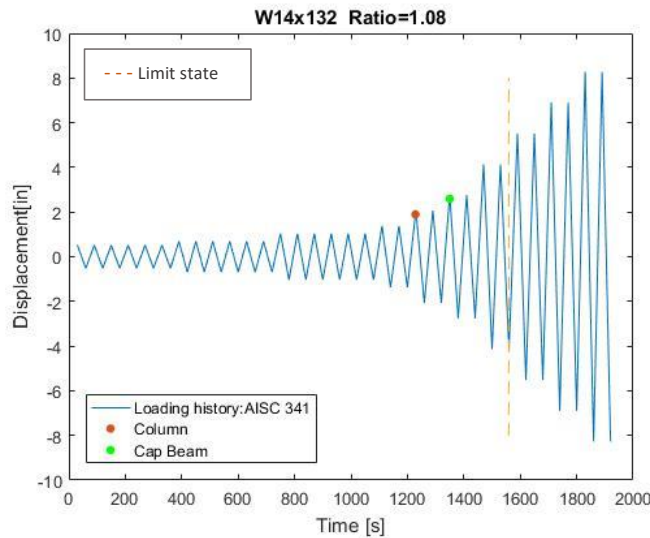
La Figura 9 representa un historial de cargas muy corto con apenas 4 y medio ciclos dónde la viga de techo y el estado límite se producen en el tercer

ciclo, pero la cedencia de la viga se produce antes que alcance la curvatura máxima. Con respecto a la columna, esta falla en el ciclo número dos.



**Figura 10:** Protocolo de carga FEMA 361

Al igual que la Figura 8 y Figura 9, en la Figura 10 la viga de techo falla en el mismo ciclo que el estado límite, al final del ciclo 6, mientras la columna alcanza el ciclo 4.



**Figura 11:** Protocolo de carga AISC 341

Siguiendo el comportamiento de los protocolos anteriores, la columna falla antes que la viga de techo en el ciclo 20 y 21 y medio respectivamente. A diferencia de los historiales previos, su estado límite no ocurre igual que el de la viga de techo, sino en el ciclo número 25.

Para este tipo de sección de viga de techo, todos los marcos en cada uno de los protocolos de carga alcanzaron su estado límite. No obstante, existen casos en los cuales la viga de techo no logra experimentar su curvatura máxima. La respuesta de todos los marcos ante los cuatro historiales se sintetiza en las Tabla 6 y Tabla 7, donde la viga de techo está representada por la abreviación CB y la columna por COL.

**Tabla 6:** Resumen general de la respuesta del maro ante los historiales de carga aplicados en las diferentes secciones de vigas de techo

Perfil de la viga de techo	Qué elemento falló primero				Número de ciclos en el cual se alcanzó el estado límite				Número total de ciclos			
	ATC	1 cycle	FEMA	AISC	ATC	1 cycle	FEMA	AISC	ATC	1 cycle	FEMA	AISC
W12x136	CB	CB	CB	CB	en 9	en 3	en 6	en 28	11	3	9	17
W12x152	CB	CB	CB	COL	en 12 1/2	en 9	en 15	en 28 1/2	13	4	9	21
W12x170	COL	CB	COL	COL	en 23	en 11	en 19 1/2	en 26	29	11	9	47
W12x190	COL	COL	COL	COL	--	--	en 13 1/2	--	38	21	9	57
W12x230	COL	COL	COL	COL	--	--	--	--	38	13	9	57
W12x252	COL	COL	COL	COL	--	--	--	--	38	13	9	55
W14x120	COL	COL	COL	COL	en 9	en 3	en 6	en 23 1/2	11	3	9	27
W14x132	COL	COL	COL	COL	en 9	en 3	en 6	en 25 1/2	13	4	9	31
W14x145	COL	COL	COL	COL	en 19	en 7 1/2	en 12	en 36	21	8	9	37
W14x159	COL	COL	COL	COL	en 35	--	--	--	38	12	9	55
W14x193	COL	COL	COL	COL	--	--	--	--	38	12	9	55
W14x211	COL	COL	COL	COL	--	--	--	--	38	12	9	55
W16x100	COL	COL	COL	COL	en 6	en 3	en 4	en 22	12	3	12	29

**Tabla 7:** Resumen de la respuesta de cada elemento del marco, que fue sometido a diferentes protocolos de carga

Perfil de la viga de techo	Número del ciclo en cual alcanzan la cedencia								Número de ciclos entre cada cedencia			
	Columna (COL)				Viga de techo (CB)							
	ATC	1 ciclo	FEMA	AISC	ATC	1 ciclo	FEMA	AISC	ATC	1 ciclo	FEMA	AISC
W12x136	3 1/2	1 1/2	4	20	3	2	3 1/2	20	-1/2	-1/2	-1/2	0
W12x152	6	2	4	20	6	2	4	21	0	0	0	1
W12x170	6	2	4	20	7 1/2	2	4 1/2	22 1/2	1 1/2	0	1/2	2 1/2
W12x190	6	2	4	20	21	5 1/2		36	15	3 1/2	4	16
W12x230	6	2	4	20	--	--	--	--	--	--	--	--
W12x252	6	2	4	20	--	--	--	--	--	--	--	--
W14x120	6	2	4	20	6	2	4	22	0	0	0	2
W14x132	6	2	4	20	9	3	6	22 1/2	3	1	2	2 1/2
W14x145	6	2	4	20	10 1/2	3	6 1/2	28 1/2	4 1/2	1	2 1/2	8 1/2
W14x159	6	2	4	20	20 1/2	8 1/2	--	42 1/2	14 1/2	6 1/2	--	22 1/2
W14x193	6	2	4	20	--	--	--	--	--	--	--	--
W14x211	6	2	4	20	--	--	--	--	--	--	--	--
W16x100	6	2	4	20	6 1/2	2 1/2	4 1/2	20	1/2	1/2	1/2	0

Como se visualiza en la Tabla 7, los números de ciclos entre la cedencia de la columna y la viga, cuando ésta corresponde al perfil W12X136, son negativos. Esto indica que la viga de techo cedió antes que las columnas, como se predijo en los estudios preliminares de Calderón et al. (2018). Esto implica que la viga es más débil de la columna. Por lo tanto, el marco de secciones W12X136 (viga de techo) y HSSS160X0.5 (columna) no siguen la filosofía de diseño de columnas débiles y vigas fuertes que caracteriza un diseño dúctil (Moustafa, 2014).

#### 4. CONCLUSIONES

Como resultado del presente estudio sobre los tipos de protocolos de carga para puentes con subestructura elaborada completamente de acero sujeta a bajos valores en el factor de sobrerresistencia, se concluyó que:

- Las vigas de techo que ceden antes que las columnas no están diseñadas siguiendo la filosofía de diseño de columnas débiles y vigas fuerte, lo que podría justificarse ya que, en el tiempo en que se construyó el puente, los criterios de diseño sísmico para puentes aún no se desarrollaban.
- Cuando los factores de sobrerresistencia son cercanos a 1.8, el marco no alcanza su estado límite lo que quiere decir que sí está protegido por capacidad. De la misma manera sucede con los valores mayores a  $\Omega = 1.35$  (que es la mitad del rango [0.9;1.8]). Por lo tanto, este rango se podría reducir.
- A pesar de que se reduzca a la mitad, sigue estando por debajo de lo recomendado por los códigos de Caltrans (2007) y WSDOT (2018).
- Al comprar los historiales de carga que son casi similares, es decir, el ATC-24 de tres ciclos y el de Un ciclo de Ge et al. (2013), se podría optar por el primero, ya que en el ATC-24 el ensayo tiene mayor duración y experimenta una mayor cantidad de ciclos de carga.
- Siguiendo la misma condición para la elección de un protocolo de carga entre el AISC 341 y FEMA361, se optaría a simple vista por el que experimenta mayor cantidad de ciclos. Sin embargo, la mayoría de los ciclos experimentados en el AISC y FEMA se desarrollan en el rango elástico, por lo que el estudio del comportamiento actual del puente no entra en este rango.
- Finalmente, se optó por el historial de carga recomendado por el ATC-24 debido a que, experimenta mayor número de ciclos de carga en el rango plástico y la diferencia entre el número de ciclo en el que falla cada elemento es suficiente para que se analicen los posibles modos de falla que se pueden suscitar en la experimentación.

#### 5. TRABAJO FUTURO

A fin de realizar un estudio más detallado, es necesario realizar un análisis que tome en cuenta el efecto del pandeo en las columnas del marco.

Realizar un estudio con modelos 3D de un vano esviado para ver cómo le afectan las cargas sísmicas a un marco cuyo valor de  $\Omega$  sea pequeño.

Llevar a cabo un estudio analítico computacional acerca de cómo es el comportamiento del marco con valores bajos del factor de sobrerresistencia cuando la columna ya no es circular hueca, sino oblonga hueca, debido a que existen otros “piers” donde las columnas tienen este tipo de sección.

Desarrollar pruebas experimentales en la Universidad Estatal de Carolina del Norte utilizando los resultados de este estudio a fin de ensayar una conexión viga-columna, que presente un valor bajo de sobrerresistencia, a fin de, determinar el modo de falla que se producen.

## AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a la Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE por apoyar esta investigación a través de una subvención, al igual que a la Universidad Estatal de Carolina del Norte donde se desarrolló la investigación. Un reconocimiento especial para el Dr. Mervyn Kowalsky y la Dra. Ana G. Haro, quienes participaron activamente en esta investigación como contactos técnicos, además de todo el personal y los estudiantes de posgrado del Constructed Facilities Lab (CFL) y al proyecto de Anchorage Port Access Bridge para permitirnos ser parte de él.

## REFERENCIAS

1. Federal Emergency Management Agency (FEMA 461). (2007). *Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components*.
2. Alaska Seismic Hazards Safety Commission (ASHSC). (2019, January 9). *Earthquake Risk in Alaska*. Retrieved from [http://seismic.alaska.gov/earthquake\\_risk.html](http://seismic.alaska.gov/earthquake_risk.html)
3. American Institute of Steel Construction (AISC 341-10). (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois 60601-1802: AISC Committee on Specifications.
4. ANSI/AISC 341-10. (2010). *AISC Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction.
5. Applied Technology Council (ATC-24). (1992). *Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures*.
6. Bruneau, M., Uang, C. M., & Whittaker, A. (2001). *Ductile design of steel structures*. New York: McGraw-Hill.
7. Calderón, V., Palma, A., Kowalsky, M., & Nau, J. (2018). *Anchorage Port Access Bridge Project*. Project developed in Constructed Facilities Lab (CFL) at NCSU as part of AlaskaDOT: Department of Civil, Construction and Environmental Engineering,.

8. Fulmer, S., Kowalsky, M., & Nau, J. (2015). Grouted shear stud connection for steel bridge substructures. *Journal of Constructional Steel Research*, 109, 72-86. doi:<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.02.009>
9. Ge, H., Kang, L., & Tsumura, Y. (2013). Extremely Low-Cycle Fatigue Tests of Thick-Walled Cycle Fatigue Tests. *Journal of Bridge Engineering*, Vol. 18, Issue 9. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000429](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000429)
10. Goodnight, J. C., Kowalsky, M. J., & Nau, J. M. (2013). Effect of Load History on Performance Limit States of Circular Bridge Columns. *Journal of Bridge Engineering*, Volume 18 Issue 12. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000495](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000495)
11. Lanning, J., Benzoni, G., & Uang, C.-M. (2016). Using Buckling-Restrained Braces on Long-Span Bridges. I: Full-Scale Testing and Design Implications. *Journal of Bridge Engineering*, Volume 21 Issue 5. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000781](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000781)
12. Moustafa, M. A.-R. (2014). *Structural Behavior of Bent Cap Beams in As-built and Retrofitted Reinforced Concrete Box-Girder Bridges*. Ph.D. dissertation, University of California, Berkeley.
13. Shen, J.-D., Yen, W., & O'fallon, J. (2004). *Handbook for seismic performance testing of bridge piers*. Vancouver, B.C., Canada : 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1682.
14. Stewart, M. G., & Val, D. V. (1999, July). Role of Load History in Reliability-Based Decision Analysis of Aging Bridges. *Journal of Structural Engineering*, Volume 125 Issue 7 -. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1999\)125:7\(776\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:7(776))