# ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE UN PUENTE EXTRADOSADO FRENTE A LA ROTURA ACCIDENTAL DE UN CABLE

**HOMER ARMANDO BUELVAS MOYA** 

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICOMECÁNICAS
INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2015

# ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE UN PUENTE EXTRADOSADO FRENTE A LA ROTURA ACCIDENTAL DE UN CABLE

### **HOMER ARMANDO BUELVAS MOYA**

Proyecto de Grado presentado como requisito para optar al título de Magister en Ingeniería Estructural

# Director JOSÉ MIGUEL BENJUMEA ROYERO Profesor Planta – Universidad Industrial de Santander

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICOMECÁNICAS
INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2015

A Dios por brindarme fortaleza y derramar bendiciones sobre mi camino.

A mi madre, María, quien desde el cielo me acompaña cada día.

A mis padres, abuelas, hermanitos y familiares, por su confianza en mí e incentivarme a ser un mejor profesional.

A Laura, por quererme y brindarme su apoyo incondicional.

Y a los amigos de siempre, amigos de la maestría que me brindaron sus consejos.

Homer Armando

#### **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco la colaboración del profesor Jose Miguel Benjumea Royero, por apoyarme en esta investigación, además de guiarme en cada paso y despertar en mí el gusto por el análisis de puentes.

Agradezco a Laura Gómez por colaborarme en cada paso de la construcción de esta tesis y en general a todos los que me acompañaron en el camino de muchos obstáculos que significó el realizarla.

Finalmente, agradezco a mi familia, en especial a Edgardo Buelvas y a Claudia Medina por incentivarme a estudiar un posgrado y apoyar este camino con sus consejos.

# **CONTENIDO**

	pág.
INTRODUCCIÓN	15
1. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	16
2. OBJETIVOS	18
2.1 OBJETIVO GENERAL	18
2.1 OBJETIVOS ESPÉCIFICOS	18
3. REFERENTE TEÓRICO	19
3.1 PUENTES EXTRADOSADOS	19
3.2 ROTURA ACCIDENTAL DE UN CABLE	26
4. CARACTERISTICAS DEL ESTUDIO	28
4.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE PUENTES UTILIZADOS	28
4.2 MODELAMIENTO NUMÉRICO	31
4.3 EVALUACIÓN DE CARGAS ACCIDENTALES	40
4.4 MODELO DE LA ROTURA ACCIDENTAL DE UN CABLE	41
5. RESULTADOS	44
5.1 RESULTADOS DEL MODELAMIENTO DE PUENTES EXTRADOSAI	OS.44
5.2 CALCULO DE FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICOS	48
5.3 RESPUESTA ESTRUCTURAL	62
6. CONCLUSIONES	69
BIBLIOGRAFÍA	72

# **LISTA DE FIGURAS**

F Comments of the Comments of	pág.
Figura 1. Diferencias puentes pretensados, extradosados y atirantados.	19
Figura 2. Propuesta de Viaducto Arrêt Darré, 1985 (izquierda) y Puente Odaw	vara
Blueway, Japón, 1994 (derecha).	20
Figura 3. Relación de puentes extradosados proyectados, en construcció	n y
construidos.	20
Figura 4. Dimensiones puente típico Extradosado.	22
Figura 5. Dimensiones recomendadas para puente Extradosado.	22
Figura 6. Disposición tipo abanico (a), arpa (b) y semi-abanico (c).	23
Figura 7. Puente Cho-Rack en Corea del Sur con suspensión lateral en abar	nico
(izquierda) y Puente North Arm en Canadá con suspensión central en a	arpa
(derecha).	24
Figura 8. Tipos de pilares de puentes extradosados: suspensión central con	una
torre (izquierda), suspensión lateral con dos torres (centro) e híbridos (derecha)	. 24
Figura 9. Relación de rigideces tablero-pila: tablero rígido (izquierda) y tab	lero
flexible (derecha).	25
Figura 10. Anclaje continúo tipo silla en el Puente Odawara	25
Figura 11. Anclaje fijo de platina metálica del Puente Shin-Meisei (Japon).	26
Figura 12. Vanos de puente de tablero flexible (arriba) y tablero rígido (abajo).	28
Figura 13. Sección viga cajón típico modelado: suspensión central (izquierda	a) y
suspensión lateral (derecha).	29
Figura 14. Disposición en abanico y con anclaje silla (izquierda) y disposición a	arpa
y anclaje fijo (derecha).	30
Figura 15. Procedimiento de cálculo de pretensado en los tirantes.	34
Figura 16. Propiedades de torones de 0.6" según VSL.	35
Figura 17. Esfuerzo admisible máximo en los tendones extradosados como fund	ción
de la variación de su esfuerzo por carga viva - Guía SETRA y Guías Japone	sas
[20]	35

Figura 18. Resultados de relación Esfuerzo/fpu contra variación de tensiones en	n
puentes extradosados (izquierda) y semi-atirantados (derecha) cumpliendo la guía	a
SETRA.	ô
Figura 19. Modelo con carga Wu.	7
Figura 20. Secciones de aplicación de presfuerzo unitario 38	3
Figura 21. Resultados del cálculo de esfuerzos para el modelo RCF.	9
Figura 22. Resultados del cálculo de deflexiones por carga viva en el modelo RCF	=
40	C
Figura 23. Estado 1 AULS según [13] [14] [15].	1
Figura 24. Estado 2 AULS según [13] [14] [15].	2
Figura 25. Función y parámetros de rotura.	2
Figura 26. Modelo de tablero flexible - suspensión central – abanico (FCF).	4
Figura 27. Modelo de tablero flexible - suspensión central – arpa (FCH).	5
Figura 28. Modelo de tablero flexible - suspensión lateral – abanico (FLF).	5
Figura 29. Modelo de tablero flexible - suspensión lateral – arpa (FLH) 46	ô
Figura 30. Modelo de tablero rígido - suspensión central – abanico (RCF).	ô
Figura 31. Modelo de tablero rígido - suspensión central – arpa (RCH).	7
Figura 32. Modelo de tablero rígido - suspensión lateral – abanico (RLF).	7
Figura 33. Modelo de Tablero rígido - suspensión lateral – arpa (RLH).	3
Figura 34. Modelos numéricos para puente en arpa. 50	C
Figura 35. Modelos numéricos para puente en abanico. 5	1
Figura 36. Dovela señalada para medición del momento dinámico.	3
Figura 37. Momento dinámico inicial en el modelo RCF (izquierda) y en el modelo	0
FCF (derecho).	3
Figura 38. Momento dinámico en el modelo RCF (izquierda) y en el modelo FCF	=
(derecha) modificando el tiempo de atenuación a más de 60 segundos. 53	3
Figura 39. Relación de valores de DAF_1 calculados en todo el tablero para el	اڊ
modelo RCF. 54	4
Figura 40. Relación de valores de DAF_1 en la vecindad de los cables 1 y 2 para e	اڊ
modelo RCF. 54	4

Figura 41. Relación de valores de DAF_2 calculados en todo el tablero para el	əl
modelo RCF. 5	5
Figura 42. Relación de valores de DAF_2 en la vecindad de los cables 1 y 2 para	el
modelo RCF. 5	5
Figura 43. Relación de valores de DAF_3 calculados en todo el tablero para	el
modelo RCF. 5	6
Figura 44. Relación de valores de DAF_3 en la vecindad de los cables 1 y 2 para e	el
modelo RCF. 5	6
Figura 45. Calculo de DAF_1 de los tirantes en el modelo RCF.	7
Figura 46. Calculo de DAF_2 de los tirantes en el modelo RCF.	8
Figura 47. Calculo de DAF_3 de los tirantes en el modelo RCF. 5	8
Figura 48. Calculo de DAF_1, DAF_2 y DAF_3 de la pila en el modelo RCF. 5	9
Figura 49. Modelo seudo-estático del puente ante la rotura accidental.	2
Figura 50. Modelo dinámico del puente ante la rotura accidental de un cable. 6	3
Figura 51. Comparación del comportamiento del momento flector en la mitad de	el
tablero mediante los enfoques estáticos y dinámicos analizados para el model	0
RCF.	3
Figura 52. Comparación del comportamiento de la fuerza axial en la mitad de	əl
tablero mediante los enfoques estáticos y dinámicos analizados para el model	0
RCF.	4
Figura 53. Comparación del comportamiento de la fuerza cortante en la mitad de	əl
tablero mediante los enfoques estáticos y dinámicos analizados para el model	0
RCF.	4
Figura 54. Comparación del comportamiento del momento de respuesta con la	ıS
combinaciones ULS para el modelo RCF.	5
Figura 55. Comparación del comportamiento del momento de respuesta con la	S
combinaciones ULS para el modelo FCF.	5
Figura 56. Comparación de enfoque dinámico y seudo-estático en los tirantes par	а
el modelo RCF.	6

Figura 57. Comparación de la respuesta de los tirantes con las combinaciones l	JLS
para RCF.	66
Figura 58. Comparación del comportamiento de la pila para el modelo RCF.	67

# **LISTA DE TABLAS**

	pág.
Tabla 1. Procedimiento referencia de modelos	30
Tabla 2. Referencias de modelos	31
Tabla 3. Factores de mayoración de carga según AASHTO	32
Tabla 4. Coeficientes máximos y mínimos de las combinaciones de carga.	33
Tabla 5. Factor de carril adoptado para la presente investigación.	33
Tabla 6. Resultados de cálculo de factor de Ogawa y Kasuga.	37
Tabla 7. Resumen períodos de vibración de los3 primeros modos del puente.	52
Tabla 8. Resumen de resultados DAF.	59

# **LISTA DE ANEXOS**

	pág
Anexo A. Resumen de Resultados del Puente FCF – Flexible Central Fan	75
Anexo B. Resumen de Resultados del Puente FCH – Flexible Central Harp	88
Anexo C. Resumen de Resultados del Puente FLF – Flexible Lateral Fan	101
Anexo D. Resumen de Resultados del Puente FLH – Flexible Lateral Harp	114
Anexo E. Resumen de Resultados del Puente RCF – Rigid Central Fan	126
Anexo F. Resumen de Resultados del Puente RCH – Rigid Central Harp	138
Anexo G. Resumen de Resultados del Puente RLF – Rigid Lateral Fan	151
Anexo H. Resumen de Resultados del Puente RLH – Rigid Lateral Harp	164

#### **RESUMEN**

**TÍTULO:** ANÁLISIS PARAMÉTRICO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE UN PUENTE EXTRADOSADO FRENTE A LA ROTURA ACCIDENTAL DE UN CABLE<sup>\*</sup>

**AUTOR:** Homer Armando Buelvas Moya\*\*

**PALABRAS CLAVE:** Puente extradosado, tirantes externos, rotura accidental, comportamiento estructural, combinación última accidental de cargas, factor de amplificación dinamico (DAF).

**DESCRIPCIÓN:** A pesar del uso incrementado de puentes extradosados, uno de los efectos dinámicos que poco se ha estudiado en estos tipos de puentes es la rotura de cables ocasionados por efectos externos accidentales (explosiones, incendios, ataques terroristas u otros hechos aislados). Este suceso puede afectar el diseño y comportamiento estructural de su tablero, torres, pilas y tirantes, por lo que para llenar este vacío de conocimiento se realiza esta investigación, en la cual, se presenta un análisis paramétrico de la respuesta dinámica de puentes extradosados frente a la rotura accidental de un cable, teniendo en cuenta la variación de la rigidez en el tablero, el tipo de suspensión y el modo de anclaje de los tirantes, y tomando como base la revisión literaria para las definiciones de los enfoques de estudio del comportamiento del puente: el análisis seudo-estatico y el análisis dinámico.

Mediante la presente investigación, se plantea que el uso del análisis dinámico para realizar el cálculo teórico del DAF recomendado por las normativas AASHTO y PTI, indica que este factor no es suficiente para predecir la respuesta estructural ante la condición accidental de la rotura del cable en puentes de tablero rígido o flexible y por lo cual no es conveniente usar un DAF a 2 en todos los elementos del puente, sino realizar un análisis dinámico de la estructura. Adicional a esto, al comparar el comportamiento del puente extradosado ante los enfoques seudo-estatico y dinámico, este último predice mejor el comportamiento final del puente, afectando tablero, pilas y tirantes distintivamente, pero sin ocasionar en general mayores efectos que la envolvente de la resistencia ultima; solo en cercanías a los puntos de rotura del cable, unión pila-tablero y en cercanías a los apoyos laterales se presentan comportamiento atípicos.

<sup>\*</sup> Provecto de Grado

<sup>\*\*</sup> Facultad de Ingeniería Físico mecánicas, UIS. Ingeniería Civil. Director: José Miguel Benjumea Royero.

#### **ABSTRACT**

**TITLE:** PARAMETRIC ANALYSIS OF STRUCTURAL RESPONSE FOR AN EXTRADOSED BRIDGE WITH ACCIDENTAL BREAKAGE OF A CABLE  $^{\star}$ 

**AUTHOR:** Homer Armando Buelvas Moya \*\*

**KEY WORDS:** Extradosed bridge, external cables, accidental breakage, structural behavior, accidental ultimate combination of loads, dynamic amplification factor (DAF).

**DESCRIPTION:** Despite the increased use of extradosed bridges around the world, one of the dynamic effects that has no been studied in these is the cable breakage caused by accidental external effects (explosions, fires, terrorist attacks or other isolated incidents). This event can affect the design and structural behavior of its deck, towers, piles and cables, so to fill this gap of knowledge this research presents a parametric analysis of the dynamic response of extradosed bridge for the accidental breakage of a cable, taking into account the stiffness variation on the deck, the suspension type and the cable anchors, based on the literature review and using the pseudo-static and dynamic approaches for analysis.

Through this research, the use of dynamic analysis for the theoretical calculation of DAF recommended by AASHTO and PTI regulations indicates that this factor is not sufficient to predict the structural response of the extradosed bridge to accidental breakage of a cable (rigid or flexible deck) and so it is not convenient to use a DAF equal to 2 for the design of all elements of the bridge, however is recommended to perform a dynamic analysis of the structure. In addition to this, when comparing the behavior of extradosed bridge to the pseudo-static and dynamic approaches, the last one predict better the final behavior of the bridge, affecting deck, piles and cables so distinctly, but generally cause greater effects than the envelope of the ultimate resistance. Only near the point of wire breakage, piles-deck union and near the side supports are presented an atypical behavior.

<sup>\*</sup> Graduation project

<sup>\*\*</sup> Faculty of physico-mechanical Engineering, UIS. Civil engineering. Director: José Miguel Benjumea Royero.

# INTRODUCCIÓN

En puentes con tirantes externos, el estudio de su comportamiento en las etapas de diseño y funcionamiento puede considerar efectos adicionales accidentales con el fin de realizar un análisis riguroso de la estructura. Entre estos efectos, se resaltan los ocasionados durante la construcción como la caída accidental del carro de avance o la caída de la dovela, y durante el funcionamiento como los generados por accidentes de tráfico o la rotura accidental de cables; y aunque el análisis de condiciones accidentales no es usualmente desarrollado por la normativa colombiana, existe un amplio desarrollo de investigaciones y normas internacionales que sugieren el análisis del comportamiento de puentes bajo una o más acciones accidentales [1] [9] [10] [16] [20].

El uso incrementado de puentes extradosados en diferentes países de Norte América, Europa, Asia y recientemente en Suramérica [12], por sus ventajas económicas sobre otras tipologías, han aumentado su estudio en los últimos años; sin embargo, uno de los efectos dinámicos que poco se ha estudiado en estos tipos de puentes es la rotura de cables ocasionados por efectos externos accidentales (explosiones, incendios, ataques terroristas u otros hechos aislados). Este suceso puede afectar el diseño y comportamiento estructural de su tablero, pilas, torres y tirantes.

Para llenar este vacío de conocimiento se planteó realizar esta investigación, en la cual se realizó un análisis paramétrico de la respuesta dinámica de puentes extradosados frente a la rotura accidental de un cable, teniendo en cuenta variables aun no estudiadas [3].

# 1. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

La rotura accidental de un cable en puentes extradosados puede afectar al diseño y comportamiento estructural de su tablero, torres y cables, por lo que la normativa internacional plantea la realización de un análisis seudo-estático para tener en cuenta los efectos de dicho evento. Este se basa en incluir en las solicitaciones del puente un coeficiente de mayoración de la carga estática original del cable que modele el efecto de su rotura. Este coeficiente se denomina como el Factor de Amplificación Dinámica o Dynamic Amplification Factor (D.A.F). El DAF es un valor numérico de amplificación de la tensión de los cables que tiene en cuenta los efectos dinámicos de la rotura del cable sobre el puente y es definido aproximadamente como un número entre 1 y 2 [1] [9] [10] [16] [20].

Sin embargo, múltiples investigaciones realizadas en puentes atirantados indican que el análisis seudo-estatico no predice correctamente su comportamiento estructural [17]. Por lo que se plantea la realización de un análisis dinámico, el cual está basado en la inclusión de una función dinámica que tendrá en cuenta la rotura del cable en los intervalos de tiempo de aplicación y después de la remoción total de su acción sobre el puente.

Dentro de la literatura revisada, se puede encontrar que Mozos y Aparicio [13] [14] [15] estudiaron los efectos seudo-estáticos al variar algunos parámetros de diseño de los puentes atirantados cuando se rompe un cable por efectos accidentales; Wolf y Starossek [22] analizaron el mismo problema desde el punto de vista no lineal en puentes con atirantamiento superior; Ruiz-Terán y Aparicio [17] [18] [19] llevaron a cabo varias investigaciones relacionadas con el análisis en paralelo del efecto seudo-estático y dinámico de elementos estructurales como vigas, tableros y torres de puentes con atirantamiento inferior cuando se rompe uno o varios tirantes; finalmente, Benjumea y Chio [3] analizaron los efectos de la rotura accidental sobre

un puente extradosado tomando como parametros la ubicación del tirante y la unión tablero-pila.

Sin embargo, aún no existe diversidad de estudios que traten este fenómeno sobre puentes extradosados, por lo que mediante esta investigación se propone realizar un análisis paramétrico de la respuesta dinámica de esta tipología de puentes frente a la rotura accidental de un cable, teniendo en cuenta la variación de la rigidez del tablero, así como la disposición y tipo de anclaje de los tirantes, tal como lo desarrollaron Mozos y Aparicio [13] [14] [15]. El estudio se basa en las directrices del método propuesto por Ruiz-Terán & Aparicio [17] [18] [19].

## 2. OBJETIVOS

#### 2.1 OBJETIVO GENERAL

Analizar, mediante un modelo numérico, la respuesta estructural de un puente extradosado frente a la rotura accidental de un cable al modificar el tipo de tablero, torres, y anclaje de los cables.

## 2.1 OBJETIVOS ESPÉCIFICOS

- Definir, a partir de la revisión bibliográfica, los parámetros más importantes en la construcción de un modelo numérico para el estudio de la respuesta estructural de un puente extradosado.
- Determinar los Factores de Amplificación Dinámica de un puente extradosado durante la rotura de un cable, empleando el método dinámico, al variar la rigidez relativa entre el tablero y las torres de apoyo, así como el tipo de anclaje de los tirantes.
- Comparar la respuesta estructural en puentes extradosados ante la rotura accidental de un cable obtenido mediante análisis dinámicos y seudoestáticos, ante la variación de la de la rigidez relativa del tablero y las torres de apoyo, así como el tipo de anclaje de los tirantes.

## 3. REFERENTE TEÓRICO

#### 3.1 PUENTES EXTRADOSADOS

Los puentes extradosados son estructuras compuestas que poseen características intermedias entre los puente viga cajón y los atirantados, ver Figura 1; identificados por poseer luces medias, tableros con secciones transversales variables, tendones pretensados externos y consumo de materiales de construcción promedio [4].

Puente Pretensado/Prestressed bridge

Puente Extradosado/Extradosed bridge

Puente Extradosado/Extradosed bridge

Puente Atirantado/Cable-stayed bridge

Figura 1. Diferencias puentes pretensados, extradosados y atirantados.

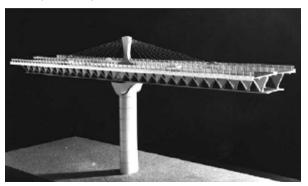
Fuente: BENJUMEA et al. [4].

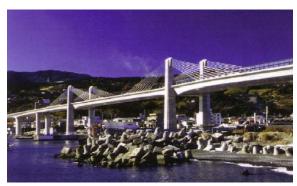
El término Extradosado se remonta al año 1988, cuando el ingeniero francés Jacques Mathivat propone el concepto de cables extradosados en puentes como una serie de tendones externos que sobresalen del canto de la sección por la parte superior del tablero y que se anclan a una torre de poca altura con el propósito de ganar excentricidad [12].

La solución estructural mencionada la planteó Mathivat en el concurso para el diseño del viaducto Àrret Darré que finalmente no fue elegida (ver Figura 2). Sin

embargo, seis años más tarde, en 1994, se construye en Japón el primer puente con pretensado extradosado: el Odawara Blueway Bridge (ver Figura 2). A partir de ese momento, el uso de esta tipología ha ido incrementándose, siendo especialmente notorio en los países asiáticos resultando en la existencia al día de hoy en un centenar de puentes extradosados a nivel mundial, como se puede apreciar en el censo de la Figura 3[12].

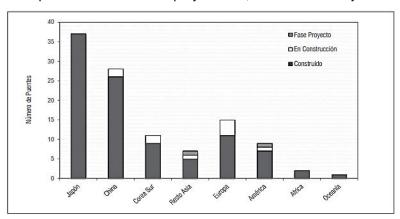
Figura 2. Propuesta de Viaducto Arrêt Darré, 1985 (izquierda) y Puente Odawara Blueway, Japón, 1994 (derecha).





Fuente: MERMIGAS [12].

Figura 3. Relación de puentes extradosados proyectados, en construcción y construidos.



Fuente: BENJUMEA et al. [5].

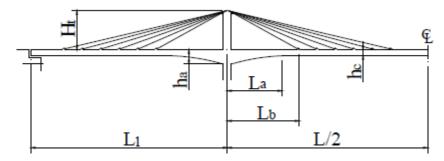
Comparando los puentes extradosados con los atirantados y los pretensados de viga cajón, se pueden encontrar las siguientes ventajas [5]:

- Una menor altura de la torre en los puentes extradosados, en comparación a los atirantados, permite construir puentes en sitios cercanos a aeropuertos, reduce la afectación visual del paisaje y disminuye las labores de construcción y andamiaje.
- En comparación a los puentes pretensados de viga cajón, el extradosado es una solución más elegante, gracias a que la torre y los tirantes en formas diversas pueden crear una estructura emblemática.
- En puentes extradosados de tablero rígido construidos por voladizos sucesivos, no es necesario ajustar la fuerza de tensión de los cables atirantados, ni durante la obra, ni al finalizar la construcción del tablero gracias a la alta rigidez de su viga principal, al contrario de lo que ocurre en uno atirantado.
- Debido al mayor peso de la estructura, y a la no existencia de alta flexibilidad en el tablero, las fuerzas sísmicas resistentes sobre los elementos estructurales de los extradosados son mayores.

#### 3.1.1 Recomendaciones Geométricas

Para determinar el comportamiento estructural de un puente Extradosado de luz principal L, se debe tener en cuenta varios criterios de diseño, sin embargo, usualmente se utilizan tableros de canto variable con alturas en los apoyos (ha) de pilares entre L/35 y L/30 y con L/55 y L/45 en el vano principal (hc) como se presenta en la Figura 4. En este caso, los tendones se anclan a torres con una altura (Ht) entre L/10 y L/8, reduciendo la participación de los cables en la transmisión de cargas, y consecuentemente, reduciendo la variación de tensión así como el fenómeno de la fatiga. Esto permite que los tirantes puedan ser llevados a estados de tensión más elevados y que simultáneamente los anclajes sean más sencillos. Por lo que respecta a los vanos laterales (L1), suelen ser de una longitud entre 0,6L y 0,7L [5].

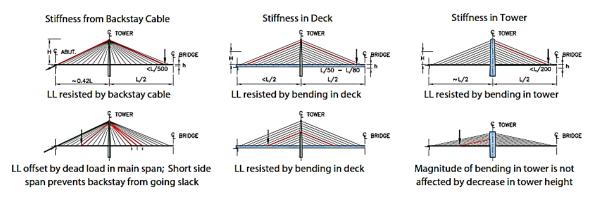
Figura 4. Dimensiones puente típico Extradosado.



Fuente: DOS SANTOS [8].

Los puentes extradosados pueden clasificarse en varios tipos de estructuras según su configuración geométrica y las propiedades mecánicas de sus componentes; si resaltamos el tipo de rigidez a flexión, los puentes pueden tener tableros rígidos, con sección similar a la pretensada viga cajón, evitando altas oscilaciones y fatiga de los tirantes; o pueden poseer tableros esbeltos y torres rígidas, caracterizados por trabajar muy similarmente a las estructuras atirantadas, centrándose en el diseño de los tirantes y del anclaje a las torres [4] [5] [6].

Figura 5. Dimensiones recomendadas para puente Extradosado.



Fuente: MERMIGAS [12].

Según Benjumea et al. [5], en puentes extradosados, los tableros de poca rigidez y torres de gran altura, dejan que el puente sea afectado en mayor forma por las

cargas vivas, las variaciones de la carga a tensión de los cables y los esfuerzos a flexo-compresión del tablero, comportamientos similar a estructuras atirantadas. De igual forma, los tirantes más cercanos a las torres son ineficaces y la unión rígida entre el tablero y la pila de cimentación, asegura la disminución de deflexiones máximas y reduce los valores de tensión de los cables [4].

### 3.1.2 Disposición de los tirantes

Los puentes extradosados se caracterizan por tener tirantes con disposición "abanico", disposición "arpa" o similar como se observa en la Figura 6. Los tipo abanico presentan anclaje de cables en una sección de la parte superior de la torre y los tipo arpa presentan anclaje en la mayoría de la longitud de la torre y se diseñan con menores inclinaciones en los cables y menor variación de carga.

Cabe resaltar, que adicional a la disposición de sus tendones, los puentes extradosados se caracterizan por tener torres dobles o sencillas, resultando en puentes con suspensión lateral y suspensión central, es decir, contando con un o doble juego de cables que permitan el sostenimiento de la estructura [12]. Ejemplos reales de estos tipos de puentes se en la Figura 7.

(a) (b) (b)

Figura 6. Disposición tipo abanico (a), arpa (b) y semi-abanico (c).

Fuente: DOS SANTOS [8].

Figura 7. Puente Cho-Rack en Corea del Sur con suspensión lateral en abanico (izquierda) y Puente North Arm en Canadá con suspensión central en arpa (derecha).



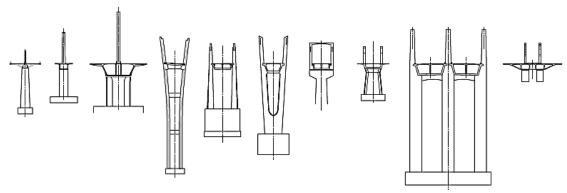


Fuente: MERMIGAS [12].

# 3.1.3 Tableros y Pilas

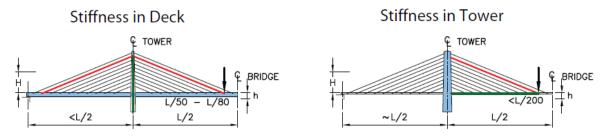
La sección transversal de los componentes de los puentes extradosados juega un papel de gran importancia la rigidez de estos [5] [12], principalmente la definición de la geometría del tablero y las pilas (pilares o pilones), ya que los primeros se encargan de soportar y transmitir inicialmente las cargas permanentes y transitorias del puente; y los segundos se encargan transmitir a la fundación las fuerzas internas finales. Ver la Figura 8 y la Figura 9 para detalle de los tipos de tableros y pilas de puentes extradosados y su clasificación de rigidez.

Figura 8. Tipos de pilares de puentes extradosados: suspensión central con una torre (izquierda), suspensión lateral con dos torres (centro) e híbridos (derecha).



Fuente: MERMIGAS [12].

Figura 9. Relación de rigideces tablero-pila: tablero rígido (izquierda) y tablero flexible (derecha).



Fuente: MERMIGAS [12].

### 3.1.4 Tipos de Anclajes

De acuerdo a la tipología del puente y la disposición de tirantes, se puede garantizar la continuidad y el tensionamiento de los mismos en las torres por medio de varios tipos de anclajes. Los más comunes son los anclajes tipo silla y los tipo platina. Los primeros (ver Fig. 10) son cables continuos que se anclan solamente al tablero a lado y lado de la torre, garantizando la continuidad y soporte del mismo encima de la torre, aunque resultando en una pérdida total de este cuando se produzca su rotura; mientras los segundos (ver Fig. 11), son cables que poseen anclaje directo en tablero y torre que al romperse solo generan efectos en un vano del puente.

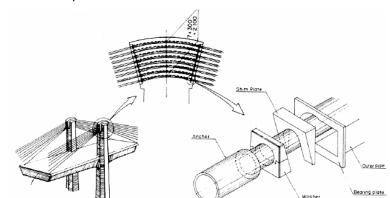
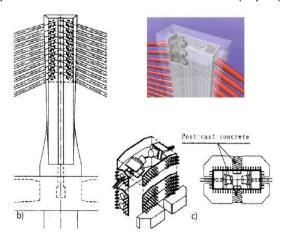


Figura 10. Anclaje continúo tipo silla en el Puente Odawara

Fuente: MERMIGAS [12].

Figura 11. Anclaje fijo de platina metálica del Puente Shin-Meisei (Japon).



Fuente: MERMIGAS [12].

#### 3.2 ROTURA ACCIDENTAL DE UN CABLE

La rotura accidental de un cable en un puente atirantado puede ser generada por accidentes de tránsito, incendios, vandalismo, corrosión, fatiga de los tirantes y hasta actos terroristas. Estas acciones generan una excitación dinámica en dichas estructuras y por lo tanto un cambio repentino en su comportamiento estructural que vale la pena analizar [3] [13] [14] [15] [17] [18] [19].

Con el propósito de incluir este evento accidental en el diseño y análisis de un puente, varias normativas han asumido un procedimiento seudo-estatico que previene de un riesgo de falla sobre toda la estructura.

Para el diseño de los elementos estructurales que componen un puente extradosado, se debe tener en cuenta solicitaciones ultimas que la normativa existente define para este tipo de estructuras. A continuación se presenta una relación de las normas internacionales más importantes que tienen en cuenta el efecto de la rotura del cable por medio de un análisis seudo-estático.

**Eurocódigo:** El uso del DAF esta propuesto implícitamente en el Eurocódigo 3 - Proyecto de Estructuras de Acero – Parte 1.11 donde se recomienda un valor de 2.0, y explícitamente en el Eurocódigo 1 – Acciones en Estructuras – Parte 1.7, recomendando la constante igual a 1.5 para puentes atirantados [9].

**Post-Tensioning Institute:** El PTI [16] recomienda un procedimiento similar al del SETRA, donde el DAF es igual a 2.0 y se utiliza la siguiente combinación de cargas:

Dónde:

DC = peso propio.

DW = cargas muertas

LV+IM = carga viva más el efecto de impacto.

**SETRA:** Para tener en cuenta los efectos por rotura accidental de cables se recomienda realizar un análisis seudo-estático, aplicando una fuerza mayorada opuesta a la tensión de cable, por medio de un DAF comprendido entre 1.5 y 2, dependiendo del tipo de rotura y de la estructura, siendo 2 la representación de la rotura brutal de un cable. La combinación de cargas para el estado límite último recomendada es [20]:

Dónde:

TS = Carga del vehículo tipo (un sistema tipo tándem de peso 600 kN)

UDL = sobrecarga uniforme (3 kN/m2 sobre un carril de 3 m y 2.5 kN/m2 en los otros carriles).

**ACHE:** Recomienda la comprobación de los estados límite últimos para la situación de rotura de tirantes, ya sea mediante comprobación dinámica o mediante comprobación estática semejante a la propuesta por el PTI. También, se recomienda utilizar la combinación de cargas casi-permanentes y reducir la tensión de rotura de los tirantes al 85% de la capacidad [1].

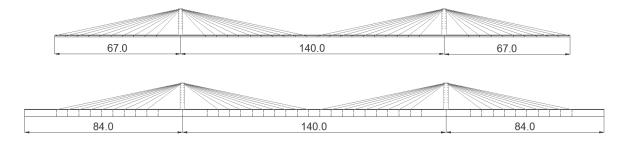
#### 4. CARACTERISTICAS DEL ESTUDIO

# 4.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS DE PUENTES UTILIZADOS

En la presente investigación, un puente hipotético fue modelado en un programa de elementos finitos. Según las recomendaciones revisadas en la bibliografía se realiza la selección y posible variación de parámetros geométricos para el modelamiento de la estructura; la cual cuenta con tendones extradosados (cables externos) y tendones internos de presfuerzos en las secciones criticas del tablero.

El presente modelo cuenta con luz principal (L) de 140metros y vanos laterales de 0.6L para puentes con altura de tablero rígido y 0.5L para altura de tablero flexible (ver Figura 12 para detalles de los vanos del puente modelado). Tomando como referencia las características geométricas de los criterios de estudio del Ingeniero Mermigas [12] y complementándolo con la literatura revisada, se determinó modelar la sección de un puente con dovelas en sección cajón de altura constante con tres luces y dos pilas de apoyo.

Figura 12. Vanos de puente de tablero flexible (arriba) y tablero rígido (abajo).



El ancho del cajón se definió en 11.1 m con el propósito de construir un puente con una calzada de dos carriles con berma y separadores de 1.0 m para la ubicación de torres laterales o central. Se determinó un ancho de fondo de cajón en 5 metros y

espesor inicial de losas y paredes entre 0.25 m y 0.30 m (estos espesores variaron según las modificaciones de diseño – ver Fig. 13).

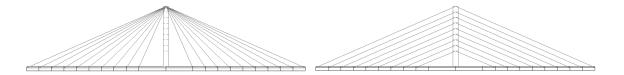
Figura 13. Sección viga cajón típico modelado: suspensión central (izquierda) y suspensión lateral (derecha).



Para tener en cuenta la rigidez del tablero en el estudio y clasificar los modelos Tobjeto, se analizaron puentes con altura de tablero L/35 (4.0 m), clasificados como de tablero rígido, y puentes con altura igual a L/140 (1.0 m), clasificados como flexibles. En los primeros se colocó el tirante más cercano a la torre a una distancia igual a 0.15L según recomendaciones de Kasuga [12] y en los segundos se colocó el primer tirante lo más cercano posible a la torre entre 0.10L y 0.05L (0.13 m – 0.065 m), según recomendaciones de Chio Cho [12], todos espaciados 6.0 m según la longitud típica de dovelas usadas en el presente estudio.

Los puentes con disposición de tirantes en forma de arpa tenían un anclaje fijo de platinas en torres y tableros, mientras los puentes con disposición de tirantes en abanico tienen un anclaje tipo silla en el extremo de la torre que permitía continuidad en el tirante desde el vano central al lateral (Ver Fig. 14).

Figura 14. Disposición en abanico y con anclaje silla (izquierda) y disposición arpa y anclaje fijo (derecha).



En general, se realiza variación del tipo de tablero, tipo de suspensión y disposición y anclaje de tirantes, con la selección de apoyos fijos en la base de la pila y en la unión pila-tablero, así como apoyos simples en los extremos. Los modelos de puentes hipotéticos se clasifican según la referencia de las tablas inferiores, donde la primera letra de la referencia simboliza el tipo de tablero (rigido o flexible), la segunda simboliza la tipo de suspensión de los tirantes (central o lateral) y la última caracteriza el tipo de anclaje sobre la torre con los nombres en inglés para abanico (fan) o arpa (harp)..

Tabla 1 Procedimiento de referencia de modelos.

TIPO DE TABLERO		Referencia		
Rígido (Rigid)	H = L/35	R##		
Flexible (Flexible)	H = L/140	F##		

TIPO DE SUSPENSIÓ	Referencia	
Lateral	Dos torres 1x2.5m	#L#
Central	Una torre 1x2.5m	#C#

DISPOSICIÓN Y ANCI	Referencia	
Abanico (Fan)	Anclaje Sillar	##F
Arpa (Harp)	Anclaje de Platina	##H

Tabla 2 Referencias de modelos

REFERENCIA	TIPO DE TABLERO	TIPO DE SUSPENSIÒN	DISPOSICIÒN TIRANTES EXTERNOS
RLF	Rígido	Lateral	Abanico
FLF	Flexible	Lateral	Abanico
RLH	Rígido	Lateral	Arpa
FLH	Flexible	Lateral	Arpa
RCF	Rígido	Central	Abanico
FCF	Flexible	Central	Abanico
RCH	Rígido	Central	Arpa
FCH	Flexible	Central	Arpa

## **4.2 MODELAMIENTO NUMÉRICO**

Con la definición de las tipologías de puente, se realiza el análisis de todos los modelos según los lineamientos de geometría consultados en la bibliografía, cumpliendo los requisitos de esfuerzos y deflexiones dentro de los límites establecidos por AASHTO [2], así como un comportamiento de los tirantes que caractericen al puente como extradosado según recomendaciones SETRA [20].

El tablero, cables, pilas y torres fueron modelados mediante elementos tipo frame y la interacción entre ellos mediante elementos tipo link, teniendo en cuenta las propiedades de materiales abajo mencionadas con las uniones entre elementos y condiciones de apoyos definidos en la sección 4.1.

#### 4.2.1 Materiales

Para el concreto pretensado del tablero se modelo el material con:

Resistencia a la compresión:  $f'c = 500 \text{ kgf/cm}^2 = 50 \text{ MPa}$ 

Módulo de elasticidad:  $E = 33000 \text{ N/mm}^2$ 

Densidad especifica del material:  $\gamma = 24000 \text{ N/m}^3$ 

Para el acero activo de pretensado (tirantes externos y del tablero):

Resistencia ultima: fpu = 1860 MPa

Resistencia límite en puentes de tablero rígido: 0.6fpu = 1116 MPa

Módulo de elasticidad: E = 200000 Mpa

Resistencia límite en puentes de tablero flexible: 0.45fpu = 837 Mpa

Coeficiente de expansión térmica:  $\alpha = 0.0000117 \, (^{\circ}\text{C/m})$ 

# 4.2.2 Evaluación de Cargas según AASHTO

Se utilizan los coeficientes de mayoración propuestos por la normativa AASHTO para los estados de Servicio y Resistencia Última [2] seleccionados en las tablas inferiores.

Tabla 3 Factores de mayoración de carga según AASHTO

	DC									U	se One	of These	at a Tin	ne	] [
Load Combination Limit State	DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	ws	₩Z	FR	TU	TG	SE	EO	BL	IC	CT	CV	Van Van Va
Strength I (unless noted)	$\gamma_p$	1.75	1.00	_	_	1.00	0.50/1.20	γīG	Ϋ́SE	_	_	_	_	_	
Strength II	$\gamma_{p}$	1.35	1.00	_	_	1.00	0.50/1.20	ΥTG	ΥSE	_	_	_	_	_	
Strength III	$\gamma_p$	_	1.00	1.4 0	_	1.00	0.50/1.20	γīG	Ϋ́SE	_	_	_	_	_	
Strength IV	$\gamma_{p}$		1.00	_		1.00	0.50/1.20	_	_	_		_	_	_	]
Strength V	$\gamma_p$	1.35	1.00	0.4 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γīG	Ϋ́SE	_	_	_	_	_	
Extreme Event I	$\gamma_p$	γEQ	1.00	_	_	1.00	_	_	_	1.00	_	_	_	_	
Extreme Event II	$\gamma_p$	0.50	1.00	_	_	1.00	_	_	_	_	1.00	1.00	1.00	1.00	
Service I	1.00	1.00	1.00	0.3 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γīG	Ϋ́SE					_	
Service II	1.00	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20	_	_	_		_	_	_	
Service III	1.00	0.80	1.00	_	_	1.00	1.00/1.20	ΥIG	Ϋ́SE	_		_	_		
Service IV	1.00	_	1.00	0.7 0	_	1.00	1.00/1.20	_	1.0	_	_	_	_	_	
Fatigue I— LL, IM & CE only	_	1.50	_	_	_	_	_	_	_	_	_	_	_	_	
Fatigue II— LL, IM & CE only	_	0.75	_	_		_	_	_		1	1	_	_	_	

Fuente: Tabla 3.4.1.1 AASHTO [2].

Tabla 4 Coeficientes máximos y mínimos de las combinaciones de carga.

Type of Load, Foundation Type, and		Load Factor		1
	Method Used to Calculate Downdrag	Maximum	Minimum	]
DC: Component and Attachments		1.25	0.90	T
DC: Strength IV o	nly	1.50	0.90	
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25	1
	Piles, \(\lambda\) Method	1.05	0.30	П
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35	L
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65	1
EH: Horizontal Ea	rth Pressure			1
Active		1.50	0.90	Τ
At-Rest		1.35	0.90	L
AEP for anchored walls		1.35	N/A	ı
EL: Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00	1
EV: Vertical Earth	Pressure			1
Overall Stability		1.00	N/A	L
Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00	L
Rigid Buried Structure		1.30	0.90	L
Rigid Frames		1.35	0.90	L
Flexible Burie				L
Metal Box Culverts and Structural Plate Culverts with Deep Corrugations		1.5	0.9	ı
o Thermoplastic culverts		1.3	0.9	ı
o All othe		1.95	0.9	l
ES: Earth Surcharge			0.75	1

Fuente: Tabla 3.4.1.2 AASHTO [2].

Tabla 5 Factor de carril adoptado para la presente investigación.

	Multiple Presence
Number of Loaded Lanes	Factors, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: Tabla 3.6.1.1.2-1 AASHTO [2]

Para el presente estudio, se adoptan las siguientes cargas en los modelos:

DC - Carga muerta sobre impuesta = 20.80 kN/m<sup>2</sup>

DW - Carga muerta de pavimento = 27.79 kN/m<sup>2</sup>

VL - Carga viva de Vehículo = HL-93 + 9.34 kN/m

PC\_50 - Carga de tensionamiento de Tirantes externos = Variable

PS\_50 - Carga equivalente de presfuerzo del tablero = Variable

EQX - Carga de sismo en la dirección x = Espectral

EQY - Carga de sismo en la dirección y = Espectral

TG - Gradiente de temperatura sobre el tablero = 1.46 °C/m

TU - Diferencial de temperatura = +/- 15 °C

La relación de amortiguamiento de los puentes extradosados, basado en revisión de la bibliografía, se define como típico un valor de  $\xi$  =0.015 [7].

## 4.2.3 Carga en los tirantes externos

Por medio de la suposición de deflexión nula en los puntos de anclaje de los tirantes en el tablero [8], se determinó la fuerza tensionamiento de los torones que componen los tirantes mencionados (Ver Fig. 15).

Figura 15. Procedimiento de cálculo de pretensado en los tirantes.

Fuente: DOS SANTOS [8]

Con el cálculo de la fuerza en los tirantes y de acuerdo a la tipología del puente analizado y sus esfuerzos límite, se determina el área de la sección transversal a colocar en los cables de los puentes. Para puentes de tablero flexible se trabajó con un esfuerzo de 0.40fpu, mientras que para puentes de tablero rígido se trabajó con un esfuerzo de 0.55fpu y el cálculo del área se realizó mediante la siguiente expresión:

$$A_i = \frac{Fuerza\ en\ tirante\ (P_i)}{(0.40fpu\ o\ 0.55fpu)}$$

Se usaron tirantes con torones de 0.6" con las propiedades recomendadas por VSL [21] en la Figura 16.

Figura 16. Propiedades de torones de 0.6" según VSL.

Strand Type		0.5" (13mm)	0.6" (15mm)	
Nominal diameter	inch	0.5	0.6	
Nominal area	inch²	0.153	0.217	
Nominal weight/mass	lbs/ft	0.53	0.74	
Tensile strength	ksi	270	270	
Min. breaking load	kips	41.3	58.6	
Young's modulus	ksi	approx. 28,500		
Relaxation	%	max 2.5		

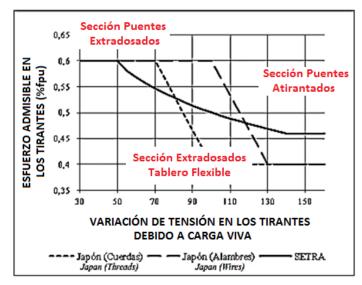
<sup>\*</sup> Low relaxation grade according to ASTM A 416-90

Fuente: VSL MANUAL [21].

# 4.2.4 Análisis de fatiga en los tirantes externos

Para cada tirante se realiza el cálculo de las combinaciones de servicio DC+DW+VL y DC+DW para determinar la variación de tensión por carga viva de los cables, la cual, para puentes extradosados de tablero rígido está por debajo de 50 MPa y para puentes con tablero flexible entre 50 MPa y 150 MPa (ver Fig. 17).

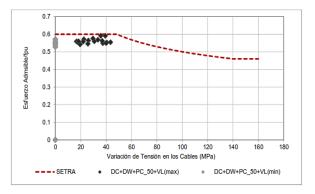
Figura 17. Esfuerzo admisible máximo en los tendones extradosados como función de la variación de su esfuerzo por carga viva – Guía SETRA y Guías Japonesas [20]

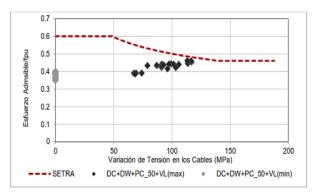


Fuente: BENJUMEA et al. [4].

Se resalta que de acuerdo a los lineamientos de la guía de diseno SETRA, se determina que bajo una variación de tensión de los tirantes inferior a 50 MPa y esfuerzos máximos cercanos a 0.6fpu se clasificaba el puente como extradosado (tablero rígido). Mientras que si la variación de tensión es mayor a 50 MPa y los esfuerzos máximos son inferiores a 0.45 MPa de lo contrario como extradosado-semiatirantado (tablero flexible), de allí que para lograr un modelamiento adecuado se debió reducir las luces laterales del puente en los tipo semi-atirantados de 84.0 m a 67.0 m.

Figura 18. Resultados de relación Esfuerzo/fpu contra variación de tensiones en puentes extradosados (izquierda) y semi-atirantados (derecha) cumpliendo la guía SETRA.





Fuente: Autor.

Alternativamente, se siguió la recomendación de Ogawa y Kasuga (Citado en Mermigas [4] página 47) para determinar el trabajo de los tirantes y tipo de puente extradosado mediante el coeficiente  $\beta$ , el cual era se define como la relación de la carga de tensión total de los cables sobre la carga muerta que soporta el vano principal (Wu) (Ver Fig. 19 para modelo de cálculo de  $\beta$ ).

Si  $\beta$  es superior a 0.30 se afirma que el puente extradosado es poco eficiente y se convierte en un puente de tablero flexible donde sus tirantes poseen variación de esfuerzos alrededor de 50 MPa. Sin embargo, en la presente investigación los rangos de 50 MPa en los tirantes eran experimentados por los puentes con  $\beta$  hasta

1.0, además de corroborar que los puentes de tablero rígido y suspensión lateral son los modelos hipotéticos de mayor eficiencia al acercarse al al concepto original de Extradosado (ver Tabla 6).

Figura 19. Modelo con carga Wu.

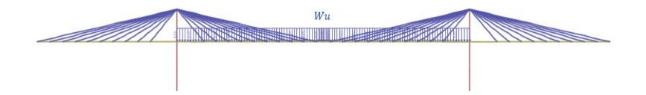


Tabla 6 Resultados de cálculo de factor de Ogawa y Kasuga.

	$\beta = \frac{\sum Carga\ Cables}{Wu}$
FCF	1.89
FCH	4.76
FLF	0.81
FLH	2.50
RCF	0.82
RCH	0.81
RLF	0.44
RLH	0.45

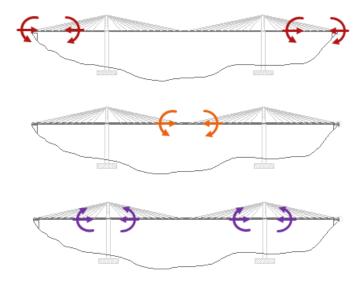
## 4.2.5 Aplicación del presfuerzo

Para cumplir las condiciones de servicio del puente, se introduce al tablero un presfuerzo típico de puentes extradosados, calculado mediante una matriz de esfuerzos que dependen del concepto de trabajo virtual aplicados en secciones especificas en el puente [8]. Se aplican momentos y cargas de presfuerzo unitarios en las tres luces (sección 1 y 2) y en los apoyos del puente (sección 3) (Ver Fig. 20) y se determina su esfuerzo de trabajo respectivamente (esfuerzo x, y, z). Los esfuerzos críticos son los recomendados por la normativa AASHTO en la zona de

tracción pre-comprimida (0.25√f'c). El sistema de ecuaciones utilizado se ejemplifica a continuación:

P1 
$$(\sigma_{zona\ 1\ x\ P1})$$
 + P2  $(\sigma_{zona\ 1\ x\ P2})$  + P3  $(\sigma_{zona\ 1\ x\ P3})$  =  $(\sigma_{critico\ zona\ 1} - \sigma_{admisible})$   
P1  $(\sigma_{zona\ 2\ x\ P1})$  + P2  $(\sigma_{zona\ 2\ x\ P2})$  + P3  $(\sigma_{zona\ 2\ x\ P3})$  =  $(\sigma_{critico\ zona\ 2} - \sigma_{admisible})$   
P1  $(\sigma_{zona\ 3\ x\ P1})$  + P2  $(\sigma_{zona\ 3\ x\ P2})$  + P3  $(\sigma_{zona\ 3\ x\ P3})$  =  $(\sigma_{critico\ zona\ 3} - \sigma_{admisible})$ 

Figura 20. Secciones de aplicación de presfuerzo unitario.



## 4.2.6 Comprobación de esfuerzos en el tablero

Se determinó la tensión de los tirantes y el presfuerzo del tablero hasta generar ocho modelos de puentes acorde con el comportamiento extradosado. Los esfuerzos del tablero a compresión después de las perdidas finales del pretensionado deben ser inferior a 22.5 MPa (0.45f'c) y los esfuerzos longitudinales de la zona de tracción pre-comprimida deben ser inferiores a 1.77 MPa (0.25√f'c) según la sección 5.9.4.2 del código AASHTO 2012 [2].

Un ejemplo de esta comprobación de esfuerzos en condiciones de servicio (combinaciones de carga de la Tabla 3) para un modelo de puentes se presenta en

la Figura 21, mientras los resultados globales satisfactorios de la investigación para los otros modelos se resumen en los anexos del presente documento.

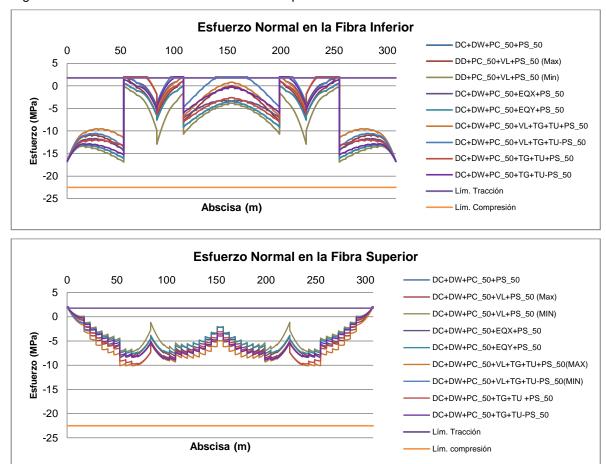


Figura 21. Resultados del cálculo de esfuerzos para el modelo RCF.

#### 4.2.7 Deflexiones en el tablero

Por otro lado, para puentes extradosados comunes la flecha debe ser inferior a L/800 (0.175 m) por efecto de aplicación de cargas vivas [2] (Ver ejemplo Fig. 22).

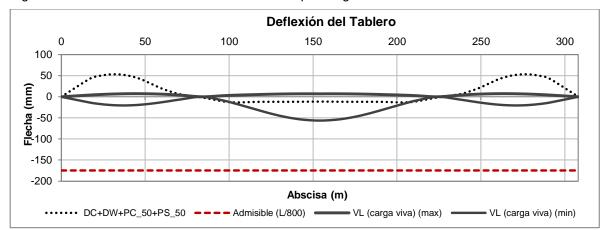


Figura 22. Resultados del cálculo de deflexiones por carga viva en el modelo RCF

# **4.3 EVALUACIÓN DE CARGAS ACCIDENTALES**

Como la norma base es el AASHTO, se realiza investigación sobre la combinación de carga límite accidental (AULS) aplicable para este código, el cual depende del Post-Tensioning Institute de norteamerica o PTI [16] y de la aplicación de una carga generada durante la rotura accidental de un cable (P\_0), supuesta como estática para este caso.

$$AULS = 1.1DC + 1.35DW + 0.75VL + PC_50 + PS_50 + P_0$$

PTI recomienda un enfoque seudo-estático para tener en cuenta el comportamiento dinámico generado por la rotura accidental. Se debe incluir en la combinación accidental la multiplicación de un factor de amplificación dinámica (Dynamic amplificación factor o DAF) a la carga estática. Se recomienda realizar la inclusión de un factor de 2.0.

#### 4.4 MODELO DE LA ROTURA ACCIDENTAL DE UN CABLE

Debido a que la rotura accidental de un cable es un suceso dinámico, dicho evento se debería analizar por medio de un método que tenga en cuenta este procedimiento. Es por esto que la propuesta del PTI de simular el efecto dinámico mediante una aplicación de una carga estática (enfoque seudo-estatico) será comparada en la presente investigación contra la respuesta obtenida mediante la aplicación de una carga dinámica que depende de una función matemática, f(t), (enfoque dinámico) propuesta previamente por Ruiz-Terán y Aparicio [17] [18] [19], y comprobada por Mozos y Aparicio [13] [14] [15].

En base a lo anterior, durante la pérdida del cable, la respuesta del puente se puede ver afectada debido a la disminución de la rigidez en la estructura en el transcurso del tiempo de rotura, por lo cual el comportamiento del puente solo puede ser descrito mediante una función no lineal. Sin embargo, de acuerdo a la revisión literaria, si se asume una respuesta lineal durante la falla del cable, la respuesta del puente se puede obtener mediante el cálculo de dos estados: el estado 1 que incluye las cargas aplicadas y el reemplazo del tirante roto por una carga estática equivalente a su tensión en condiciones AULS (Ver Fig. 23); y un estado 2 que incluye el reemplazo del tirante roto por una carga dinámica equivalente y en dirección contraria a su tensión original (Ver Fig. 24).

Figura 23. Estado 1 AULS según [13] [14] [15].

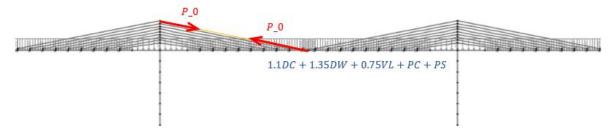
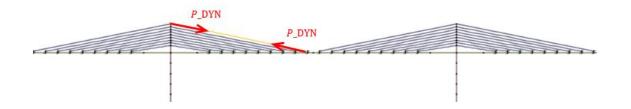
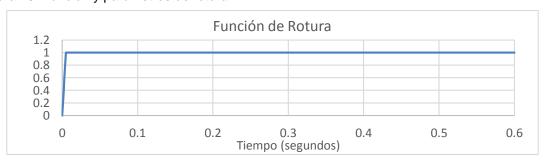


Figura 24. Estado 2 AULS según [13] [14] [15].



El modelo numérico adoptado para el enfoque dinámico depende de la definición de la función (Ver Fig. 25), con un tiempo máximo de rotura de 0.005 segundos, obtenido de ensayos experimentales realizados por Mozos y Aparicio [15], y de la solución de dicha función mediante el método de superposición modal: 6000 pasos de 0.01 segundos de acuerdo una revisión de la respuesta dinámica del puente.

Figura 25. Función y parámetros de rotura.



Fuente: Recopilación del Autor [9].

Adicional a las definiciones de la función de rotura, se debió establecer qué cables (ubicación con respecto al tablero) generan un comportamiento límite accidental mayor al romperse, se realiza una revisión bibliográfica del caso y se determina que los cables más alejados de la torre de anclaje y ubicados en la luz principal del puente ocasionan mayores efectos sobre tablero y pila [3] [22].

Dependiendo del modelo adoptado se designa el tirante roto accidentalmente, pues para los modelos con disposición en abanico, el cable perdido es continuo en el vano central y lateral, y para los modelos en disposición de arpa el cable roto solo afecta el vano central.

#### 5. RESULTADOS

## 5.1 RESULTADOS DEL MODELAMIENTO DE PUENTES EXTRADOSADOS

En las Figuras 26 a 33 se presentan las vistas longitudinales de los puentes modelados y la longitud requerida de presfuerzo para cada uno de los casos analizados. Evaluando la respuesta de estos modelos bajo condiciones de servicio y condiciones últimas, se realiza un resumen de los resultados del modelamiento completo en cada una de las secciones 1 de los anexos A al H del presente documento.

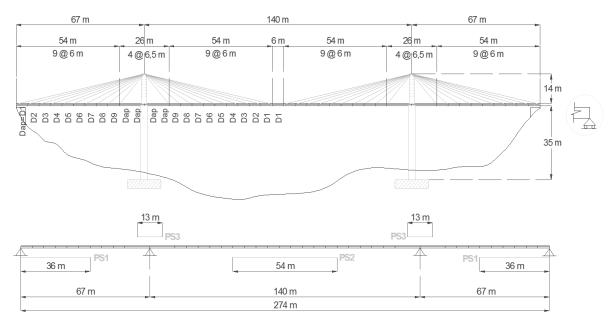
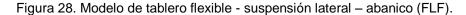
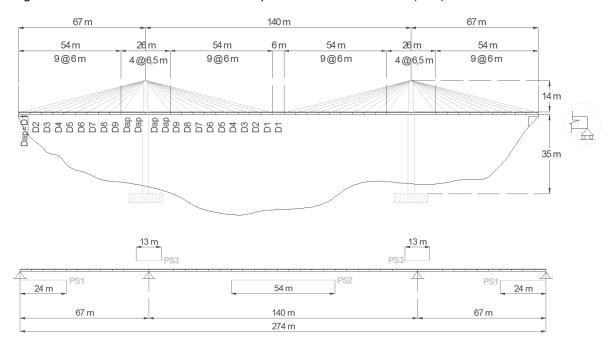


Figura 26. Modelo de tablero flexible - suspensión central – abanico (FCF).

67 m 140 m 67 m 26 m 26 m 54 m 54 m 54 m 54 m 6 m 9@6m 9@6m 9@6m 9@6m 4@|6,5 m 4 @|6,5 m 14 m 35 m 13 m 13 m 48 m 102 m 48 m 140 m 67 m 67 m 274 m

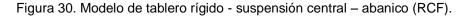
Figura 27. Modelo de tablero flexible - suspensión central – arpa (FCH).

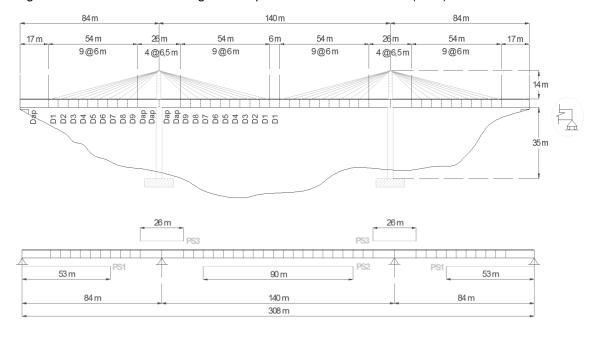




140 m 67 m 67 m 26 m 26 m 54 m 54 m 54 m 6 m 54 m 9@6m 9@6m 9@6m 9@6m 4@|6,5 m 4@|6,5 m 14 m 35 m 13 m 13 m PS1 102 m 48 m 48 m 67 m 140 m 67 m 274 m

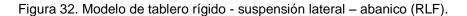
Figura 29. Modelo de tablero flexible - suspensión lateral – arpa (FLH)

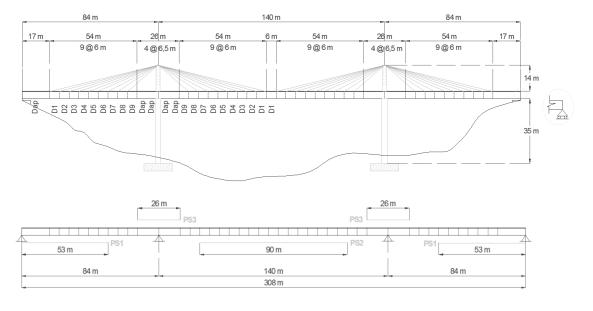




84 m 140 m 84 m 26 m 54m 54m 26 m 17 m 54 m 6m 54 m 17 m 9@6m 9@6m 9@6m 9@6m 4@6,5m 4@6,5 m 14 m 35 m 26 m 41 m 114 m 41 m 84 m 140 m 84 m 308 m

Figura 31. Modelo de tablero rígido - suspensión central – arpa (RCH).





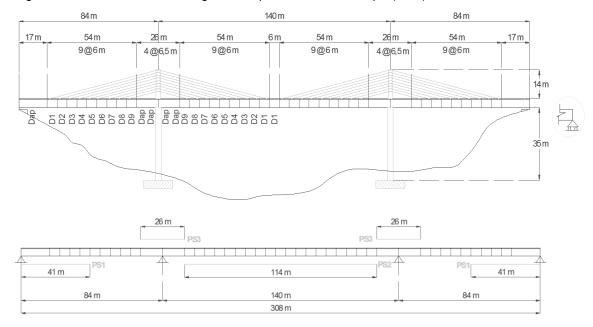


Figura 33. Modelo de Tablero rígido - suspensión lateral – arpa (RLH).

# 5.2 CALCULO DE FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICOS

En base a la combinación de carga AULS, se puede aproximar el comportamiento estático mediante el cálculo de un DAF más cercano a la realidad sobre puentes extradosados que sufren la rotura accidental de un cable. En puentes atirantados, algunos autores [13] [14] [15] [17] [18] [19] [22] han determinado la incidencia de este fenómeno generando la presente expresión para el cálculo no lineal del factor mencionado:

$$DAF_1 = \frac{S_{AULS_{dyn}} - S_{S0}}{S_{W0S} - S_{S0}}$$

Esta expresión es obtenida del análisis dinámico desarrollado ante la rotura accidental. Sin embargo, es una expresión para los casos no lineales de análisis. Debido a que el concepto del DAF implica relacionar la respuesta máxima dinámica del puente con la estática, se ha propuesto adoptar el cálculo del DAF mediante las siguientes expresiones con el fin de corroborar su validez matemática al remover las diferencias de la expresión:

$$DAF_{2} = \frac{Sdyn_{solo} actúa P_{0}}{Sstat_{solo} actúa P_{0}} \qquad DAF_{3} = \frac{S_{AULS} dyn}{S_{AULS} stat}$$

#### Donde:

 $S_{W0S}$  = respuesta AULS del puente luego de retirado el cable roto.

 $S_{S0}$  = respuesta AULS del puente ante la aplicación de carga estática.

 $S_{AULS_{dyn}}$ = respuesta AULS del puente ante la aplicación del modelo de carga dinámico.

 $S_{AULS_{stat}}$  = respuesta AULS del puente ante la aplicación del modelo de carga estático.

 $Sdyn_{solo\ act\'ua\ P_0}$  = respuesta del puente ante la aplicación únicamente de la carga estática.

 $Sstat_{solo} \ _{act\'ua} \ _{P_0}$  = respuesta del puente ante la aplicación únicamente del modelo de carga dinámico.

Para lograr un mayor entendimiento de las variables incluidas en las ecuaciones del DAF, en las Figuras 34 y 35 se realiza un bosquejo de estas en las dos tipologías de puente diferenciadas por el anclaje con la torre. Los puentes con anclaje de silla presentan pérdida del cable en ambas luces del modelo, mientras que los anclajes de platina solo permiten perdida del cable en el centro de luz del puente.

Figura 34. Modelos numéricos para puente en arpa.

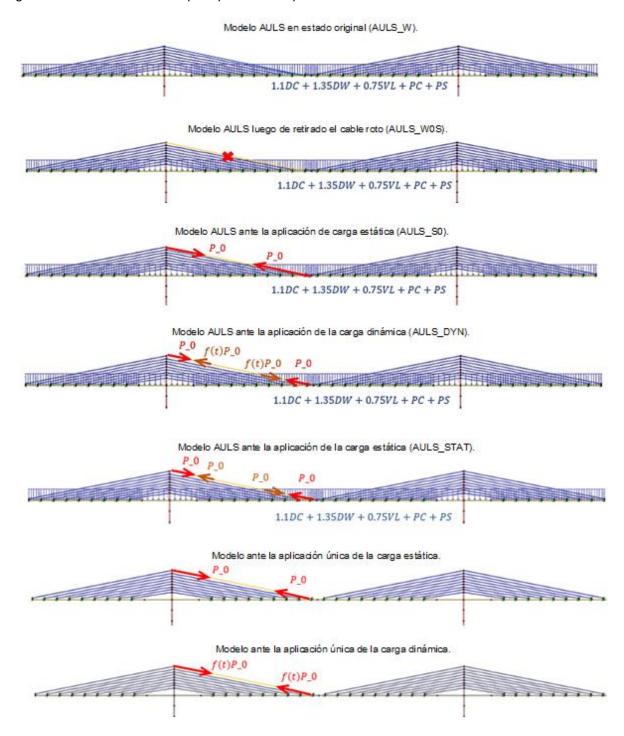
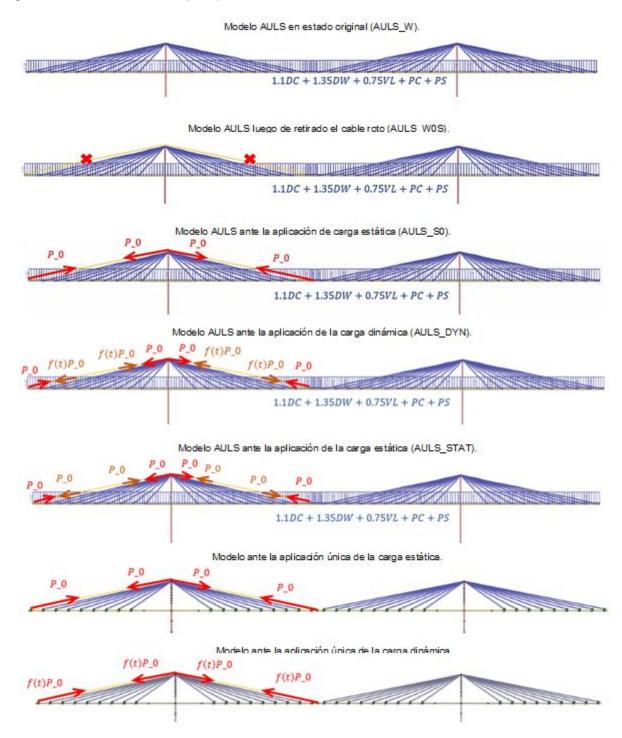


Figura 35. Modelos numéricos para puente en abanico.



### 5.2.1 Análisis de períodos de vibración

Previo al análisis del comportamiento del puente ante la rotura accidental es conveniente determinar la variación de los periodos principales de vibración de los modelos de puente utilizados. En la Tabla 7 se muestran los resultados de los tres primeros modos de vibración de los puentes antes y después de la rotura del cable

Tabla 7 Resumen períodos de vibración de los 3 primero modos del puente.

	Periodos de Vibración							
		t antes (s)		t después (s)				
	1er modo	2do modo	3er modo	1er modo	2do modo	3er modo		
FCF	1.97	1.38	1.35	2.01	1.39	1.37		
FCH	1.87	1.41	1.38	1.89	1.42	1.38		
FLF	1.87	1.36	1.35	1.89	1.37	1.37		
FLH	1.79	1.41	1.36	1.81	1.42	1.36		
RCF	2.02	1.76	1.09	2.02	1.76	1.09		
RCH	1.99	1.73	1.09	2.01	1.74	1.09		
RLF	1.99	1.71	0.92	1.99	1.72	0.93		
RLH	1.94	1.65	0.93	1.94	1.66	0.93		

Adicionalmente, se realizó una comparación entre los resultados de la atenuación de los momentos dinámicos para determinar la incidencia de la carga dinámica sobre las fuerzas internas del tablero (específicamente la dovela más cercana al tirante roto – ver Fig. 36). Se relacionan los resultados de un modelo con tablero rígido y su equivalente de tablero flexible (Ver Fig. 37), detallando que se presenta un aumento en mayor proporción en el período fundamental de la estructura de puentes con tableros flexibles que rígidos y que el período aminora mejor en puentes de tableros rígidos después de la rotura del cable

Se propuso inicialmente un periodo de atenuación de 30 segundos y se modificó para todos los modelos a 60 segundos para observar mejor la respuesta del puente (Ver Fig. 38), concluyéndose que el momento flector máximo siempre se presenta en los primeros 10 segundos de la función dinámica y en valores cercanos al periodo de vibración final de la estructura (Resultados globales sección 2 Anexos A al H).

Figura 36. Dovela señalada para medición del momento dinámico.

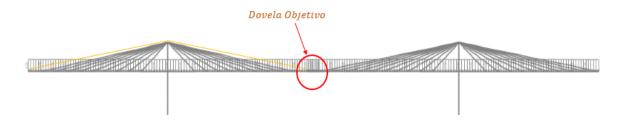


Figura 37. Momento dinámico inicial en el modelo RCF (izquierda) y en el modelo FCF (derecho).

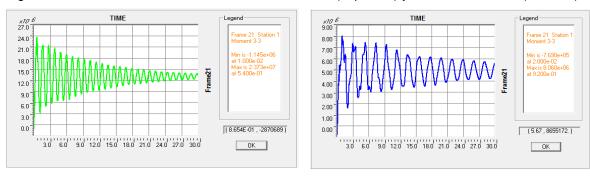
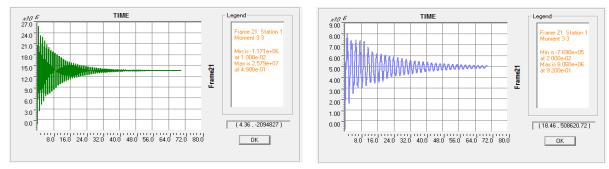


Figura 38. Momento dinámico en el modelo RCF (izquierda) y en el modelo FCF (derecha) modificando el tiempo de atenuación a más de 60 segundos.



# 5.2.2 Comportamiento del tablero

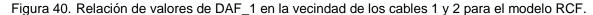
Para todos los modelos definidos en la sección 5.1, se realiza un cálculo de los DAF a lo largo del tablero para fuerzas internas axiales (P), cortantes (V) y de flexión (M3) (ejemplo en Figuras 39, 41 y 43); sin embargo, siguiendo las recomendaciones

de Mozos y Aparicio [13-14] sobre la incidencia de los DAF calculados en el análisis de la estructura, se seleccionan los valores numéricos en una vecindad de 10 metros a lado y lado del sitio de rotura del tirante (Ver Figuras 40, 42 y 44).

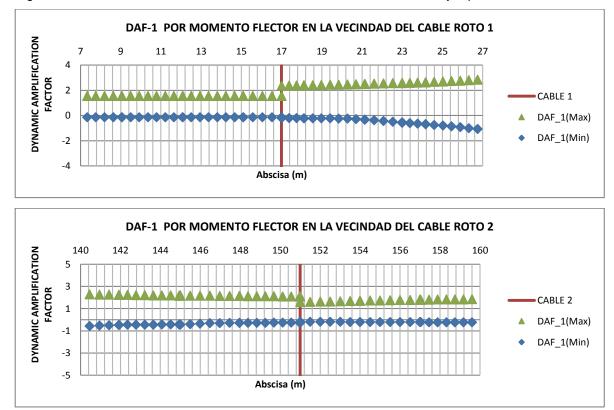
DAF-1 POR MOMENTO FLECTOR M3 EN EL TABLERO DYNAMIC AMPLIFICACIÓN FACTOR 50 100 150 200 250 5 DAF\_1(Max) DAF\_1(Min) CABLE 1 CABLE 2 TORRE 1 -3

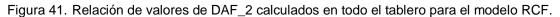
TORRE 2

Figura 39. Relación de valores de DAF\_1 calculados en todo el tablero para el modelo RCF.



Abscisa (m)





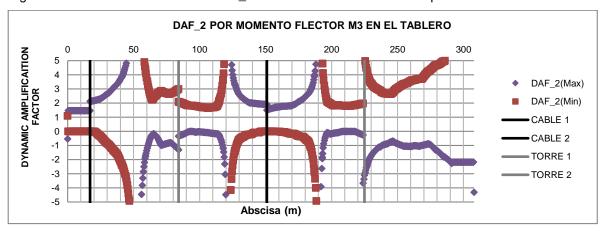
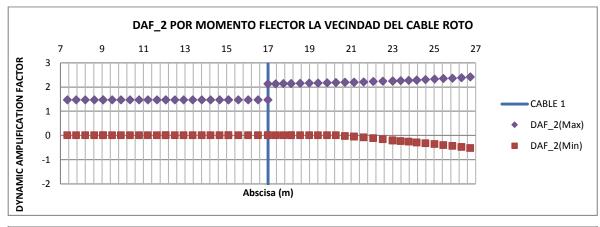
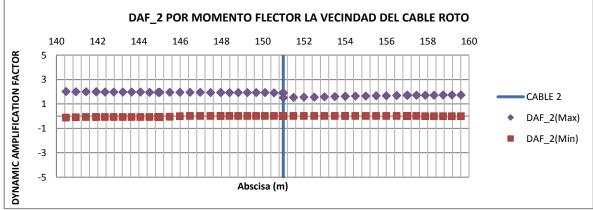


Figura 42. Relación de valores de DAF\_2 en la vecindad de los cables 1 y 2 para el modelo RCF.







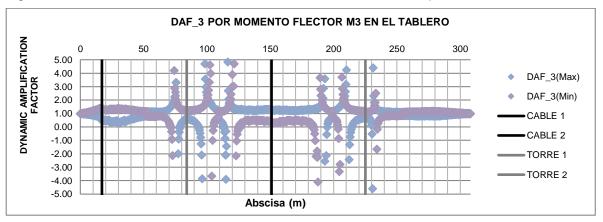
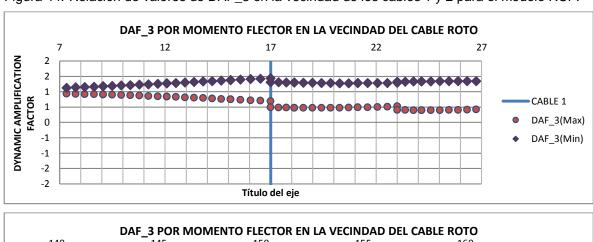


Figura 44. Relación de valores de DAF\_3 en la vecindad de los cables 1 y 2 para el modelo RCF.





En la sección 5.2.5 se presenta un resumen de los valores DAF obtenidos para los ocho modelos analizados y los detalles gráficos de los cálculos se detallan en la

sección 2 de cada uno de los Anexos A al H de la presente investigación. Se denota que en la mayoría de los casos se presentan valores mayores a lo recomendado por PTI para cualquiera de las tres expresiones de cálculo del DAF y por lo tanto, esto puede indicar que el enfoque seudo-estático no es suficiente para describir el comportamiento del tablero por fuerzas axiales (P), cortantes (V2) y momentos flectores (M3).

### 5.2.3 Respuesta en los cables

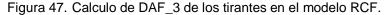
Con respecto al cálculo del DAF en los cables, se obtiene para el caso anclaje de silla una variación simétrica con respecto a la torre, contrario a lo obtenido para el anclaje de platina donde los DAF varían dependiendo de la cercanía al cable roto y a la torre de anclaje (Ver Figura 45 y 46 para resultados de puente en abanico). En general, los valores del DAF reportados en la Tabla 8 para los cables de puentes extradosados de cualquier tipo indican que en la mayoría de los casos no se supera el valor de 2.0 propuesto de PTI, sin embargo, debido a que no se puede ejecutar una análisis seudo-estatico parcial, es recomendado realizar un análisis dinámico con el fin de determinar el comportamiento de los tirantes y su efecto sobre el puente en general, así como realizar un estudio a fondo sobre la posición del cable roto.

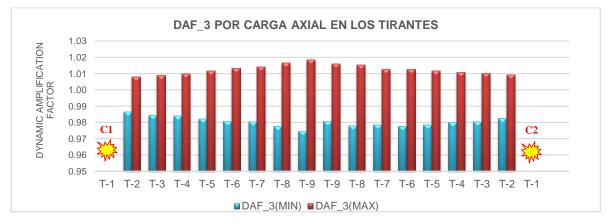


Figura 45. Calculo de DAF\_1 de los tirantes en el modelo RCF.



Figura 46. Calculo de DAF\_2 de los tirantes en el modelo RCF.



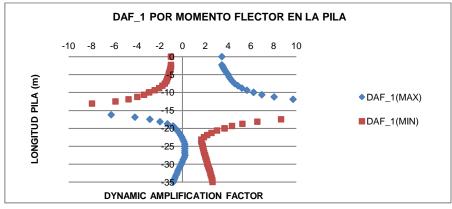


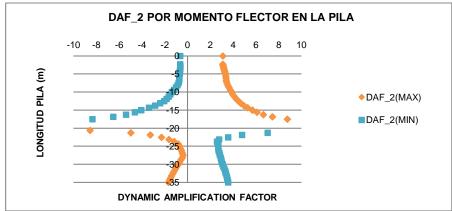
# 5.2.4 Respuesta en la pila

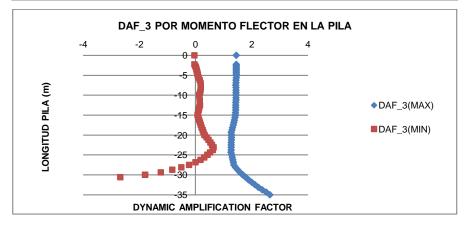
Las pilas presentan mayores valores de DAF por fuerza axial, cortante y flexión al recomendado por PTI para cualquiera de las expresiones de cálculo implementadas debido a que su respuesta dinámica es mayor que la estática (Ver resultados gráficos en las secciones 2 de cada uno de los anexos del A al H). Sin embargo, se presentan valores numéricos de DAF aún más altos debido a la creación de funciones con asíntotas en el cálculo del momento flector de la pila que coincidían con la existencia de puntos de inflexión en los diagramas de momento de la envolvente en condiciones últimas (Ver Figura 48).

En la Tabla 8 se presenta un resumen de los valores numéricos obtenidos para el cálculo del DAF en la pila más cercana al tirante roto. La carga axial presenta valores pequeños de DAF con respecto a los cortantes y momentos flectores de la pila.

Figura 48. Calculo de DAF\_1, DAF\_2 y DAF\_3 de la pila en el modelo RCF.







#### 5.2.5 Resumen de resultados en el tablero

Mediante el uso de la ecuación DAF\_1 se obtienen valores numéricos altos en los puentes de tablero flexible con disposición en arpa y todas las fuerzas de los tirantes de las tipologías estudiadas. Esta es la única expresión que indica que el análisis dinámico debe hacerse en los cables de los puentes estradosados ya que tiene en cuenta sus condiciones de presfuerzo.

La expresión DAF\_2 no tiene en cuenta la aplicación de otras cargas últimas, por lo que se calcula también para la deflexión del tablero, obteniéndose valores inferiores a 2.0 para estos casos. Adicional a esto, también presenta DAF altos relacionados con el comportamiento de la pila y la fuerza axial del tablero; así como valores para la carga axial de los tirantes en puentes de tablero rígido y en general los puentes con disposición de arpa.

Por su parte, en general la expresión DAF\_3 presenta valores numéricos inferiores a 2.0 para el caso de la carga axial en el tablero, tirantes y pila; mientras que para las fuerzas cortantes y momentos flectores de los elementos estructurales generalmente son superiores a 2.0 por lo que debe considerar necesariamente el efecto dinámico de la rotura accidental de un cable.

De acuerdo a lo descrito anteriormente y a los resultados relacionados en la Tabla 8, se puede observar que la recomendación de análisis seudo-estático de asumir un DAF único igual a 2.0 no debería usarse para describir el comportamiento de tirantes, tablero y pila de un puente extradosado, debido a que el comportamiento frente a la rotura accidental de los diferentes componentes del puente es diferente en todos los casos analizados.

Tabla 8 Resumen de resultados DAF.

	DAF 1								
	Tablero				Cables	Pilas			
	Axial	Cortante	Flector	Deflexión	Axial	Axial	Cortante	Flector	
FCF	6.13	1.47	4.32	N/A	6.55	4.30	4.16	26.70	
FCH	12.61	1.60	8.58	N/A	28.21	3.37	27.56	4.28	
FLF	4.77	1.44	2.60	N/A	4.40	3.58	2.90	17.70	
FLH	12.60	10.17	31.72	N/A	13.52	16.92	13.11	12.14	
RCF	6.37	2.09	1.79	N/A	1.74	4.39	4.11	19.62	
RCH	1.81	2.12	3.30	N/A	3.79	3.90	31.71	6.41	
RLF	7.21	1.83	2.43	N/A	15.80	6.79	5.35	20.02	
RLH	17.72	2.80	20.12	N/A	7.00	6.60	22.92	7.19	

	DAF 2								
	Tablero				Cables	Pilas			
	Axial	Cortante	Flector	Deflexión	Axial	Axial	Cortante	Flector	
FCF	5.22	1.59	1.73	1.57	5.64	3.76	4.55	18.57	
FCH	16.39	2.48	15.67	1.57	8.18	9.20	26.46	5.11	
FLF	6.58	1.61	1.79	1.57	3.64	3.82	3.99	35.29	
FLH	2.74	1.53	1.77	2.80	6.49	7.47	2.21	29.56	
RCF	7.23	1.97	1.99	0.51	1.84	4.34	4.65	20.81	
RCH	15.27	3.24	16.83	0.34	1.43	9.37	27.49	8.68	
RLF	7.62	1.71	2.03	0.66	1.59	5.91	5.59	20.75	
RLH	29.84	3.23	4.96	0.72	1.44	8.10	38.10	8.40	

	DAF 3								
	Tablero				Cables	Pilas			
	Axial	Cortante	Flector	Deflexión	Axial	Axial	Cortante	Flector	
FCF	1.10	34.42	23.97	N/A	1.06	1.06	4.97	1.44	
FCH	1.12	28.74	2.12	N/A	1.24	1.06	23.71	11.53	
FLF	1.18	23.15	31.23	N/A	1.06	1.03	27.35	1.57	
FLH	1.16	24.00	1.87	N/A	1.13	1.10	28.00	18.00	
RCF	1.27	11.83	1.33	N/A	1.02	1.07	27.18	10.36	
RCH	1.22	48.68	1.34	N/A	1.02	1.03	3.40	17.39	
RLF	1.16	15.18	1.21	N/A	1.04	1.04	3.30	15.96	
RLH	1.13	18.78	1.28	N/A	1.17	1.06	2.40	21.82	

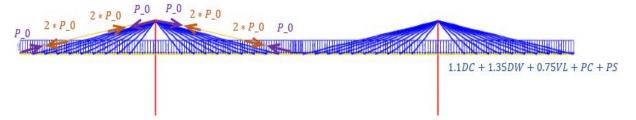
#### **5.3 RESPUESTA ESTRUCTURAL**

Con el fin de generar otra contribución al presente estudio, se comparan los enfoques de análisis de la rotura accidental de un cable en los modelos de puentes extradosados, así como su relación con la envolvente de resistencia última de los modelos de puentes analizados. El enfoque seudo-estático o normativo planteado por el PTI y el enfoque dinámico planteado en la revisión literaria son comparados para el cálculo de la fuerza axial (P), cortante (V3) y momento flector (M3).

# 5.3.1 Enfoque seudo-estático

Como se observa en la Figura 47, el enfoque seudo-estático consiste en la determinación del comportamiento del puente bajo la premisa de que el cable se ha roto y que su efecto dinámico se modela con una carga estática multiplicada por un DAF igual a 2.0.

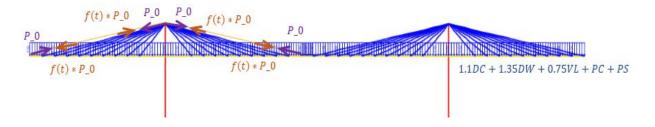
Figura 49. Modelo seudo-estático del puente ante la rotura accidental.



## 5.3.2 Enfoque dinámico

Como se presenta en la Figura 48, se determina el comportamiento del puente bajo la premisa de que el cable se ha roto y que se simulará el efecto dinámico con una función de carga lineal creciente que se contrarresta con la carga estática generada por el cable removido.

Figura 50. Modelo dinámico del puente ante la rotura accidental de un cable.



## 5.3.1 Respuesta del Tablero

En general, la Figura 51 muestra que la envolvente de la respuesta dinámica de los puentes con tablero rígido encierra en la mayoría de la longitud de los puentes a los valores máximos y mínimos de las respuestas estáticas para momentos flectores (M3). Sin embargo, para tableros flexibles el comportamiento es diverso al presentar mayor respuesta estática en puntos del puente cercanos al pilón y al lugar original del cable roto. Algo similar sucede para los cortantes (V2) y fuerzas axiales (P) del tablero (Ver Figuras 52 y 53).

Figura 51. Comparación del comportamiento del momento flector en la mitad del tablero mediante los enfoques estáticos y dinámicos analizados para el modelo RCF.

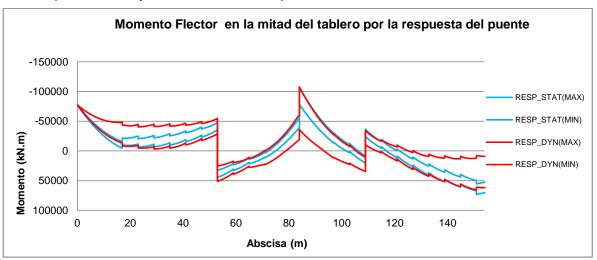


Figura 52. Comparación del comportamiento de la fuerza axial en la mitad del tablero mediante los enfoques estáticos y dinámicos analizados para el modelo RCF.

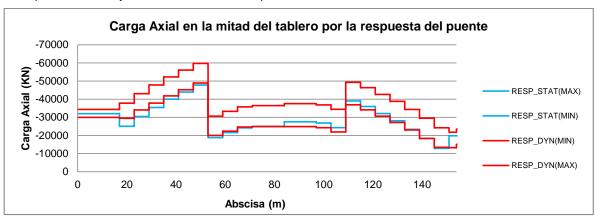
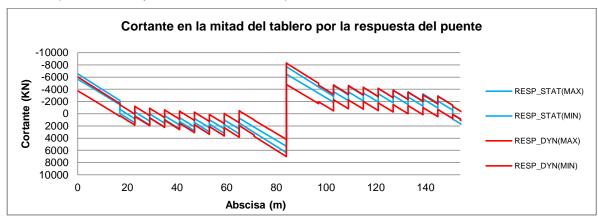


Figura 53. Comparación del comportamiento de la fuerza cortante en la mitad del tablero mediante los enfoques estáticos y dinámicos analizados para el modelo RCF.



Por otro lado, si se compara la respuesta dinámica o estática del puente con la envolvente de resistencia última del momento flector (combinaciones ULS del AAHSTO) (Ver Fig. 54), se obtienen resultados similares a los obtenidos por Mozos y Aparicio [15] para puentes atirantados. En general, para los modelos analizados se obtiene que la rotura del cable no gobierna el diseño a flexión del tablero de los puentes con tablero rígido. Sin embargo para algunos de los puentes con tablero

flexible se obtiene que en cercanías a los apoyos pila-tablero y en la mitad de la luz principal del tablero se obtiene lo contrario (Ver Fig. 55).

Figura 54. Comparación del comportamiento del momento de respuesta con las combinaciones ULS para el modelo RCF.

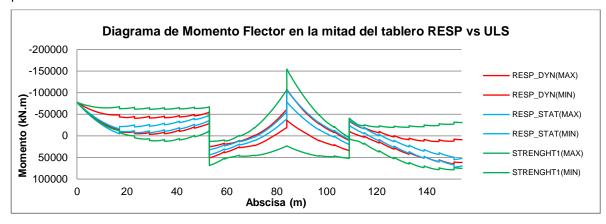
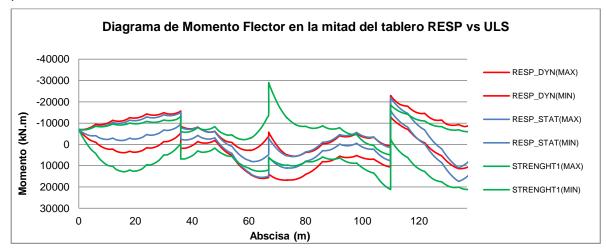


Figura 55. Comparación del comportamiento del momento de respuesta con las combinaciones ULS para el modelo FCF.



# 5.3.2 Respuesta de los tirantes

El cálculo de la respuesta de tirantes indica que en los tirantes cercanos al lugar de rotura del cable, en el vano central para los puentes en arpa y en los dos vanos principales para puentes en abanico, el valor de DAF igual a 2.0 adoptado por PTI

es correcto al presentar la respuesta seudo-estática mayor a la dinámica. En la Figura 56 se presenta una comparación de los resultados para el modelo RCF donde se muestra comportamiento de la fuerza en los tirantes en cercanías al suceso estudiado, sin embargo, en las secciones de los anexos A al H se presenta una mejor relación de todos los modelos.

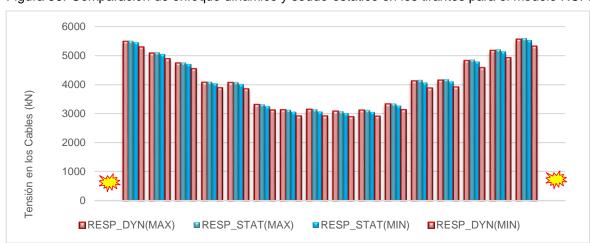
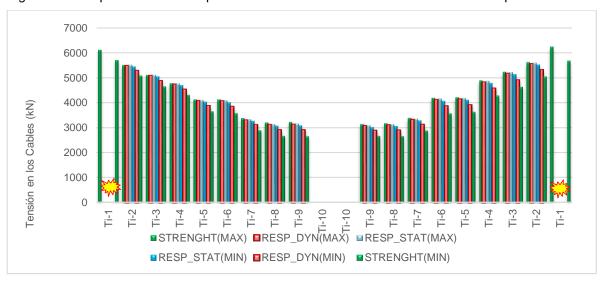


Figura 56. Comparación de enfoque dinámico y seudo-estático en los tirantes para el modelo RCF.





Con respecto a la comparación de la respuesta AULS y ULS de los tirantes del puente (Ver Fig. 57), en los modelos de tablero rígido se obtiene que la respuesta última (STRENGHT o STR1) gobierna el comportamiento de estos elementos antes que la combinación AULS, mientras que en tableros flexibles, debido a la ausencia de rigidez, sucede lo contrario

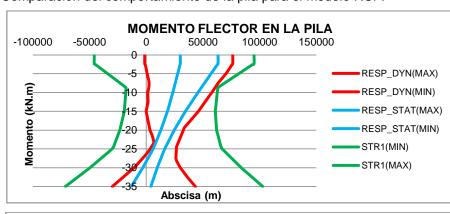
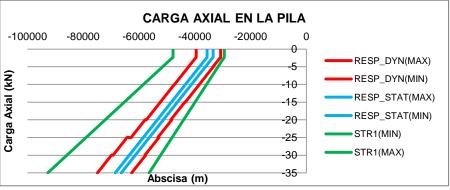
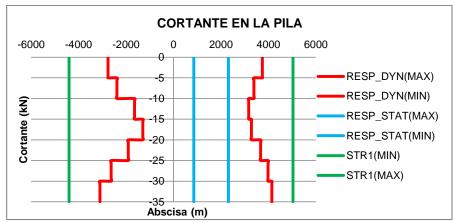


Figura 58. Comparación del comportamiento de la pila para el modelo RCF.





# 5.3.3 Respuesta de la Pila

Tal como lo presentan las gráficas de la Figura 58, la respuesta dinámica de la mayoría de los puentes ante momento flector, carga axial y cortante de la pila actúa como envolvente de la respuesta estática en toda la longitud del elemento, corroborando los cálculos del DAF mayores a 2.0 realizados en la sección anterior, donde se concluía que para estos elementos es conveniente realizar un análisis dinámico.

Con respecto a la comparación de la respuesta AULS y ULS (Ver Fig. 58), se obtiene que la respuesta última (STR1) es inferior en la mayoría de los casos de puentes con tablero flexible y en algunos casos de tablero rígido. Indicando que la combinación accidental de carga gobierna el diseño de los elementos pila. Sin embargo es recomendado realizar un análisis más extenso con las curvas PMM de la pila para mayor detalle de los resultados.

#### 6. CONCLUSIONES

- En el desarrollo de un modelo numérico para analizar el comportamiento de un puente extradosado, se corrobora que las recomendaciones actuales de cantos entre L/30 y L/40 para los tableros son adecuadas al generar menores deformaciones y mayor rigidez en la estructura. El uso acompañado de torres de altura entre L/12 y L/8 genera que la inclinación y participación de los tirantes sea tal que su variación de esfuerzos ante cargas vivas sea siempre inferior al rango de los 150 MPa establecido para estos puentes por la guía SETRA [20].
- Cuando no se siguen los parámetros y recomendaciones de la geometría de puentes extradosados, la estructura pierde ventajas sobre otras tipologías. En puentes con tablero flexible (L/140) se corroboró que para garantizar el rango de esfuerzos de tablero y tirantes, se debían modificar las luces de los vanos laterales a 0.5L y la ubicación del primer tirante externo a mínimo 0.1L, geometría similar a la tipología de puentes atirantados.
- Los modelos con tablero rígido, suspensión lateral y disposición de tirantes en abanico poseen menor gasto de material, al requerir tirantes de menor calibre a las otras tipologías. Se puede determinar que el modelo RLF es el que presenta menor rango y numero de torones, así como la menor cantidad de presfuerzo en el tablero.
- Cuando se calcula el DAF para la fuerza en los tirantes, siempre se denota disminución de su valor numérico de puentes de tablero flexible a puentes de tablero rígido, lo que es congruente con la contribución del trabajo de los tirantes, que es menor en esta última tipología.
- Para la expresión de DAF 2 que no tiene en cuenta las cargas de servicio del puente se presenta una singularidad en el estudio, al observarse que la

respuesta de los puentes con tablero rígido generan mayores valores de DAF que para tableros flexibles (contrario a lo general obtenido en los modelos). Esto puede obedecer a la alta rigidez del puente que disminuye la respuesta estática más que las estructuras con canto flexible.

- En general, se puede denotar que existe mayores valores de DAF para modelos con suspensión en arpa que abanico. Lo que corrobora que la inclinación de los cables juega un papel importante en la contribución de la resistencia de los puentes extradosados. Los puentes en arpa permiten mayor variación de la respuesta dinámica.
- El desarrollo del enfoque seudo-estático con un DAF igual a 2.0 para todo el puente extradosado resulta en un análisis errado para determinar los efectos dinámicos de la rotura accidental de un cable en sus componentes estructurales principales. Especialmente en los elementos del tablero y la pila cercanos a la unión pilón-tablero y en lejanías al lugar de rotura del cable.
- En caso de realizar un análisis seudo-estatico a puentes extradosados, se debe realizar con el uso de un factor de amplificación dinámico diferente para cada una de las secciones de los elementos del puente, similitud encontrada con el estudio de Ruiz-Terán para puentes atirantados [18-19]. En base a lo anterior, resultaría tedioso calcular un DAF para cada elemento del puente y cada sección de estos, por lo cual es preferible realizar un análisis dinámico para determinar la respuesta del puente ante la rotura accidental de un cable.
- El rompimiento del cable no gobierna las condiciones últimas de los puentes extradosados con tablero rígido, debido a que la envolvente de la resistencia ULS determinada por AASHTO supera la respuesta accidental AULS recomendada por PTI en toda la longitud del tablero y la pila, obteniendo resultados similares a los calculados para puentes atirantados por Wolff y

Starossek [22]. Sin embargo, se obtiene lo contrario para algunos de los modelos con tablero flexible, específicamente en los lugares cercanos a la unión pilatablero, cimentación de la pila y en lejanías del cable roto; por lo que se puede concluir que para esta tipología se debe optar por tener en cuenta en el diseño la combinación accidental.

En la pila de los puentes extradosados se calculan mayores valores de DAF debido a su no linealidad y esquema de deflexión en curvatura doble generado por las condiciones de conexión asumidas en los modelos. Estos mayores DAF que para el resto del puente son resultados similares a los obtenidos por Mozos y Aparicio en investigaciones previas para puentes atirantados [17-18].

# **BIBLIOGRAFÍA**

- [1] ASOCIACIÓN CIENTÍFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL. Manual of Stay Cables. Madrid, Spain. ACHE (2007).
- [2] AAHSTO. Código Americano de Diseño Sísmico de Puentes, USA (2012).
- [3] BENJUMEA, José. CHIO CHO, Gustavo. Dynamic Amplification Factor of an Extradosed Bridge during the accidental breakage of a cable. 9th International Conference on Short and Medium Span Bridges Calgary, Alberta, Canada (July 15-18, 2014).
- [4] BENJUMEA, José, CHIO CHO, Gustavo y MALDONADO, Esperanza. Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes extradosados: visión general y estado del arte. Revista ingeniería de construcción 25.3 (2010): 383-398.
- [5] BENJUMEA, José, CHIO CHO, Gustavo y MALDONADO, Esperanza. Puentes Extradosados: evolución y tendencias actuales. Tecnura. Vol. 16. No. 33 (julioseptiembre de 2012). pág. 173-188
- [6] BENJUMEA, Jose. SUAREZ, Mario y CHIO CHO, Gustavo. Comportamiento estructural de puentes extradosados durante construcción por voladizos sucesivos. Revista EIA, ISSN 1794-1237, Año X, Volumen 10, Número 20 (Julio-Diciembre 2013). pág. 111-125.
- [7] CHEN, Yun-hai. LI, Hong-jiang. LU, Jian-ming. Post-rehabilitation cable force adjustment of the tension rocker bearing in a PC cable-stayed bridge.
- [8] DOS SANTOS, Daniel Miranda. Comportamento estrutural de pontes com protensao no extradorso. Dissertacao apresentada a Escola Politecnica de Universidade de Sao Paulo para obtencao do titulo de mestre em engenharia. Sao Paulo, 2006.
- [9] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, CEN. Eurocode-1: Actions on Structures. Part 1.7: Accidental Actions. CEN, Brussels, Belgium (2001).

- [10] FIB Bulletin No. 30. Acceptance of stay cable systems using prestressing steels, Lausanne (Switzerland): Federation International du beton (2005).
- [11] INTERNATIONAL DATABASE FOR CIVIL ENGINEERING. Extradosed Bridge [en línea] http://structurae.net/structures/search/?name=&structureType\_F=&structureType\_e\_S=1072&structureType\_M=&year=&structureType=6167&pf-submit-sub=Search
- [12] MERMIGAS, Konstantinos. Behaviour and Design of Extradosed Bridges. A thesis submitted in conformity with the requirements for the degree of Master of Applied Science. University of Toronto (2008).
- [13] MOZOS, C.M. APARICIO, A.C. Parametric study on the dynamic response of cable stayed bridges to the sudden failure of a stay, Part I: Bending moment acting on the dec. Elsevier Journal: Engineering Structures 32 (2010).
- [14] MOZOS, C.M. APARICIO, A.C. Parametric study on the dynamic response of cable stayed bridges to the sudden failure of a stay, Part II: Bending moment acting on the pylons and stress on the stays. Elsevier Journal: Engineering Structures 32 (2010).
- [15] MOZOS, C.M. APARICIO, A.C. Numerical and Experimental Study on the Interaction Cable Structure during the Failure of a Stay in a Cable Stay Bridge. Engineering Structures, 33 (8) (2011). Pág. 2330-2341.
- [16] RECOMMENDATIONS FOR STAY CABLE DESIGN TESTING AND INSTALLATION. Phoenix, Arizona: Post-Tensioning Institute, PTI (2007).
- [17] RUIZ-TERAN, Ana M. APARICIO, Angel C. Response of under-deck cable-stayed bridges to the accidental breakage of stay cable. Elsevier Journal: Engineering Structures 31 (2009). pág. 1425-1434.
- [18] RUIZ-TERAN, Ana M. APARICIO, Angel C. Dynamic amplification factors in cable-stayed structures, Journal of Sound and Vibration, Vol. 300, No. 1-2 (2007) pág. 197-216.
- [19] RUIZ-TERAN Ana M. APARICIO, Angel C. Sudden breakage of stay cables in under-deck cable-stayed bridges, ACHE, Valencia (2008).

- [20] SETRA, Haubans—Recommandations de la Commission Interministerielle de la Pr'econtrainte, Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Bagneux, France (2001).
- [21] VSL MANUAL. Multistrand Post-Tensioning Tendons(2012)
- [22] WOLFF, Maden. STAROSSEK, Uwe. Structrual Robustness of a Cable Stayed Bridge. Hamburg University of Technology, Germany (2008).