



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN Y
PROYECTOS DE INGENIERÍA CIVIL

MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA DEL HORMIGÓN

TRABAJO FIN DE MÁSTER

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE TABLEROS DE PUENTES
POSTESADOS POR VOLADIZOS SUCESIVOS: APLICACIÓN AL
PUENTE DE SANTA RITA EN HONDURAS.

AUTOR

HERSIL LEAFAR E SANTOS HERNÁNDEZ

TUTOR

JUAN NAVARRO GREGORI

COTUTOR

FERNANDO GONZÁLEZ VIDOSA

VALENCIA, ABRIL DEL 2018

A MI ABUELO

*Héroe a quien la vida le ha
extinguido los focos del cuerpo,
pero es luz en medio de nosotros;
por siempre apostar a mí.*

A MIS PADRES

*Autores de mis éxitos,
sin ustedes mis metas solo serían utopía;
por el apoyo y aliento constante,
pero más que nada, por su amor.*

A MIS HERMANAS

*Mis cómplices y mejores amigas;
por mostrarme el camino hasta aquí
y enseñarme que «difícil» o «imposible»
es únicamente un modo de ver las cosas.*

AGRADECIMIENTOS

En este espacio quiero aprovechar para dar las gracias a las personas que han hecho posible que hoy yo camine entre laureles de triunfos. Agradecer primero a Dios, creador de todo, quien me ha dado la sabiduría para completar esta etapa. A Pedro Peña, por su inmensurada y desinteresada ayuda, sin su experiencia este proyecto no tendría el mismo éxito. A mis tutores, por acoger la idea, por su paciencia para conmigo y encaminarme siempre hacia la respuesta. A mis familiares y amigos, los cuales siguen demostrando que la distancia no es un obstáculo para hacerse sentir con su respaldo y apoyo. A mi familia valenciana, conformada por todos aquellos que al venir acá eran extraños pero que por las experiencias y momentos vividos, hoy son hermanos y hermanas. En fin, a todos aquellos que de alguna forma, ya sea con una palabra, un mensaje o una sonrisa, hicieron la carga más liviana y los días más amenos.

A todos ustedes... ¡Mil gracias!

RESUMEN

En la concepción y diseño de puentes, la elección del método y del sistema para la construcción de los tableros es una de las decisiones más críticas, ya que, posteriormente condicionarán la planificación de la obra y el proceso constructivo. Dichos sistemas vienen de la mano con una serie de efectos que deben ser considerados y estudiados para lograr estructuras seguras y económicas, en donde los fallos durante la etapa de construcción evidencian la importancia que tiene el conocimiento de los mismos.

En el análisis de las construcciones evolutivas en el tiempo, el proyectista debe plantearse la posibilidad de las diferentes situaciones durante la construcción, de manera que, sea capaz de crear un modelo estructural lo suficientemente robusto que tome en cuenta desde las condiciones de contorno, pasando por las propiedades de los materiales hasta las acciones con sus combinaciones y cualquier otro detalle específico de cada método de montaje y su proceso.

En la construcción por voladizos sucesivos, cabe resaltar, la existencia de cargas que inciden de forma transitoria o permanente en etapa constructiva capaces de producir tensiones y deformaciones considerables a la estructura antes de estar en servicio. Sumando a esto están las propiedades de los materiales que producen deformaciones no instantáneas, o sea, que dependen del tiempo, tales como la retracción y la fluencia del hormigón y la relajación del acero que a su vez derivan de las condiciones del medio en el que se encuentre la obra, de la edad, las cargas a la que se somete la misma y del método empleado. Ante lo expuesto, es evidente que la forma en que estos efectos interactúan corresponde a un proceso no-lineal complejo, interdependiente e iterativo que hacen de este uno muy sensible en fase constructiva.

Por tales motivos, en el presente documento se introduce un estudio del comportamiento de los tableros de puentes construidos con concreto presforzado hormigonados in-situ, donde en su primera parte (Marco teórico) se brindan las justificaciones y objetivos del mismo, así como, un estudio exhaustivo para la concepción y análisis de este tipo de sistemas en los que se aborda sus principales características, utilizando la filosofía de diseño de la "American Association of State Highway and Transportation Officials" agrupada en su norma "AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications". Del mismo modo, se aplican estos conocimientos en un caso práctico donde se conjugan todos los efectos, lo que resulta en una técnica muy útil para interpretar mejor estos fenómenos, así que, en su segunda parte (Marco práctico) esta investigación se plantea el diseño del tablero del Puente de Santa Rita en Honduras, utilizando el software informático CSiBridge® como una herramienta sofisticada para el análisis de puentes basada en el Método por Elementos Finitos.

Finalmente, una vez obtenidos los resultados del software, se procede a su análisis e interpretación para proseguir con las siguientes fases del diseño y armado; con lo que, luego se es capaz de presentar las conclusiones a las que ha llevado esta investigación y plantear unas líneas futuras en las que esta puede desembocar. Al final se incluyen algunas informaciones en formato de tablas y/o gráficas consideradas importantes para el desarrollo del proyecto.

Palabras clave: *Voladizos sucesivos, hormigón pretensado, tablero, hormigón in-situ*

ABSTRACT

The choice of the method and system to build bridge superstructures is one of the most critical decisions in conception and design phase since they will condition the planning and construction process. Consequently, design engineers must consider and study the series of effects that come along with these systems to meet safe and economic structures; furthermore, failures during construction have proven the importance of comprehending them.

Besides, in the analysis of evolutionary construction over time, the design engineer must acknowledge the different stages of construction. So that could be able to create a sufficiently robust structural model which bear in mind loads and its combinations, boundary conditions, material properties and any other specific detail from each erection method and its process.

When building balanced cantilever bridges, loads that can affect permanently or ephemerally in the construction phase, are capable of producing stress and deformations to the structure before being in service. This behavior is a result of time-depending material properties (creep and shrinkage of concrete and relaxation in prestressed steel), which in turn trigger from the environmental conditions surrounding the structure; also loads applied, the time when loads are applied and method used. Given the above, it is noticeable that the way these effects interact match with an iterative, interdependent and complex non-linear process, which make this one a very sensitive in the construction phase.

Because of all aforementioned factors, this paper develops a study of the behavior of prestressed bridge superstructures constructed by balanced cantilever method, wherein its first section (Theoretical Framework) the justifications and objectives are given. In addition, an exhaustive literature review for the conception and analysis of this type of systems is presented, in which its main characteristics are addressed using the design philosophy of “American Association of State Highway and Transportation Officials” grouped in its standard “AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications”

Additionally, a practical case of study where the described concepts are applied and all the effects are combined outcomes as a very useful technique to better interpret these phenomena. Hence, in its second section (Practical Framework) this research proposes the Santa Rita Bridge (Honduras) superstructure design, using the computer software CSiBridge® as a sophisticated tool for bridge analysis based on Finite Element Method.

Finally, once are obtained the calculations from the software, they are analyzed and interpreted to continue with the following phases of the design process. These results allow deriving the conclusions of this study and proposing future lines in which this research can lead. At the end of this document, some information considered important for the development of the project in a format of tables and/or graphics is given.

Keywords: Balanced cantilever construction, prestressed concrete, superstructure, cast-in-place concrete

ÍNDICE DE CONTENIDOS

AGRADECIMIENTOS	ii
RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
ÍNDICE DE CONTENIDOS	v
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	x
NOTACIÓN.....	xii
INTRODUCCIÓN	17
1.1 Estructura	17
1.2 Justificación	18
1.3 Objetivos	19
MARCO TEÓRICO.....	22
CAPITULO III: CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL.....	24
3.1 Introducción al sistema de voladizos sucesivos	24
3.1.1. Definición.....	24
3.1.2. Historia.....	25
3.1.3. Terminología.....	27
3.2 Campo de aplicación.....	28
3.2.1. Luces.....	28
3.2.2. Casos prácticos	29
3.3 Ventajas y desventajas	30
3.3.1. Ventaja especial.....	31
3.4 Voladizos sucesivos hormigonados in-situ	31
3.4.1. Control de calidad	32
3.4.2. Resistencia	32
3.4.3. Curvatura	32
3.5 Proceso constructivo de viaductos in-situ	33
3.5.1. Puesta en obra	35
3.5.2. Estabilidad durante la construcción	35
3.5.3. Caída de carro de avance.....	35
3.6 Dimensionamiento	36
3.6.1. Distribución de luces	36
3.6.2. División del tablero	36
3.6.3. Variación del canto	37
3.6.4. Sección Transversal.....	38
3.7 Esquema de pretensado.....	40
3.7.1. Pretensado de construcción	40
3.7.2. Pretensado de continuidad	41
3.7.3. Pretensado de solidarización.....	41
3.8 Deformaciones y contraflechas.....	42
CAPITULO IV: MODELOS DE ANÁLISIS	44
4.1 Conceptos	44
4.1.1. Modelación.....	44
4.1.2. Voladizos.....	44
4.1.3. Cálculo general	45

4.2	Interacción de los efectos.....	46
4.2.1.	Pérdidas instantáneas.....	46
4.2.2.	Pérdidas diferidas.....	46
4.2.3.	Redistribución de fuerzas internas.....	47
4.2.4.	Hormigón fresco.....	48
4.3	Modelo de comportamiento.....	49
4.3.1.	Modelo global.....	49
4.3.2.	Modelo sección transversal.....	49
4.3.3.	Modelos especiales.....	50
4.4	Elementos finitos.....	50
4.4.1.	Mallado.....	50
4.4.2.	Puentes de voladizos sucesivos.....	50
4.4.3.	Elemento finito tipo barra.....	51
4.5	Efectos internos.....	51
4.5.1.	Voladizos sucesivos.....	52
4.5.2.	Retracción.....	53
4.5.3.	Fluencia.....	53
4.6	Comportamiento estructural.....	54
4.6.1.	Condiciones de contorno.....	54
4.6.2.	Análisis de flechas.....	55
CAPITULO V: DISEÑO SEGÚN AASHTO.....		57
5.1	Generalidades.....	57
5.1.1.	Filosofía de diseño.....	57
5.1.2.	Reseña Histórica.....	57
5.2	Diseño LRFD.....	58
5.2.1.	Objetivos.....	58
5.2.2.	Requisitos específicos.....	59
5.2.3.	Cargas y combinaciones.....	59
5.2.4.	Ventajas y desventajas.....	61
5.3	Estados Límite AASHTO.....	61
5.3.1.	Estado Límite de Servicio.....	61
5.3.2.	Estado Límite de Fatiga y Fisuración.....	62
5.3.3.	Estado Límite de Resistencia.....	62
5.3.4.	Estado Límite de Eventos Extremos.....	62
5.4	Filosofía de diseño sísmico.....	62
5.4.1.	Diseño basado en no colapso.....	62
5.4.2.	Diseño basado en desempeño.....	62
5.5	Pérdidas de pretensado.....	63
5.5.1.	Pérdidas instantáneas.....	63
5.5.2.	Pérdidas diferidas.....	63
5.6	Diseño a flexión.....	66
5.7	Diseño a cortante.....	66
MARCO PRÁCTICO.....		69
CAPITULO VI: PREDISEÑO DEL TABLERO.....		70
6.1	Datos del proyecto.....	70
6.1.1.	Descripción del tablero.....	70
6.1.2.	Justificación del sistema.....	71

6.1.3.	Antecedentes	71
6.1.4.	Ubicación	71
6.1.5.	Topografía.....	72
6.1.6.	Peligrosidad sísmica	72
6.1.7.	Velocidad del viento.....	73
6.2	Acciones a considerar	73
6.2.1.	Cargas permanentes	73
6.2.2.	Cargas variables.....	74
6.2.3.	Cargas de viento	76
6.2.4.	Acción sísmica (EQ).....	77
6.2.5.	Cargas por deformaciones impuestas.....	78
6.2.6.	Cargas de construcción	79
6.3	Combinación de acciones.....	80
6.3.1.	Durante la construcción	80
6.3.2.	Estado Límite de Servicio	81
6.3.3.	Estado Limite Evento Extremo	81
6.3.4.	Caída de un carro de avance	81
6.4	Predimensionamiento.....	82
6.4.1.	Distribución de vanos	82
6.4.2.	Variación del canto	82
6.4.3.	Curvatura	82
6.4.4.	Sección transversal	83
6.4.5.	Definición de la calzada y andén peatonal	84
6.5	Materiales.....	85
6.5.1.	Hormigón	85
6.5.2.	Acero	86
6.6	Limitaciones tensionales	86
6.6.1.	Pretensado	86
6.6.2.	Hormigón	87
6.7	Pretensado.....	87
6.7.1.	Pretensado de construcción	88
6.7.2.	Pretensado de solidarización.....	88
6.7.3.	Definición del pretensado	89
CAPÍTULO VII: MODELO DE CSiBRIDGE		91
7.1	Modelo global	91
7.2	Cargas variables.....	92
7.2.1.	Definición de trenes de carga	93
7.2.2.	Carriles.....	94
7.3	Variaciones paramétricas	94
7.4	Proceso constructivo.....	94
7.5	Materiales.....	95
7.6	Definición del peso del hormigón fresco	97
CAPÍTULO VIII: RESULTADOS		98
8.1	Etapas constructiva	98
8.1.1.	Análisis.....	99
8.1.2.	Flexión.....	100
8.1.3.	Esfuerzos	101

8.1.4. Esfuerzos principales.....	102
8.1.5. Cortante.....	103
8.2 Análisis en etapa definitiva.....	103
8.2.1. Resultados.....	104
8.2.2. Verificación de esfuerzos en servicio.	105
8.3 Pérdidas.....	108
8.4 Contraflechas.....	110
CAPITULO IX: CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS.....	111
9.1 Conclusiones.....	111
9.2 Líneas futuras.....	112
CAPÍTULO X: REFERENCIAS.....	114
CAPÍTULO XI: ANEJOS.....	116
11.1 Anejo I.....	116
11.2 Anejo II.....	122

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Relación entre el sistema constructivo y la luz principal del puente.....	28
Tabla 2: Rango de aplicación de procedimientos de construcción de puentes en hormigón pretensado.	28
Tabla 3: Rangos de económicos para puentes habituales según la longitud.....	29
Tabla 4: Factor de presencia múltiple.....	74
Tabla 5: Valores máximos de la carga de impacto.....	75
Tabla 6: Combinaciones en Estado Límite de Servicio, situación de construcción	80
Tabla 7: Coeficientes para la combinación de acciones en Estado Limite de Servicio....	81
Tabla 8: Coeficientes para la combinación de Estado Limite Evento Extremo I	81
Tabla 9: Coeficientes para la combinación de γ_P , γ_{TG} y γ_{EQ}	81
Tabla 10: Limitaciones tensionales para la armadura activa	87
Tabla 11: Limitaciones tensionales para el hormigón	87
Tabla 12: Datos generales para la definición de tendones.....	89
Tabla 13: Proceso constructivo en CSiBridge.....	95
Tabla 14: Datos para la definición de los efectos diferidos del hormigón	95
Tabla 15: Limitaciones tensionales en etapa constructiva	98
Tabla 16: Esfuerzos durante etapa constructiva.....	100
Tabla 17: Comparación de fuerza de tesado inicial vs fuerza de tesado final, pretensado de construcción.....	108
Tabla 18: Comparación de fuerza de tesado inicial vs fuerza de tesado final, pretensado de solidarización lateral	109
Tabla 19: Comparación de fuerza de tesado inicial vs fuerza de tesado final, pretensado de solidarización central	109
Tabla 20: Cuantificación de los esfuerzos fase constructiva	118
Tabla 21: Cuantificación de los esfuerzos por peso propio.....	119
Tabla 22: Posición vertical de la familia de pretensado de construcción	120
Tabla 23: Posición vertical de la familia de pretensado de construcción	121

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Construcción del Puente Forth.....	26
Figura 2: Construcción del Puente Lahn en Baldustein, Alemania 1950.....	26
Figura 3: Secciones de los puentes de avance en voladizo	27
Figura 4: Esquema tridimensional de los carros de hormigonado.....	27
Figura 5: Alzado curvo	32
Figura 6: Esquema del ciclo de tareas en puentes de voladizos sucesivos hormigonados in-situ con carros de avance	34
Figura 7: Estilos de variaciones paramétricas.....	37
Figura 8: Sección cajón	38
Figura 9: Disposición del pretensado de construcción	41
Figura 10: Disposición del pretensado de continuidad	41
Figura 11: Disposición del pretensado de solidarización	42
Figura 12: Proceso de diseño	45
Figura 13: Deflexión de viga en voladizo uniformemente cargada.....	45
Figura 14: Correlación de los efectos en el proceso de construcción de puentes por voladizos sucesivos	48
Figura 15: Elemento finito tipo barra paralelo al plano X-Y, delimitado por los nodos i y j	51
Figura 16: Disposición de diafragmas.....	54
Figura 17: Apoyo provisional.....	55
Figura 18: Acciones en fase constructiva	61
Figura 19: Definición de la sección «T» para el cálculo a flexión.....	66
Figura 20: Ubicación geográfica del Departamento de Yoro.....	72
Figura 21: Registro de sismos mayores de 4.5 en la escala Richter desde 1975-2017. 72	72
Figura 22: Camión de diseño AASHTO LRFD	74
Figura 23: Tándem de diseño AASHTO LRFD	74
Figura 24: Isovelocidades de Honduras (km/h)	76
Figura 25: Mapa de zonificación sísmica de Honduras.....	77
Figura 26: Espectro de diseño del puente según Código Hondureño de la Construcción (CHOC-08).....	77
Figura 27: Definición del gradiente de temperatura.....	79
Figura 28: Proporciones geométricas para puentes de sección variable.....	82
Figura 29: Sección transversal (izquierda: sección sobre estribos y centro de vano, derecha: sección sobre pila)	84
Figura 30: Ubicación de la familia de pretensado de construcción para cada «T»	89
Figura 31: Ubicación de la familia de pretensado de solidarización central.....	89
Figura 32: Ubicación de la familia de pretensado de solidarización lateral.....	90
Figura 33: Modelo global.....	91
Figura 34: Introducción de la carga dinámica permitida en CSiBridge	93
Figura 35: Introducción de la carga dinámica permitida en CSiBridge	93
Figura 36: Definición de carriles en CSiBridge	94
Figura 37: Definición de los efectos diferidos del hormigón	96
Figura 38: Definición de los efectos diferidos para la armadura activa.....	96
Figura 39: Definición de los parámetros del tendón de pretensado de la familia de construcción.....	97

Figura 40: Mapas tensionales combinación «a» en etapa constructiva	99
Figura 41: Demanda vs capacidad a flexión en etapa constructiva	101
Figura 42: Demanda vs capacidad tensional fibra superior en etapa constructiva	101
Figura 43: Demanda vs capacidad tensional inferior en etapa constructiva.....	102
Figura 44: Demanda vs capacidad para esfuerzos principales en el eje neutro en etapa constructiva.....	102
Figura 45: Demanda vs capacidad a cortante en etapa constructiva	103
Figura 46: Necesidad de refuerzo longitudinal por torsión en etapa constructiva.....	103
Figura 47: Diagrama de momento flector debido al peso propio al momento de cierre	104
Figura 48: Diagrama de momento flector debido a las cargas muertas	104
Figura 49: Diagrama envolvente de momentos flectores debido a las cargas vehiculares y peatonales.....	104
Figura 50: Mapa de esfuerzos en el hormigón en Servicio I, fibra superior.....	105
Figura 51: Mapa de esfuerzos en el hormigón en Servicio I, fibra inferior.....	105
Figura 52: Mapa de esfuerzos en el hormigón en Servicio III, fibra superior.....	105
Figura 53: Mapa de esfuerzos en el hormigón en Servicio III, fibra inferior.....	105
Figura 54: Mapa de esfuerzos principales en el hormigón en el eje neutro	106
Figura 55: Capacidad a flexión del tablero	106
Figura 56: Demanda vs capacidad a cortante en etapa definitiva	107
Figura 57: Necesidad de refuerzo transversal por cortante en etapa definitiva	107
Figura 58: Necesidad de refuerzo longitudinal por torsión en etapa definitiva	107
Figura 59: Diseño de contraflecha – Parte 1.....	110
Figura 60: Diseño de contraflecha – Parte 2.....	110
Figura 61: Momentos flectores mínimos en construcción	116
Figura 62: Momentos flectores máximos en construcción.....	116
Figura 63: Programa de trabajos.....	123

NOTACIÓN

A_c	área de la sección transversal (mm ²) [Ec.6-18]
A_g	área bruta de hormigón [Ec. 5-7]
A_{ps}	área del tendón de pretensado [Ec. 5-7]
e_m	excentricidad media en centro de sección [Ec. 5-7]
E_{ci}	módulo de elasticidad del hormigón a la edad de transferencia [Ec. 5-7]
E_p	módulo de elasticidad del tendón de pretensado [Ec. 5-7]
f'_{ci}	resistencia a compresión del hormigón a la edad de tesado
f_{cpe}	esfuerzo de compresión en el hormigón debido al pretensado final en la fibra extrema donde la tracción es causada por las cargas externa. [Ec. 5-33]
f_{cm}	resistencia media a compresión del hormigón [Ec. 6-1]
$f_{ct,m}$	resistencia media a tracción del hormigón [Ec. 6-2]
$f_{cm}(t)$	resistencia media a compresión a una edad t [Ec. 6-1]
$f_{ct,m}(t)$	resistencia media a tracción a una edad t [Ec. 6-2]
f_{pbt}	tensión en el tendón de pretensado antes de la transferencia, para elementos postesados es igual a $0.9f_{py}$ [Ec. 5-7]
f_{pj}	tensión del tendón de pretensado en el anclaje [Ec. 5-6]
f_r	módulo de rotura del hormigón [Ec. 5-33]
h	la altura del alma [Ec. 3-1] [Ec. 3-2]; tamaño nominal del elemento [Ec. 5-18] [Ec. 5-29]
H	humedad relativa (%) [Ec. 6.15]
I_g	momento de inercia de la sección bruta [Ec. 5-7]
K	coeficiente de rozamiento en recta o parásito que se produce por ondulaciones en el conducto debido a su flexibilidad, por ondulaciones en la armadura debido al sistema de enfilado, entre otras [Ec. 5-6]
L_4	longitud medida desde las caras internas de la sección en cajón (6.2.3)
M_{dnc}	momento total no mayorado debido a las cargas muertas [Ec. 5-33]
M_g	momento por peso propio [Ec. 5-7]
N	número de operaciones de tesado [Ec. 5-7]
P_D	presión del viento de diseño [Ec. 6-7]
P_B	presión básica de viento [Ec.6-7]
Q_i	solicitud [Ec. 5-1]
R_n	resistencia nominal factorizada [Ec. 5-1]
R_r	resistencia de cálculo [Ec. 5-1]
s	coeficiente que depende del tipo de cemento [Ec. 6-3]
S_c	módulo de la sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas [Ec. 5-33]
S_{nc}	módulo de la sección para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por las cargas externas [Ec. 5-33]
t	edad del hormigón (días) [Ec. 6-9] [Ec. 6-10] [Ec. 6-11] [Ec. 5-19]
$t_{0,adj}$	edad ajustada del hormigón al momento que se aplica la carga (días) [Ec. 5-19] [Ec. 5-20] [Ec. 5-21] y se evalúa según [Ec. 5-32]
$t_{0,T}$	edad del hormigón a la edad de carga ajustada según la madurez [Ec. 5-32]
t_s	edad del hormigón al inicio del secado (días) [Ec. 6-11]
$(t - t_s)$	duración del secado (días) [Ec. 6-11]
$T(\Delta t_i)$	temperatura media en el periodo Δt_i (°C) [Ec. 5-32]
u	perímetro en contacto con la atmosfera (mm) [Ec. 6-18]
V_0	velocidad friccional [Ec. 6-6]
V_9	velocidad del viento a 9.15 m por encima de la superficie, sin datos asumir 160 km/h [Ec. 6-6]
V_B	velocidad base del viento de 160 km/h [Ec. 6-6]
V_{DZ}	velocidad del viento de diseño en el punto Z [Ec. 6-6]

x	longitud del cable medida desde el anclaje hasta el punto que se desee evaluar. [Ec. 5-6]
Z	altura de cálculo ≥ 9.15 m [Ec. 6-6]
Z_0	longitud de fricción del viento que trae aguas arriba [Ec. 6-6]
α	sumatoria de los valores absolutos de los cambios angulares en el trazado del pretensado, medidas desde la cara de anclaje, o el punto más cercano a este, hasta el punto que se desee evaluar [Ec. 5-6]; coeficiente que depende del tipo de cemento [Ec. 5-31]
α_{bs}	coeficiente dependiente de tipo de cemento [Ec. 5-12]
α_{ds1}	coeficiente dependiendo del tipo de cemento [Ec. 5-14]
α_{ds2}	coeficiente dependiendo del tipo de cemento [Ec. 5-14]
α_E	coeficiente que cuantifica el efecto del agregado en el módulo de elasticidad [Ec. 6-4]
$\beta_{bc}(f_{cm})$	coeficiente básico de fluencia relacionado con la resistencia media a compresión [Ec. 5-20]
$\beta_{bc}(t, t_0)$	coeficiente básico de fluencia relacionado con la edad [Ec. 5-21]
$\beta_{bs}(t)$	función de tiempo [Ec. 6-13]
β_{cc}	coeficiente que depende de la edad del hormigón [Ec. 6-3] y [Ec. 6-5]
$\beta_{dc}(t, t_0)$	coeficiente de desarrollo de la fluencia seca en el tiempo [Ec. 5-27]
$\beta_{ds}(t - t_s)$	función para describir el desarrollo en el tiempo [Ec. 5-16]
β_H	coeficiente para la humedad relativa [Ec. 5-15]
$\varepsilon_{cs}(t, t_s)$	tensión total por retracción [Ec. 5-9]
$\varepsilon_{cbs}(t)$	retracción autógena [Ec. 5-10]
$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm})$	coeficiente teórico de retracción autógena [Ec. 5-12]
$\varepsilon_{cds}(t, t_s)$	retracción por secado [Ec. 5-11]
$\varepsilon_{cds0}(f_{cm})$	coeficiente teórico de retracción por secado [Ec. 5-14]
Δt_i	número de días donde prevalece la temperatura considerada [Ec. 5-32]
ϕ	diámetro de la armadura activa. [Ec. 3-1] [Ec. 3-2]; factor de resistencia que considera la incertidumbre en las propiedades de los materiales, dimensiones y calidad de mano de obra, e introduce coeficientes relacionados con las cargas para calibrar al mismo en [Ec. 5-1]
ϕ_w	factor reductor de secciones huecas (6.6.1.2)
γ_1	factor de variación de la fisuración por flexión [Ec. 5-33]
γ_2	factor de variación del pretensado [Ec. 5-33]
γ_3	relación entre la resistencia especificada a la fluencia y la resistencia última a la tracción del refuerzo [Ec. 5-33]
γ_i	factor de carga basado en la estadística. Fundamentalmente se aplica para considerar la variabilidad de las cargas [Ec. 5-1]
η_i	modificador de las cargas que depende de factor de cargas [Ec. 5-2]
η_D	factor de ductilidad [Ec. 5-2]
η_R	factor de redundancia [Ec. 5-2]
η_I	factor de importancia operacional [Ec. 5-2]
Δfp_T	pérdidas totales [Ec. 5-5]
Δfp_A	pérdidas por rozamiento [Ec. 5-5]
Δfp_F	pérdidas por deslizamiento de cuñas [Ec. 5-5]
Δfp_{ES}	pérdidas por acortamiento elástico [Ec. 5-5]
Δfp_{LT}	pérdidas diferidas [Ec. 5-5]
μ	coeficiente de rozamiento en curva [Ec. 5-6]
ψ	coeficiente de fluencia [Ec. 5-8]
$\varphi(t, t_0)$	coeficiente de fluencia [Ec. 5-19]
$\varphi_{bc}(t, t_0)$	coeficiente básico de fluencia [Ec. 5-20]
$\varphi_{dc}(t, t_0)$	coeficiente seco de fluencia [Ec. 5-21]

«La formulación de un problema es más importante que su solución»
— Albert Einstein

INTRODUCCIÓN

Los puentes son estructuras que datan de tiempos antiguos y que han servido de conexión entre puntos, mostrando el afán del hombre por cada vez llegar más lejos. Dicho deseo ha desembocado en la creación de viaductos con características competentes para satisfacer estas demandas, es por esto que en la actualidad existen diversas tipologías de puentes en respuesta a esas exigencias, sin embargo, cada una de ellas trae consigo detalles propios que necesitan ser entendidos para proyectar las estructuras correctamente.

En ese sentido, el presente estudio es un análisis de los **tableros** de hormigón postesado construidos por **voladizos sucesivos** hormigonados in-situ, donde se investigan los detalles propios de esta tipología, desde su concepción hasta su comportamiento en servicio, para luego aplicar los conocimientos aquí abordados en la modelación de un caso aplicado, siguiendo los requerimientos de las especificaciones de diseño y empleando programas de cálculo para el diseño de puentes, como herramienta para analizar los efectos.

1.1 Estructura

El presente trabajo de investigación se compone de dos grandes partes que engloban los capítulos en los que se desarrolla la información.

En atención a lo cual, en la primera parte denominada **Marco Teórico**, se encuentran los primeros cinco capítulos que detallan la justificación y objetivos, acompañados una revisión de la literatura concerniente a los puentes construidos por avance en voladizos.

En el capítulo III se trata de exponer las características de esta tipología con sus ventajas y desventajas, explicando el proceso constructivo y respondiendo a las preguntas de: ¿Cómo son? ¿Cómo se construyen? ¿Cuándo interesa utilizarla? Asimismo, se busca explicar la sección en cajón por ser la típica de este sistema y su razón de ser.

El capítulo IV describe en sus acápite cómo se aborda el diseño de este tipo de tableros, los modelos de comportamiento necesarios para el análisis y cómo se deben de modelar estas estructuras utilizando el método de elementos finitos; de igual forma se explica cómo influyen la retracción y la fluencia en el proceso del diseño, entre otros efectos que tienen lugar y modifican el comportamiento de estos puentes.

Por su parte, el capítulo V es una explicación de la norma a utilizar para el diseño del tablero, la *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications*, donde se proporciona la interpretación de los extractos que conciernen a este sistema constructivo, todo con miras a una correcta aplicación en su homólogo de la segunda parte de este proyecto, la cual lleva por nombre **Marco Práctico**. Este segundo tomo alberga los capítulos siguientes de la investigación, donde los primeros tres capítulos (VI, VII y VIII) pretenden ser la contraparte práctica de los conocimientos detallados y estudiados en las secciones III, IV y V, aplicados al caso de estudio que es el Puente Santa Rita; junto con estos se encuentran las conclusiones y líneas futuras.

Por lo tanto, en el capítulo VI se detallan los datos necesarios para conocer el emplazamiento de la obra. En el mismo se definen: el entorno y contorno donde estará situada la estructura, las acciones a considerar en el diseño de tablero y cómo estas se deben de combinar para obtener los máximos y mínimos esfuerzos en las diferentes etapas del diseño; se especifica la distribución y se expone el proceso de predimensionamiento tanto de la sección como del pretensado que serán verificados más adelante.

Por su parte, en el capítulo VII busca explicar cómo se ha introducido el puente en el software y las características principales a tener en cuenta. Una vez completado el modelado, el capítulo VIII recoge el análisis y la discriminación de los datos extraídos, para posteriormente realizar el cálculo y diseño, en el que se provee del resultado final del tablero.

En continuación, el capítulo nueve IX acoge las conclusiones a las que se ha llegado con el desarrollo de este proyecto y se proponen posibles ideas para continuar la investigación, por último, los capítulos X y XI guardan las fuentes consultadas, conjunto con información adicional e importante respectivamente.

1.2 Justificación

Los puentes son estructuras importantes que están ligadas de forma directa o indirecta con el desarrollo, la economía y la conectividad de las personas, en los cuales, las técnicas, métodos y sistemas empleados para la construcción de los tableros, forman parte esencial de su concepción y del comportamiento en todas sus etapas. Partiendo de estas afirmaciones, este Trabajo de Fin de Master ve la importancia de conocer la forma en que los diferentes efectos internos y externos se conjugan para definir el estado de los tableros de puentes de hormigón postesado ejecutados por voladizos sucesivos, con lo que, desde un **ámbito global** estas ideas sirven como base donde se cimientan las razones que justifican el núcleo de la investigación por tratarse de una tipología con un amplio rango de aplicación. Del mismo modo, ver cómo a lo largo de la historia diferentes acciones y esfuerzos (en ocasiones no consideradas) han producido un mal funcionamiento o colapso de los puentes, con costes materiales y humanos, ha incitado al estudio exhaustivo de estos fenómenos que, aunado con la recopilación de las ideas de experimentados en la materia, aplica los conocimientos en el manejo de herramientas capaces de reproducir la realidad, y así lograr mitigar estos sucesos para proporcionar estructuras más seguras y económicas.

Desde un punto de vista más específico, se pueden identificar cuatro ejes sobre los cuales se impulsa el desarrollo de la presente investigación:

En el **ámbito académico** con este trabajo se pretende realizar un proyecto envolvente que englobe el mayor volumen de los diferentes conocimientos adquiridos durante el curso del Master de Ingeniería del Hormigón junto con sus competencias transversales, dentro de los que cabe mencionar el análisis diferido, el método de análisis por elementos finitos, las estructuras de hormigón pretensado, entre otras; al mismo tiempo que se es capaz de

dar solución a un problema práctico real que trasciende los límites de las aulas, como es el caso aplicado del Puente Santa Rita en Honduras.

En el **ámbito científico**, el documento desarrollado presenta una variedad interesante de vertientes donde puede continuar la investigación, lo que hace aún más atractivo el proyecto con miras a seguir avanzando en los niveles de estudios.

En el **ámbito profesional**, los puentes son un desafío para los ingenieros proyectistas y constituyen un esfuerzo excepcional por construir estructuras adaptadas a las necesidades que se ven limitadas por las condiciones naturales, lo que en ocasiones ha llevado a la innovación de esta disciplina, por consiguiente, estudiar estas estructuras proporciona conocimientos capaces de servir como puertas para insertar al investigador en el reto de los ingenieros de puentes.

En el **ámbito personal**, partiendo del postulado de que siempre se han considerado a los puentes como las estructuras culmen del ejercicio de la Ingeniería Civil porque en ella interactúan una amplia gama de subdisciplinas de esta profesión, desarrollar este proyecto lleva consigo un deseo particular e intrínseco de conocer de estas obras y enfrentar el desafío de proyectar el diseño de un tablero. Del mismo modo, los puentes tienen el potencial de ser obras estéticamente agradables con la inclusión de luces y formas que fascinan al espectador, con lo que pueden trascender y formar parte del horizonte, convirtiéndose en puntos de referencia de espacios geográficos. Asimismo, su valor va más allá de su cuantificación material, por el hecho de conectar puntos divididos que enlazan a las personas y pueden constituir símbolos de unión entre regiones y/o países.

1.3 Objetivos

Es importante resaltar que el presente proyecto tiene su enfoque en los puentes de concreto presforzado construidos por voladizos sucesivos y hormigonados in-situ, donde se busca brindar un enfoque global de este tipo de estructuras, al mismo tiempo que se aplican los conocimientos a un caso práctico, de ahí que el objetivo general del siguiente proyecto investigativo sea:

Manejar y conocer los diferentes aspectos que engloban la concepción, análisis, comportamiento y diseño de los tableros de puentes de hormigón pretensado construidos por la técnica de voladizos sucesivos, en los que se opta por hormigonar in-situ.

Del mismo modo, se han planteado otros objetivos más específicos que funcionan como peldaños para alcanzar el objetivo general, los cuales son:

Definir y explicar cómo se aborda el diseño de tableros de hormigón pretensado cuando está enmarcado por el sistema de avance por voladizos sucesivos.

Detallar y describir el sistema constructivo empleado, explicando brevemente cómo se inicia esta técnica y cómo ha evolucionado para así conocer su campo de aplicación y las ventajas y desventajas que posee.

Describir los modelos de análisis y explicar los tipos de elementos finitos empleados, a partir de los cuales, es posible observar el comportamiento estructural en cada etapa del puente.

Conocer e identificar las acciones que toman vida en este tipo de estructuras bajo las condicionantes delimitadas en el proyecto.

Estudiar los efectos que tienen lugar en este tipo de proyectos, con especial atención a los dependientes del tiempo, principalmente a la retracción y a la fluencia del hormigón.

Detectar cómo interactúan las acciones que tienen lugar en el diseño de estas estructuras y cómo influyen en el comportamiento de la misma.

Profundizar en los requerimientos de la norma AASTHO LRFD *Bridge Construction Specifications* para el diseño de puentes por voladizos sucesivos.

Determinar las dimensiones de la sección basada en las recomendaciones de la normativa de referencia y en proyectos similares.

Calcular la armadura activa necesaria para resistir los efectos a los que estará sometido el tablero en las diferentes fases, especialmente la fase constructiva.

Manipular a profundidad el programa de cálculo de puentes CSiBridge® con el que se es capaz de emular la realidad y desarrollar modelos que representan el comportamiento de las estructuras en cualquier etapa deseada.

Realizar las comprobaciones longitudinales del tablero, a partir de un modelo global creado con el software de cálculo empleado.

MARCO TEÓRICO

*“Cuando construyes un puente, construyes algo para siempre”
— Joseph Strauss*

MARCO TEÓRICO

La evolución de las sociedades a lo largo de la historia lleva la necesidad intrínseca de expandirse geográficamente en su afán de desarrollo. Este avance en muchas ocasiones se ve obstruido por ríos, valles, estrechos, cañones y/o cualquier otra clase de relieves naturales que impiden alcanzar el objetivo. Esta urgencia se ve solventada con el surgimiento de los puentes, estructuras capaces de dar continuidad a una vía de comunicación o de transporte con el fin de conectar y unir dos puntos distanciados por cualquier tipo de obstáculo, ya sea natural o artificial, cualidad por la que adquieren gran importancia en la economía de los países y en la movilización de las sociedades.

Según datos históricos, los romanos han sido los pioneros en la construcción de puentes, quienes perseguían enlazar los pueblos conquistados con la sede de su impero. Desde sus tiempos hasta la actualidad, la adquisición de conocimientos y la innovación en tecnologías ha dado como resultado el desarrollo de materiales y sistemas constructivos que cada vez permiten llegar más lejos.

Por otra parte, estos avances han permitido proliferar la tipología de los puentes, posibilitando la coexistencia de diversas formas de clasificarlos, ya sea por su funcionalidad: peatonales, carreteros, ferroviarios, acueductos, entre otros; por su estructura portante longitudinal: puentes arco, de vigas, puentes atirantados o colgantes, y de igual modo se pueden clasificar según su sección transversal: puentes de losa aligerada, o no, puentes de vigas en T, sección cajón, entre otras muchas clasificaciones. Sin embargo, de todas estas categorías, ninguna es congruente con los puentes de hormigón pretensado en los cuales el método y el sistema constructivo son los que generalmente condicionan la concepción, el análisis y el cálculo de los mismos; por lo que, atendiendo a estas condiciones se pueden delimitar en cuatro grandes grupos (Mathivat, 1980):

- Puentes de vigas lanzadas
- Puentes empujados (longitudinal o transversalmente)
- Puentes cimbrados (auto-portantes, auto-lanzadas o contra el suelo)
- Puentes por voladizos sucesivos (in-situ o prefabricados)

Basado en lo anteriormente expuesto, esta investigación se enfocará en la última clasificación: los tableros de puentes pretensados ejecutados por voladizos sucesivos, los cuales abarcan una gran parte de los puentes postesados y se caracterizan por el amplio rango de luces a las que puede ser aplicado. A pesar de su gran aplicabilidad, esta tipología trae consigo ciertas características que la convierten en un sistema muy sensible en fase constructiva; de ahí el interés de conocerlos, analizarlos y profundizar en los conocimientos que acerquen a comprender más a fondo el proceder estructural de esta tipología.

Así pues, la siguiente sección compuesta por los capítulos III , IV y V, llamada Marco Teórico, guarda entre sus líneas un esfuerzo por explicar el comportamiento de estas estructuras, para lo cual, se presenta un profundo estudio que parte desde los orígenes de esta metodología para expresar cómo se abarca el proceso de concepción de estas estructuras y explicando los detalles de este sistema de construcción cuando es aplicado con elementos hormigonados in-situ para posteriormente hablar de su comportamiento, analizar más a fondo las especificaciones de diseño y las formulaciones para el cálculo de los efectos.

*«Los científicos estudian el mundo tal como es;
los ingenieros crean el mundo que nunca ha sido»
— Theodore Von Karman*

CAPITULO III: CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL

La construcción por fases o evolutiva es un método en el que los elementos principales de carga se componen de segmentos individuales que luego son anclados unas a otras mediante cables de postesado para lograr una estructura continua (Podolny & Muller, 1982). Debido a esto, el diseño y análisis de tableros de puentes por fases supone un proceso muy complejo e iterativo, por la forma variada en que se conjugan los diversos efectos que interactúan en cada uno de los ciclos del mismo.

Desde la etapa constructiva hasta el comportamiento a lo largo del tiempo, la respuesta estructural de este tipo de obras está estrechamente vinculada al sistema y al método constructivo, a los esfuerzos y a las deformaciones producidas por las cargas y sus combinaciones, a los efectos del comportamiento no lineal mecánico y geométrico de los materiales, a los efectos reológicos y a deformaciones impuestas, entre muchos otros.

Como consecuencia de lo resaltado anteriormente, se necesita conocer y definir con antelación de qué trata este sistema de avance por voladizos sucesivos, explicando sus ventajas y desventajas, su proceso, cuándo es factible emplear esta tipología y cuáles son las características en las cuales es viable conjugar el método de hormigonar in-situ y el sistema de avance por voladizos sucesivos, entre otros factores a tomar en cuenta al momento de concebir el tablero, mismos que serán abordados en el siguiente capítulo.

3.1 Introducción al sistema de voladizos sucesivos

3.1.1. Definición

El sistema constructivo de avance por medio de voladizos se define como el proceso de construir tableros por fases consecutivas, de tal forma que, cada tramo nuevo esté soportado por la parte ya erigida de la estructura (Mathivat, 1980), lo que significa construir los segmentos en su posición final desde el extremo de la estructura autoportante, creando una especie de eslabones para formar la cadena que es la estructura final.

Cada dovela (fases constructivas del tablero) se acopla al segmento anterior cuando esta adquiere la capacidad resistente necesaria para recibir los esfuerzos de su peso propio y los de construcción. La unión de las dovelas y la estabilidad de la estructura durante su evolución se garantiza por medio de la familia de pretensado de construcción; estos son tendones enfilados en la losa superior y cada etapa de construcción se corresponde con una(s) nueva(s) pareja(s) de pretensado.

Su proceso inicia desde un punto fijo y va evolucionando hacia afuera del mismo, de modo que a cada lado de la columna se construye la mitad de la luz. Se caracteriza por no emplear cimbras para el soporte temporal. La estructura se considera isostática,

estáticamente determinada, hasta que se construye la última dovela que da continuidad a dos voladizos, en la que el sistema estructural pasa a ser en hiperestático.

En este tipo de construcciones, ante la dependencia del tiempo y de las acciones que tiene el material que se emplea, el hormigón, sucede que los segmentos presentan resistencias características variadas, por lo cual, se hace necesario realizar cálculos completos en cada una de las fases constructivas.

Es importante aclarar que, el comportamiento estructural de estas obras implica que cada segmento, en la etapa constructiva, transmite o transfiere las cargas a los elementos anteriores hasta el cierre de los voladizos cuando la estructura es continua. A partir de estos hechos básicos, anexado con la geometría y las estimaciones de las acciones, es posible realizar el cálculo de las deformaciones y las tensiones, así como de sus efectos.

3.1.2. Historia

El pensamiento de edificar obras en ménsulas, es una idea que encuentra sus orígenes en la antigüedad. Existen diferentes vertientes acerca del origen de esta técnica, Mathivat (1980) expone que Julio César (procónsul e historiador romano en la era de la República romana), en sus escritos, habla de obras galas construidas con troncos de árboles colocados ortogonalmente en franjas horizontales, entre los cuales se colocaban bloques de rocas formando contrapesos; por otra parte, Fah Chen & Lian Duan (2014) relacionan la idea de construir puentes en voladizo al Medio Oriente y afirman que el Puente Shogun en Ikko, Japón, es el primer puente registrado con este sistema. Sin embargo, aun estos autores discrepando en su origen, sí concuerdan es que los primeros puentes de esta técnica se realizaron de madera y que además en la actualidad existen ejemplares de este tipo en la India y Tíbet.

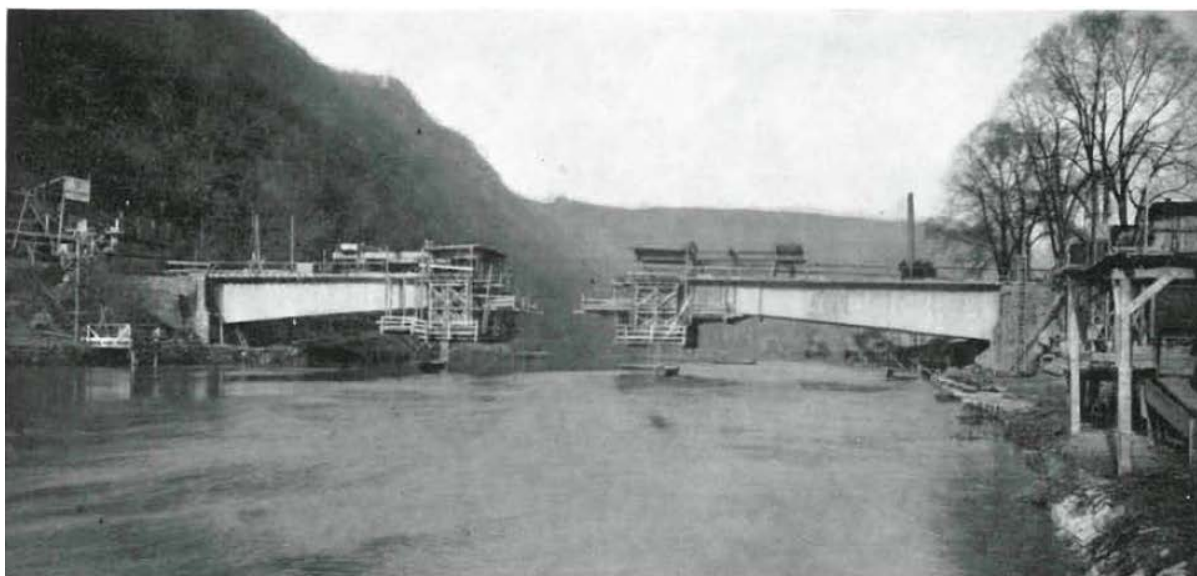
Si bien sus inicios son un tanto inciertos, ya más reciente en la línea del tiempo, es posible aseverar que este sistema fue ampliamente utilizado en la industria de la construcción para ensamblar los entramados de los puentes de acero a finales del siglo XIX (Chen & Duan, 2014); en los que se puede destacar el Puente Forth (conocido inicialmente como Firth of Forth) en Escocia (Figura 1) y el Puente Quebec en Canadá.

Sin embargo, el primer registro del uso de esta técnica de manera similar a como se conoce hoy en día se ubica en Brasil, con la construcción del Puente Herval sobre el Río Peixe (Casado, 1964a); este fue un puente de concreto reforzado hormigonado in-situ en el que el avance por voladizo se utilizó para la construcción del tramo central con una longitud de 68 m, posteriormente, Eugène Freyssinet (considerado como el principal precursor del pretensado) volvió a utilizar este sistema de construir en voladizo para el montaje de patas inclinadas en los cinco puentes sobre el Río Marne en Francia (1947-1950). A pesar de haberse logrado combinar el hormigón armado con esta técnica (Mathivat, 1980), este tipo de construcciones no logró incursionar en el mundo de la ingeniería de forma exitosa debido a las excesivas deformaciones y a la gran demanda de refuerzo.



*Figura 1: Construcción del Puente Forth
Fuente: The Forth Bridge (1890)*

No obstante, fue hasta 1950-1951 luego de la Segunda Guerra Mundial con la expansión del hormigón pretensado, cuando el Dr. Ulrich Finsterwalder (de la firma Dyckerhoff & Widmann AG-DSI Internacional) utilizó el concreto postesado hormigonado in-situ y el sistema de construcción por voladizos para la elaboración del Puente Lahn en Balduinstein, Alemania (Figura 2), tratándose de un puente empotrado en sus extremos que posee un vano de 62 m. Dado lo anterior, se considera a esta estructura como la pionera de la construcción moderna de puentes con grandes vanos de hormigón postesado por voladizos sucesivos (Chen & Duan, 2014).



*Figura 2: Construcción del Puente Lahn en Baldustein, Alemania 1950
Fuente: Fernández Casado (1963)*

Luego del éxito con este puente, la empresa Boussiron utilizó esta técnica para edificar una obra un tanto peculiar: el puente de ferrocarril de La Voulte sobre el Río Ródano en 1952 (Mathivat, 1980), haciéndose distinguir e impulsado el uso de este sistema. Con los años se ha ido mejorando, y consecuentemente ganando popularidad, auge y prestigio en la construcción de puentes de grandes vanos alrededor del mundo.

3.1.3. Terminología

Es importante conocer la jerga comúnmente utilizada para nombrar cada uno de los eslabones que conforman esta cadena, por lo que, las siguientes líneas describen cualitativamente las fases que tienen lugar en este sistema:

- Dovela 0 (“*Pier table*” en inglés): es como en español se nombran a las dovelas sobre pilas, las primeras fases. Para su materialización se emplean encofrados autotrepantes y permiten dar inicio a los voladizos.
- Dovela (“*Segment*” en inglés): es común denominar así a los tramos subsecuentes de la dovela 0 y que componen el tablero, en el caso del concreto hormigonado in-situ, estas por lo general se realizan mediante carros de avance (Figura 4) que sirven de encofrado anclados a la estructura ya existente.
- Dovela de cierre (“*Closure* en inglés): hace alusión al último segmento que une a los extremos de dos voladizos y da continuidad a la estructura. Estas comparten la idea de su construcción con las dovelas.

De forma general, es común que al conjunto de las ménsulas y la columna del viaducto antes de que se realice la dovela de cierre, cuando la estructura es aun estáticamente determinada, se le denomine «T», debido a su similitud en alzado con esta letra del alfabeto.

En la siguiente figura (Figura 3) se muestra la disposición de cada una de las fases definidas con anterioridad.

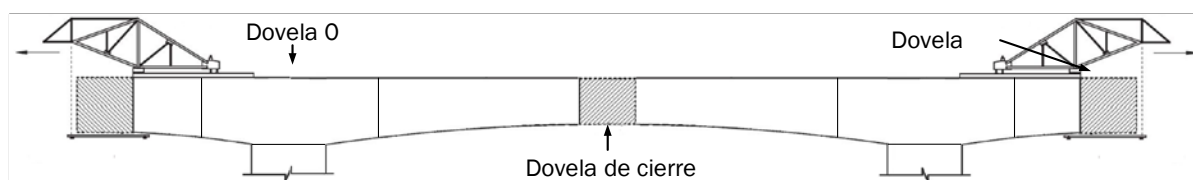


Figura 3: Secciones de los puentes de avance en voladizo
Fuente: Elaboración propia

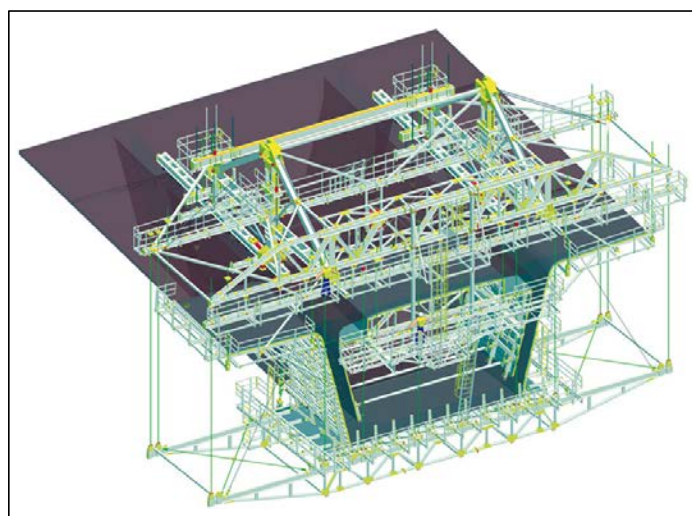


Figura 4: Esquema tridimensional de los carros de hormigonado
Fuente: Alsina (2018)

3.2 Campo de aplicación

3.2.1. Luces

Como se abordó en el apartado 3.1.2 de este documento, los puentes construidos por voladizos sucesivos son aplicados a puentes de grandes luces. En la siguiente tabla (Tabla 1) se presenta una comparativa de las luces comúnmente empleadas según el sistema constructivo de los tableros y el método de hormigonado, en la que es posible observar que en cuanto a longitud de construcción se refiere, sólo es superado por los puentes atirantados.

Clasificación Básica	LUZ PRINCIPAL (m)									
	6	15	20	30	50	80	150	200	500	800
IN SITU		LOSAS MACIZAS								
			LOSAS NERVADAS							
				LOSAS ALIGERADAS POSTESADAS						
				VIGAS DE HORMIGON ARMADO						
				VIGAS PLACASPOSTESADAS						
				VIGAS PLACAS ALIGERADAS POSTESADAS						
				VIGAS POSTESADAS						
					VIGAS CAJONPOSTESADAS					
						VOLADIZOS SUCESIVOS				
								ARCOS		
									PUENTES ATIRANTADOS	
PREFABRICADOS	PARCIAL				VIGAS PREFABRICADAS DE HORMIGON ARMADO					
						VIGAS PREFABRICADAS PETENSADAS				
	TOTAL				ARCOS Y PORTICOS					
						VIGAS PREFABRICADAS PRE/POSTESADAS				
						TABLEROS POR FASES				
						VOLADIZOS SUCESIVOS			CAJON DE SECCION VARIABLE	
OTROS										VIGAS CAJON POSTESADAS EMPUJADAS

Tabla 1: Relación entre el sistema constructivo y la luz principal del puente
Fuente: Adaptado de Percivati (2006)

Haciendo enfoque en los puentes pretensados, la siguiente tabla (Tabla 2) muestra el campo de aplicación de los procedimientos de construcción de grandes puentes en hormigón pretensado, utilizando una escala de colores, se presentan las luces óptimas, normal y excepcional; donde es posible constatar la amplia gama de luces a las que se puede adaptar la construcción por voladizos sucesivos.

Clasificación Básica	LUZ PRINCIPAL (m)								
	20	40	60	80	100	120	140	160	180
VIGAS LANZADAS									
VOLADIZOS									
EMPUJADOS									
CIMBRADOS									

■ RANGO EXCEPCIONAL
 ■ RANGO NORMAL
 ■ RANGO ÓPTIMO

Tabla 2: Rango de aplicación de procedimientos de construcción de puentes en hormigón pretensado.
Fuente: Adaptado de Mathivat (1980)

Por otro lado, en la siguiente tabla (Tabla 3) se presenta una relación de sistemas de construcción y luces habituales comparado con el rango de coste económico óptimo, basadas en la obra de Fah Chen y Lian Duan “*Bridge Engineering Handbook: Superstructure Design, 2th ed, 2014*” que concuerda con lo expresado por Menn (1990), sirviendo esto para observar desde un panorama global la gran ventaja que tiene esta técnica sobre los demás sistemas en materia de economía.

Clasificación Básica	LONGITUD (m)																	
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	300	
HORM IN-SITU																		VOLADIZOS SUCESIVOS
PREFABRICADO																		VOLADIZOS SUCESIVOS
CIMBRADOS																		
LANZADOS																		
1 VIGA																		
LOSA/TEE																		

Tabla 3: Rangos de económicos para puentes habituales según la longitud
Fuente: Adaptado de Fah Chen & Lian Duan (2014)

Tomando como referencia las figuras anteriormente presentadas, es posible comprobar el abanico de posibles escenarios a los que los puentes postesados por voladizos sucesivos pueden ser aplicados; resultando estos, inclusive, en opciones más económicas cuanto mayor es la longitud de la estructura, dentro de su rango de aplicación. Del mismo modo, es posible afirmar que las longitudes competitivas están entre 80 m y 150 m, no obstante, sigue siendo una técnica completamente factible hasta 300 m.

Cuando se emplea en puentes con longitudes hasta 75 m, se pueden concebir con canto constante (Chen & Duan, 2014), aunque otros autores indican que el límite se sitúa en los 60 o 65 m; lo cierto es que más allá de eso, es recomendable diseñar tableros con inercia variable.

3.2.2. Casos prácticos

A continuación, se presentan tres puentes relevantes que han empleado esta técnica de construcción, de forma que, se evidencie lo comentado en el acápite anterior sobre su aplicabilidad

- Puente de Bendorf (Alemania, 1964).

A esta estructura se le considerada como la madre de los puentes postesados y pieza clave para la consolidación y la evolución de los puentes de hormigón en general. Cuenta con una distribución de vanos de 43+44.35+71+208+71+44.35+43 m y se realizó con dovelas hormigonadas in-situ. Dentro de esta distribución resalta su vano central de 208 m que se concibió con una junta central para disipar los efectos de origen reológicos y con una unión tablero-pila de forma íntegra.

- Viaducto del Viaur (Francia, 1998).

Posee una altura superior a los 120 m, consta con una secuencia de vanos de 50+70+130+190+130 m y se caracteriza por ser uno de los puentes viga francés de mayor luz, fue construido por voladizos sucesivos fundido en obra. De esta obra se destaca su gran valor estético por la geometría de las pilas, el estrangulamiento de la losa inferior del cajón, la inclinación de las almas y la forma en la que se unen las columnas con el tablero.

- Viaducto de Montalbiz (España, 2008)

La gran altura que posee es una de sus características principales de esta obra, la cual, exhibe 198 m en el punto más alto; atributo que le confiere ser reconocida como uno de los puentes más altos de Europa. Posee una configuración de vanos de 155+175+126+110 que fueron salvadas utilizando la técnica de voladizos sucesivos hormigonados in-situ. Presenta una curva en planta de 700 m de radio, un 8% de peralte y un 5.6% de pendiente longitudinal.

3.3 Ventajas y desventajas

Dentro de las características expuestas que identifican a esta tipología, es posible enumerar cuales son los beneficios y los límites que posee, de forma que, realizando un compendio de sus ventajas según Lambert (2010), Mathivat (1980), Lucko (1999), Chen & Duan (2014) y Manterola (2006) éstas se pueden resumir en la posibilidad de:

- Realizar la construcción sin contacto con el suelo, lo que permite cruzar obstáculos con gran depresión y/o difícil acceso, evitando cimbras costosas y peligrosas,
- Variar la geometría debido a que se adecua a diferentes secciones transversales y variaciones longitudinales,
- Reutilización y reducción de herramientas de encofrado por la división de segmentos,
- Tener un amplio rango de aplicación, de hasta 300 m,
- Construir sin interrumpir el tránsito o circulación, cuando se necesita franquear una vía,
- Aumentar el rendimiento de la mano de obra, debido a los ciclos repetitivos,
- Facilitar la gestión del proyecto,
- Ajustar el proyecto a la capacidad del equipo,
- Facilidad para el manteniendo, debido a su sección transversal típica,
- Ser adaptada a la prefabricación.

Aunado a estas cualidades, también es significativo conocer el alcance de la construcción por voladizos sucesivos, donde según Lambert (2010), Lucko (1999) y Chen & Duan (2014) se pueden enmarcar en:

- La necesidad de soportes y sus cimentaciones son más importantes y más caros, debido a poseer luces simétricas, lo que, a su vez produce estructuras más pesadas que las mixtas,
- La división de las dovelas puede producir diferenciación de tonos en el color del hormigón,
- El tiempo requerido para la construcción del tablero cuando se emplea el hormigonado in-situ.

3.3.1. *Ventaja especial*

Las construcciones por voladizos sucesivos, a pesar de ser popular en puentes de vanos extensos, no están limitadas solo a salvar grandes luces; sino que tienen otros valores agregados como la capacidad de presentar formas estéticamente agradables (Chen & Duan, 2014), y su adaptabilidad a trazados curvos. Esta cualidad es debido a la sección transversal típica de este tipo de obras: la sección en cajón. De igual forma, el combinar lo anterior con diferentes formas geométricas para las columnas, ayuda a hacerlas visualmente aún más agradables.

3.4 Voladizos sucesivos hormigonados in-situ

Una vez se ha contextualizado sobre el sistema de avance por voladizos sucesivos, los siguientes párrafos se concentrarán en el uso de esta técnica con el hormigón puesto en obra.

Comparativamente con el uso de prefabricados, utilizar hormigón in-situ reduce costes, porque no requiere de equipos especiales para el transporte, izado y ensamblaje de los segmentos. Además, prescinde de plantas de prefabricación en obra y grandes extensiones para el acopio de la producción, esto sin mencionar que cuando se construye in-situ es posible proyectar dovelas de mayor longitud. Así pues, estas ventajas se mantienen para rangos que oscilan entre los 70 – 300 m (Chen & Duan, 2014).

Ahora bien, cuando se construye con hormigón puesto en obra, las estructuras tienden a tener mayores deflexiones verticales en comparación con el prefabricado, debido a que, en esta última, la transferencia del pretensado ocurre antes de que las secciones integren la estructura global; ayudando así a que se produzca una deformación previa, lo que mejora su posición final en el alzado. Es por esto que las construcciones in-situ requieren un mayor control en las etapas de construcción y a su vez la selección de carros de avance capaces de soportar estos efectos para la dovela de mayores dimensiones, que como bien exponen Podolny & Muller (1982) será la capacidad que determine el costo y la forma de los mismos.

Según el proceso constructivo, que se explica con más detalle en la sección 3.5 de este documento, se puede entender que, por la duración de los ciclos de trabajo, las fases tendrán edades diferentes entre sí, lo que hace necesario el cálculo de la variación del módulo de elasticidad secante y la ganancia de resistencia del tablero a lo largo del tiempo (Peña, 2016), porque recordando lo explicado en el apartado 3.1.1, el concepto general

de esta tipología corresponde a que las fases siguientes sean soportadas por las anteriores, por consiguiente, se debe de cuantificar y garantizar su capacidad de resistir los efectos de dichas cargas. Acorde con lo anterior, pero desde otra vertiente, esto encuentra su explicación en el tiempo que comúnmente se valida la resistencia del concreto, cuando este ha alcanzado los 28 días; de modo que hasta que cada fase no alcanza dicha edad, estarán aportando a la resistencia total del viaducto mas no a la característica.

3.4.1. Control de calidad

Las construcciones que conjugan este método (fundir en obra) y sistema (voladizos sucesivos) prestan especial atención a un riguroso y minucioso control de calidad que, sin dudas, es esencial para garantizar la integridad y estabilidad durante la construcción, del mismo modo que para controlar la deformación de la estructura. Así pues, esta herramienta es la idónea para constatar la calidad del hormigón y cerciorar que es posible desencofrar para continuar con las operaciones.

Por todo esto, se infiere que la supervisión y el control de calidad son críticos en estas tipologías (Lucko, 1999) para garantizar que cada dovela ha alcanzado, al menos, la resistencia calculada en el diseño.

3.4.2. Resistencia

Un detalle a observar detenidamente en esta tipología es la necesidad de ganar resistencias a edades tempranas, de modo que, es conveniente realizar dosificaciones ad hoc a este requerimiento, por dicho motivo, es común el uso de cementos de rápido endurecimiento y el utilizar estos a la par con mezclas que pueden contener o no adiciones y/o aditivos. Del mismo modo, esta herramienta puede coexistir con recurrir a métodos de curado especiales cuando sean necesarios (Mathivat, 1980).

3.4.3. Curvatura

Es inminente que a medida que avanza el voladizo, este tendrá una deformación progresiva producto de las cargas muertas, el carro de avance, la sobrecarga de construcción, los gradientes de temperatura, la carga de viento e inclusive, la propia fuerza de pretensado (Mathivat, 1980); no obstante, aún en servicio existen otras acciones como las cargas de muertas de equipamientos y rodadura de desgaste, el asentamiento de las fundaciones, las cargas vivas de tráfico, entre otras más, que continúan deformando la estructura. Ante esto, se plantea realizar alzados curvos (Figura 5) con el fin de confrontar la deformación total que genera la combinación de las acciones mencionadas.



Figura 5: Alzado curvo
Fuente: Elaboración propia

De la mano con esto, se adquieren otros beneficios cuando se conceptualiza el viaducto con curvatura vertical, donde caben mencionar que otorga un mejor aspecto visual y una percepción de fortaleza; al mismo tiempo, la curvatura convexa garantiza confortabilidad a los conductores y mejora la precisión al cerrar los vanos conformados por dos voladizos, aunque puede darse la necesidad de nivelar las ménsulas con vigas metálicas ancladas extremos, dicho desnivel será menor cuando se diseñan de esta forma (Lucko, 1999).

3.5 Proceso constructivo de viaductos in-situ

La construcción de los puentes por voladizos sucesivos se puede realizar utilizando varios procedimientos: con el uso de andamiaje, con una viga metálica provisional que descansa sobre los apoyos del puente o sobre carros móviles soportados por el tablero (Mathivat, 1980).

A continuación, se aborda este último modo que está enmarcado en una serie de tareas cíclicas, caracterizadas por el uso del carro de hormigonado: una estructura formada por perfiles metálicos que lleva incorporado el encofrado correspondiente. En su concepción, el carro de avance constaba de contrapesos para compensar el peso del carro más el hormigón fresco, pero en la actualidad se ha modificado el sistema incluyendo tirantes que conforman un pretensado provisional que ancla los carros a la estructura ya erigida. Este carro se mueve sobre rieles dispuestos en la parte superior del tablero ayudado por actuadores hidráulicos.

Como se ha venido hablando anteriormente en el apartado 3.1.1, es preciso que cada dovela haya ganado la resistencia necesaria para ser postesada a la estructura y para soportar la siguiente fase. Para esto se sigue una secuencia de tareas que inician con la construcción de la dovela sobre pila con su respectivo curado y tesado para luego realizar el montaje de los carros de avance sobre esta, no sin antes haber completado las fases preliminares de las cimentaciones, pilas y estribos (u otra estructura auxiliar). Una vez los carros de avance están ensamblados sobre la dovela 0, se mueven hacia adelante, se ubican en la posición de la dovela y se anclan a la parte ya erigida de la estructura, de forma que sean capaces de recibir el peso del hormigón fresco y hacer frente a los momentos de vuelco que toman vida durante el hormigonado.

El ciclo de cada fase (Figura 6) inicia cuando el carro móvil, una vez nivelado, se encuentra en la posición que permite proseguir con la preparación del encofrado, montar la ferralla (que puede ser pre-ensamblada en a pie de obra), ubicar las tuberías de pretensado en su posición final, enfilear los cables de pretensado y reajustar la posición de los conductos; se continua con el armado de cualquier detalle específico de la sección (cajetines de pretensado, diafragmas...). Con todos los pormenores del armado de cada dovela ya minuciosamente cuidados, se procede al vertido del hormigón (siempre de delante hacia detrás para garantizar que los carros alcanzan su mayor flecha al inicio de la operación), que bien puede ser por fases, si se necesita acceso a la losa inferior para facilitar las operaciones de puesta e obra del hormigón; una vez completado el fundido del concreto, se procede a dar paso al curado. Cuando ya el tiempo de curado se ha alcanzado las dovelas están listas para recibir la fuerza de tesado y ser adosadas a la estructura global. Después de que la fase ha sido anclada, es posible cerrar el ciclo, avanzar con el carro móvil, y repetir el procedimiento para completar la siguiente fase.

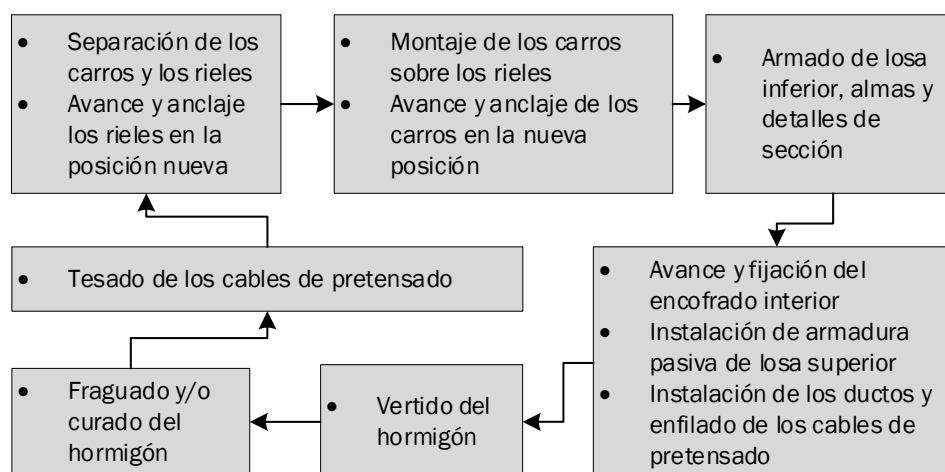


Figura 6: Esquema del ciclo de tareas en puentes de voladizos sucesivos hormigonados in-situ con carros de avance
Fuente: Elaboración propia a partir de Lucko (1999)

Desde una perspectiva más global y detallando tiempos de ejecución a cada tarea, Mathivat (1980) describe el ritmo de construcción normal de un ciclo completo, quien propone que se cierre en un plazo de 6 días.

- 1 Día: Tesado de cables, desencofrado y traslado y colocación del carro de avance,
- 2 Días: Montaje de armaduras, ductos y enfilado de cables,
- 1 Día: Hormigonar la dovela
- 3 Días: Curado y endurecimiento del hormigón, el que, para aprovechar mejor los días calendario es preferible que uno de estos sea domingo.

Sin embargo, el mismo autor expresa que este ritmo es relativamente lento y que se han empleado diversas técnicas para agilizar la ejecución de las tareas, dentro de las que cabe destacar:

- Uso de equipos con vigas principales laterales o equipos autoportantes,
- Aumento de la longitud de las dovelas,
- Ejecución de la sección en dos fases,
- Uso de tratamientos térmicos para acelerar el fraguado,
- Utilización de cabezas o almas prefabricadas.

A pesar de esto, existen otros factores que influyen en la estimación de los tiempos de ejecución:

- En efecto, el aprovechamiento de los equipos de trabajo toma lugar por los efectos de la naturaleza repetitiva de las operaciones, así pues, las variaciones de la sección (ajuste de almas inclinadas, variación del ancho...) ralentizan esta educación y pueden retrasar los trabajos,
- El ajuste de los carros de hormigonado es más prolongado cuanto más detalle se incorporen a la sección (diafragmas, cajetines, pretensado vertical...) (Fletcher, 1984),
- Congruente con lo demás, pero en un segundo plano, manejar grandes volúmenes puede repercutir de forma negativa en los plazos.

Hay que mencionar, además, que dos factores son los críticos para el avance en este tipo de obra (Lucko, 1999)

- Ganancia de resistencia de las fases recién hormigonadas
- Ajustes para cambiar geometría, armado y diafragmas

3.5.1. Puesta en obra

Para entrar en detalle con esta tarea del procedimiento, es a bien conocer que existen diversos medios para hacer llegar el hormigón a su sitio final (bombear con grúas, colocar con cubilotes...), pero lo importante es prestar especial cuidado al momento de verterlo para no causar segregación de la mezcla. En cuanto a la compactación, se suele realizar con vibradores exteriores dispuestos sobre el encofrado, de forma tal, que se garantice una distribución homogénea de la mezcla.

3.5.2. Estabilidad durante la construcción

En todo momento durante la construcción, se debe de garantizar la estabilidad e integridad de la estructura y sus zapatas. Por lo tanto, es de vital importancia realizar un análisis de estabilidad durante esta etapa, debido al menor grado de redundancia y la descompensación de cargas que toman lugar aquí. Mathivat (1980) y Manterola (2006) señalan que la mayor parte del momento de vuelco viene dado por el peso propio de la dovela que se hormigona, sin dejar de lado otras acciones como el viento, sobrecargas de construcción, diferencias de peso por errores de ejecución, cargas de maquinarias de trabajo, acciones climáticas, entre otras.

Un detalle importante es el esquema estático del tablero y sus condiciones de contorno, se pueden considerar tres casos principales (Mathivat, 1980):

- Empotramiento permanente del tablero sobre pilas: la estabilidad viene dada por la resistencia propia de las pilas
- Simplemente apoyado con suficiente resistencia a flexión: la estabilidad se consigue con el empotramiento provisional del tablero sobre pilas. Se materializa mediante cables de pretensado que pueden estar dispuestos desde las cimentaciones o desde la zona maciza de la columna hasta el borde superior del tablero, atravesando los diafragmas, y una vez se concluye esta fase son cortados.
- Simplemente apoyado con insuficiente resistencia a flexión: la estabilidad se consigue por medio de apeos provisionales.

3.5.3. Caída de carro de avance

Existe una hipótesis de carga accidental que se necesita evaluar en el análisis de los viaductos construidos con este sistema, se trata de la posible caída de un carro móvil (Manterola, 2006). Ahora bien, para obtener los esfuerzos más desfavorables, es necesario plantearse la hipótesis en una etapa diferente conforme al elemento que se diseña, de donde se infiere que para el dimensionamiento del tablero es más nocivo considerarla en la primera fase, puesto que puede traccionar la cara inferior. En caso de que se estén diseñando las columnas, este análisis se lleva a cabo en la última fase de cada «T», debido a que aquí se consiguen los máximos momentos en pilas.

3.6 Dimensionamiento

Previo al dimensionamiento de la sección, existen dos parámetros muy importantes que se deben definir: la distribución de los vanos y la selección de las longitudes de las dovelas, ya que, estas decisiones condicionan todo el proceso constructivo y de diseño. En dichas elecciones la experiencia del proyectista juega un papel muy importante, pero existen métodos para apalea esta necesidad y facilitar esta etapa del proceso.

A continuación, se presenta cómo se deben de tratar estas características, enfocadas al método empleado en esta investigación: fabricar el hormigón sobre encofrados en obra, sin tener estas que ser exclusivas de dicho método.

3.6.1. Distribución de luces

Para distribuir de forma correcta los vanos, la primera solución a plantearse es la posibilidad de distribuirlos de forma igualitaria, así pues, el puente quedará conformado por una serie de voladizos idénticos. Ahora bien, no siempre se tiene esa posibilidad, ante esto la solución óptima, con base en la experiencia, es que los vanos laterales posean una relación comprendida entre 0.65 y 0.70 de la longitud del vano central (Fu & Wang, 2015).

La distribución que se defina, tiene su repercusión sobre el proceso de construcción, por lo que, dadas las posibles situaciones se deberá realizar la construcción de una u otra forma; contextualizando algunas situaciones, se puede describir:

- Distribución simétrica y realización de dovelas sobre estribos con cimbra: los extremos no tendrán la tendencia a levantarse bajos los efectos de las cargas y sobrecargas descritas por normativa, con lo que, las reacciones sobre estribos permanecerán positivas,
- Distribución simétrica y realización de las dovelas sobre estribos en voladizo: la construcción queda facilitada, sin embargo, deben de tomarse medidas especiales para evitar que los tableros se levanten sobre los estribos
- Distribución desigual: ante la situación de que los vanos laterales sean mayores que los adyacentes, es inminente el uso de cimbras o apeos provisionales.

Una vez explicadas estas posibles situaciones, lo recomendable es distribuir los tramos laterales con la menor longitud que mantenga las reacciones positivas sobre apoyos; esto se logra con la prolongación de los vanos adyacentes en una o dos dovelas ejecutadas en voladizo antes del cierre, solamente siendo necesario el uso de contrapesos provisionales en el otro extremo (Mathivat, 2014).

3.6.2. División del tablero

Atendiendo a la clasificación de las secciones definidas en el apartado 3.1.3 del presente documento, se es capaz de especificar un rango de longitudes para cada una de estas. A sabiendas de que las necesidades pueden variar conforme el proyecto, es posible concretar que para la dovela 0, los rangos suelen estar entre los 8 - 12 m, una longitud mayor requerirá especial cuidado en la deformación, el encofrado y la fuerza de tesado.

En cuanto a las dovelas que estarán dispuestas en voladizo, varios autores afirman que los límites idóneos se encuentran entre 3 – 5 m, cuando se hormigona in-situ. Una técnica ampliamente utilizada es reducir la longitud de los segmentos próximos al apoyo cuando se utiliza una variación del canto para compensar en peso las fases.

Continuando con la clasificación, en lo correspondiente a la dovela de cierre concierne, para el límite inferior es recomendable una longitud mínima de un metro; esta condición es congruente con la idea de facilitar las operaciones de tesado de la última fase y para otorgar un mejor espacio de trabajo al personal y a los equipos. De otro lado, el límite superior posee una mayor variabilidad, donde lo frecuente es establecerla en 1.5 - 2.5 m, no obstante, debido a características y condicionantes específicas de cada proyecto, esta longitud puede verse aumentada llegando a acercarse al límite de las dovelas en voladizo; asimismo, la unión de dos voladizos puede materializarse con el uso de juntas de aproximadamente 8 – 10 cm de espesor (Mathivat, 1980).

3.6.3. Variación del canto

Conforme a lo expresado en el acápite 3.2.1, desde el punto de vista del comportamiento mecánico de la estructura, hasta cierta longitud es viable la construcción de puentes de peralte constante; ahora bien, una vez se sobrepasa este parámetro, los voladizos están sometidos a grandes solicitaciones (Condori & Machicao, 2015). Estas acciones son ocasionadas por el peso propio de las fases que son adosadas desde los extremos, de modo que, estas transmiten la totalidad de sus cargas a las dovelas más cercanas a los apoyos (Mathivat, 1980), por lo cual se requiere que la profundidad del tablero sobre los apoyos sea mayor que en el centro de los vanos para así hacer frente a estos efectos.

Dicha variación del intradós es generalmente materializada con cambios parabólicos, pero de igual forma se puede solucionar lineal o hiperbólicamente (Figura 7). Basándose en datos estadísticos, es posible desarrollar relaciones para definir la variación paramétrica de un puente. Mathivat (1980) y la norma *AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications, 7ma ed.*, coinciden en que, para la sección central, el rango debe oscilar entre $1/30$ a $1/60$ de la mayor luz. De igual modo, ambos concuerdan en que para la sección sobre el apoyo esta relación oscila entre $1/16$ a $1/20$ de la longitud del central, pero difieren en el óptimo; el primer autor la fija en $1/17$, mientras que el segundo en $1/18$ esta relación.

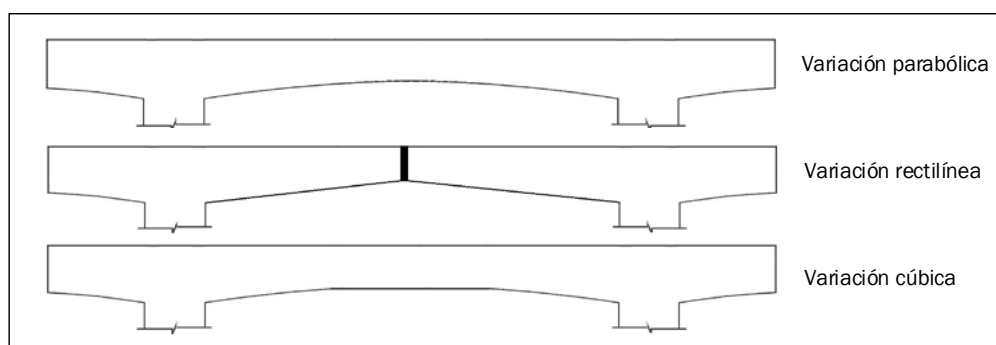


Figura 7: Estilos de variaciones paramétricas
Fuente: Elaboración propia

3.6.4. Sección Transversal

La sección por excelencia de los voladizos sucesivos que mejor se adecua a este tipo de construcciones evolutivas es la sección en cajón (Figura 8). Es interesante resaltar que existen otras obras con una sección transversal diferente a la tubular, pero se trata de casos muy extraños (Mathivat, 1980).

Una sección en cajón se compone por una geometría hueca encerrada con almas en los laterales y limitada por losas superior e inferior en dichos sentidos, con la capacidad de albergar diafragmas en su interior en condiciones específicas como en caso de precisar rigidizarlas; asimismo, posee voladizos a cada lado con el fin de ampliar el ancho de la sección.

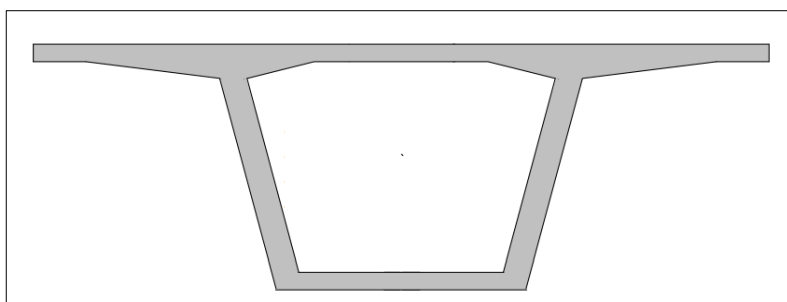


Figura 8: Sección cajón
Fuente: Elaboración propia

Es importante señalar que diferentes variaciones coexisten dentro de esta sección, donde es posible mencionar el cajón monocelular que, a su vez, puede ser combinado con la anexión de vigas para unir dos cajones o el uso de puntales transversales para longitudes de voladizos considerables o el uso de voladizos con sección celular o nervada (Manterola, 2006); también están los cajones multicelulares que comparte las características con los monocelulares de adoptar paredes inclinadas o rectas, canto constante o variable, así como tableros por unión multicelular (Mathivat, 1980).

Ante lo anteriormente expuesto, es posible deducir la amplia gama de variaciones, combinaciones y posibilidades que este tipo de sección permite. Del mismo modo, se es capaz de enumerar ciertas características, como son:

3.6.4.1. Ventajas

Estas secciones tienen una gran variedad de propiedades que le adjudican su idoneidad; haciendo un epítome de estas con base en lo expresado por Lucko (1999), Mathivat (1980) y Manterola (2006), es posible englobarlas en cinco renglones:

Capacidad mecánica

- Mayor capacidad de resistir los momentos negativos a flexión,
- Gran rendimiento estructural ante los efectos de segundo orden (torsión, pandeo),
- Provee al tablero de un buen equilibrio ante cargas estáticas y dinámicas,
- Buen rendimiento mecánico y menor relación calidad de hormigón con la rotura.
- Capacidad de resistencia de la losa del tablero a la actuación de la carga directa

Versatilidad y economía:

- Facilidad de construcción por la simplicidad de la geometría,
- Versatilidad para adaptarse a diferentes trazos,
- Sistema estructural de viga simple,
- Alcance de hasta 250 – 300 m,
- Posibilita los tableros amplios con sistemas estructurales integrados debajo.

Durabilidad

- Viabiliza el acceso para la inspección y el posterior mantenimiento,
- Es posible utilizar el curado por vapor en su interior,
- Menor superficie expuesta propensa a ataques externos,

Configuración

- Permite el uso de varias células,
- Admite la variación del canto.

Estética

- Líneas claras con superficie plana y transiciones suaves
- Ligereza visual y la posibilidad de inclinar las almas para una mejor estética.

3.6.4.2. Desventajas

No obstante, a pesar de las amplias ventajas, existen algunos menoscabos con esta geometría que requieren de cuidado y atención.

Manterola (2006), a groso modo, explica que se produce flexión transversal debido a la distorsión del cajón, siendo aún más notoria cuando se le solicita con cargas puntuales, lo que provoca desigualdad la distribución de las tensiones longitudinales a flexión. Por otra parte, existe deformación por esfuerzo cortante de las losas en su plano, aunque los efectos de esta y de la distorsión pueden ser fácilmente reducidos con relaciones ancho-luz pequeñas o la inclusión de vigas riostras en el interior.

A pesar de esto, el mismo autor expresa que ante las cargas externas existen flexiones directas, especialmente sobre la losa superior, que dependen de la separación de las almas y de la longitud de los voladizos.

3.6.4.3. Detalles de sección

Del mismo modo, es significativo resaltar ciertas particularidades importantes a la hora del dimensionamiento, en las que, haciendo un resumen de las expresadas por Mathivat (1980), Manterola (2006) y Fu & Wang (2015) están comprendidas:

- Intentar separar lo más posible las almas para reducir el costo de los equipos móviles de construcción. Usualmente esta distancia se fija entre los 5 – 7 m; sin embargo, esta separación está delimitada por la flexión transversal debido a la carga viva vehicular, por lo que, se pueden encontrar casos que han sobrepasado esta frontera llegando a los 10.30 m,

- Como consecuencia de lo anterior y en términos de reducción de costes, es más conveniente realizar menor cantidad de almas con mayor espesor sobre lo contrario, que de igual forma ayudan a albergar mejor los ductos de pretensado.
- Cuando el ancho total de la sección, medida desde los extremos de las alas, es inferior a los 13 m, lo habitual es trabajar con secciones monocelulares, cuando está comprendido entre 13 – 18 m, se plantean en secciones multicelulares, mientras que, cuando oscilan entre 18 – 25 m, es conveniente secciones con dos cajones monocelulares separados por un vacío central.
- El espesor de las almas está condicionado por una buena puesta en obra y su capacidad resistente a cortante. Para su dimensionamiento existen métodos de estimación, como es el caso de la formula empírica de *Guyón* [Ec. 3-1 y 3-2] o la técnica de proveer un espesor mínimo por durabilidad igual a tres veces el diámetro del ducto de pretensado o 160 cm más el diámetro del ducto, no obstante, lo razonable es proveerlas de 30 cm como mínimo.
- Al igual que para las almas, existen formulaciones y curvas para determinar su espesor, pero para garantizar el alojamiento de las armaduras pasivas y el buen hormigonado, el límite inferior se sitúa en los 18 – 20 cm.
- El espesor de la losa inferior en la sección de apoyo viene condicionado por el flector que la solicita, mientras que, en centro de vano por razones constructivas, de modo que a esta altura se le suele proveer de un mínimo de 20 cm,

Otras recomendaciones para esta sección transversal es proveer de acartelamientos (ménsulas) a las almas en las uniones con la losa superior e inferior para facilitar el hormigonado, asegurar el recubrimiento de los tendones de construcción y permite afinar los nodos entre almas y losa superior para absorber los esfuerzos debido a la distribución de la familia de pretensado de construcción.

$$a \geq \frac{h}{36} + 5 + \phi \text{ (cm)} - \text{si } h \leq a \text{ 6 cm} \quad [\text{Ec. 3 - 1}]$$

$$a \geq \frac{h}{22} + 8 + \phi \text{ (cm)} - \text{si } h \geq a \text{ 6 cm} \quad [\text{Ec. 3 - 2}]$$

3.7 Esquema de pretensado

Una obra de voladizos sucesivos se divide en varias etapas, donde en cada una, la estructura presenta diferentes comportamientos, lo cual hace necesario definir en familias de pretensado que estén acorde a este funcionamiento. Se conoce de antemano que existen tres familias que son: el pretensado de construcción o voladizo, el pretensado de continuidad y el pretensado de solidarización.

3.7.1. Pretensado de construcción

Los tendones del pretensado de construcción o de voladizos se caracterizan por estar dispuestos lo más próximo al borde superior posible (Figura 9), sin comprometer los recubrimientos de la normativa ni las tracciones admisibles en la parte inferior y las compresiones en la parte superior. Con esto se logra generar la mayor fuerza posible que sea capaz de contrarrestar los momentos negativos a los que está sometido el puente en fase de construcción debido al peso propio, sobrecargas de construcción, pesos de equipos, almacenamiento, personal y demás solicitaciones en fase constructiva.

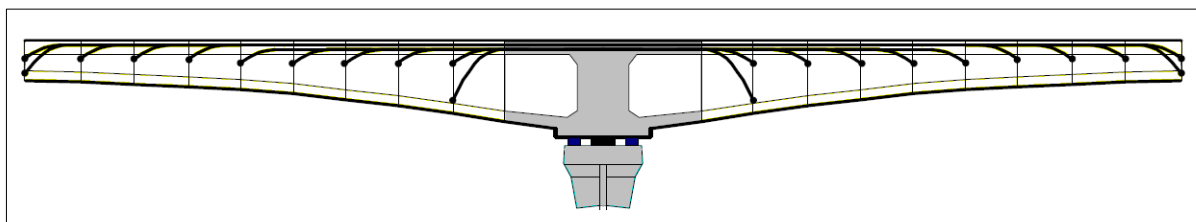


Figura 9: Disposición del pretensado de construcción
Fuente: Adaptado de Vion & Bouchon (2007)

3.7.2. Pretensado de continuidad

Los cables de continuidad son aquellos que contribuyen a extender los voladizos desde una torre de apeo provisional. Estos, pueden discurrir por tanto por la losa superior de la superestructura como por la inferior y se tienden a tesar desde un extremo (Figura 10). Pueden ser considerados como una subdivisión de la familia del pretensado de construcción.

Existen autores que utilizan esta nomenclatura para nombrar al pretensado externo que se pone en marcha al final de la construcción y que está caracterizado por estar enfilado en toda la longitud del viaducto, salvando las limitaciones impuestas por los cables.

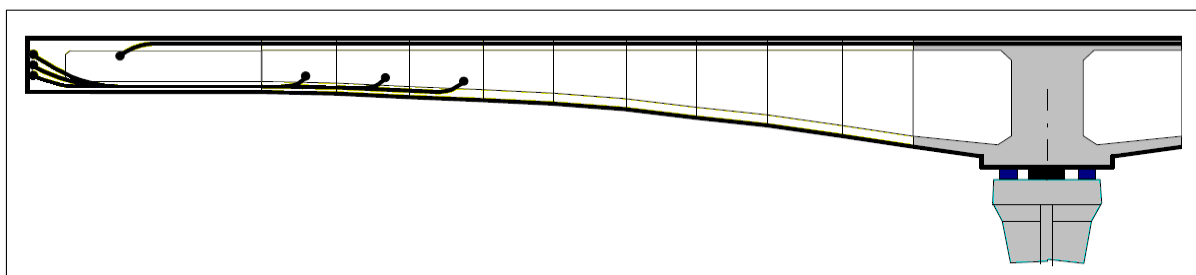


Figura 10: Disposición del pretensado de continuidad
Fuente: Adaptado de Vion & Bouchon (2007)

3.7.3. Pretensado de solidarización

Los torones de la familia de solidarización cumplen la función de ensamblar las dos «T» contiguas por medio de la dovela de cierre, una vez estas se encuentran totalmente construidas, además, se disponen para resistir los flectores positivos una vez el puente entre en servicio.

Usualmente, esta familia de pretensado se materializa disponiendo los ductos del pretensado en la losa inferior de las dovelas, para que luego se anclen a los cajetines de en el final de cada segmento (Figura 11). En contraposición a lo anterior, es a bien aclarar que, existen casos específicos en los que: por las diferentes edades de las «T», porque las deformaciones entre una y otra sean muy marcadas y descompensadas o por cualquier razón en la que, al analizar el viaducto se observe la aparición de momentos negativos y se necesite compatibilizar las deformaciones, es posible que discurran por la losa superior.

Su primer cálculo se realiza, determinando las tensiones causadas por el hiperestatismo de la obra al incluir la dovela de cierre y luego por los efectos que produce la introducción de las cargas en servicio a estructura.



Figura 11: Disposición del pretensado de solidarización
Fuente: Adaptado de Vion & Bouchon (2007)

3.8 Deformaciones y contraflechas

El hecho de realizar las fases in-situ conlleva a las diferencias de edades entre los segmentos y a una variación de entrada en carga de cada una de las fases que componen el tablero, como resultado, es importante prever con un alto grado de exactitud cuáles son las deformadas esperadas, de forma que se pueda apalear este efecto proveyendo a los carros de avance las contraflechas necesarias.

Mientras el viaducto está compuesto por varias «T», o sea, cuando no es continuo, las acciones que producen las deformaciones encuentran su origen en:

- El peso propio de la fase que se construye,
- El peso de los carros de hormigonado,
- La acción de los cables de construcción.

Ahora bien, una vez la estructura es continua porque se ha completado la dovela de cierre continúa percibiendo cargas que la deforman, estas son:

- Cargas por equipamientos, utilidades y superficie de desgaste
- Desmontaje de los carros de avance
- La acción de pretensado de solidarización
- Retirada de apeos o empotramiento provisionales

Una vez la estructura concluye su fase constructiva y es dispuesta para su entrada en servicio, continúa deformándose; esta vez debido a características inherente de los materiales como son la fluencia del hormigón y las pérdidas diferidas la fuerza de tesado, por lo cual, se hace necesario el ajuste de tres tipos de deformaciones:

- Voladizos,
- Tablero continuo a corto plazo,
- Tablero continuo a largo plazo

Para hacer frente a estos efectos es importante tener presente que los módulos de deformación no son iguales en ninguna de las fases, esto tiene su razón en lo comentado al principio de este apartado.

En cuanto a las deformaciones cuando la estructura se convierte en hiperestática y a las que tienen lugar con el puente en servicio, se les puede hacer frente fácilmente. Para esto, es necesario calcular la deformada a corto y largo plazo desde un trazado longitudinal supuesto para el control. Una vez obtenidos estos valores, la diferencia de estos con relación al dato inicial será el perfil longitudinal final que se debe obtener cuando el tablero pasa a ser continuo.

De otro lado, para el análisis y cálculo de las deformaciones durante el proceso constructivo es preciso hacer una exégesis durante la evolución, con lo que se obtendrán los valores en cada fase y el acumulativo conforme se erige. Este análisis debe de calcularse en base a la rigidez del carro de avance (que el fabricante debe proveer), el peso propio de las fases más las respectivas fuerzas de tesado, el reajuste de la posición que ocurre con la retirada o avance de carros y el acortamiento de las pilas. De modo que el trazado longitudinal final viene dado por el obtenido de los efectos diferidos y la suma de los valores derivados del proceso constructivo.

Mathivat (1980), también resalta la coexistencia de otros factores que influyen en la deformada final:

- El arriostamiento transversal de los tableros, los macizados longitudinales, rigidizadores de almas y apoyos bajo los diafragmas,
- El efecto de los gradientes térmicos producidos por el soleamiento y la característica de la superficie de desgaste de absorber calor, aumentan las temperaturas en la losa superior creando una variación calórica conforme aumenta el peralte.

CAPITULO IV: MODELOS DE ANÁLISIS

Como se ha venido abordando en este documento, construir puentes por el método de voladizos sucesivos tiene amplias ventajas, los cuales, han provocado que desde su primer uso como se conoce hoy, haya tomado gran auge y prestigio en la comunidad de ingenieros proyectistas, sin embargo, todas estas ventajas necesitan un minucioso y detallado análisis, desde su concepción hasta su resultado final. En otras palabras, y desde otro punto de vista, esta tipología de puentes demanda de la elaboración de modelos robustos que contengan todos los pormenores de su evolución en el tiempo.

Es por lo anteriormente expuesto que el siguiente capítulo contiene entre sus líneas un esfuerzo por explicar cómo abordar el diseño de las estructuras de hormigón pretensado por voladizos sucesivos fundidas en obra, de modo que se abarcan los modelos de comportamiento, explicando sus características y de qué forma analizar éstos para alcanzar estructuras seguras.

4.1 Conceptos

4.1.1. Modelación

En el proceso de analizar las estructuras, existe un paso previo llamado «modelación», esta herramienta se utiliza para conocer el flujo de tensiones en los elementos como respuesta ante las cargas que se le solicitan, partiendo de una realidad ya planteada. Este paso es efectuado con la ayuda de softwares informáticos potentes para resolver las ecuaciones, matrices y llegar a la convergencia.

El siguiente diagrama (Figura 12) representa conceptos genéricos conceptualizados para el diseño estructural, donde es posible observar la importancia de realizar un buen modelo, puesto que, se trata del paso intermedio entre la demanda y las acciones a tomar para hacer frente a las solicitaciones. Por otra parte, es destacable su naturaleza cíclica e iterativa de prueba-error y el paso intermedio de las simplificaciones, por ende, es preciso saber que los resultados serán aproximados y basados en dichas idealizaciones.

4.1.2. Voladizos

Para iniciar con la explicación de las características de este sistema, antes que nada, es importante conocer cómo funciona, para esto se busca reducirla a su forma más simple posible: una viga apoyada únicamente en uno de sus extremos, con una unión monolítica (Figura 13). Para el cálculo de la deformación de este elemento, es necesario conocer la longitud, el área, el momento de inercia y el módulo de deformación, así como las acciones que pueden actuar como cargas o momentos; con esta información y empleando la Teoría de Vigas de Euler-Bernoulli, es posible determinar la deflexión y el ángulo con respecto al punto fijo.

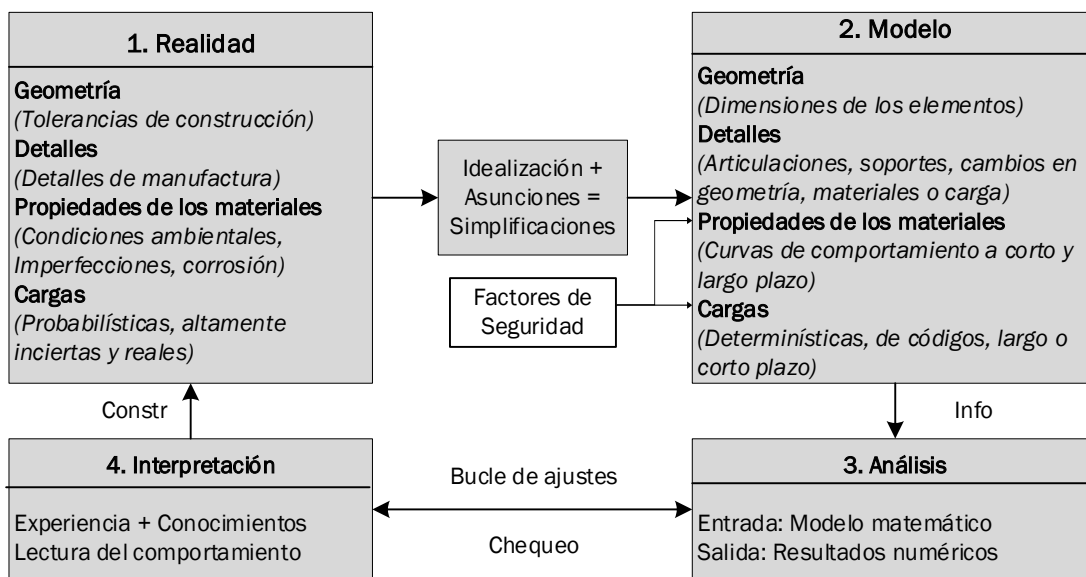


Figura 12: Proceso de diseño
Fuente: Elaborado a partir de Lucko (1999)

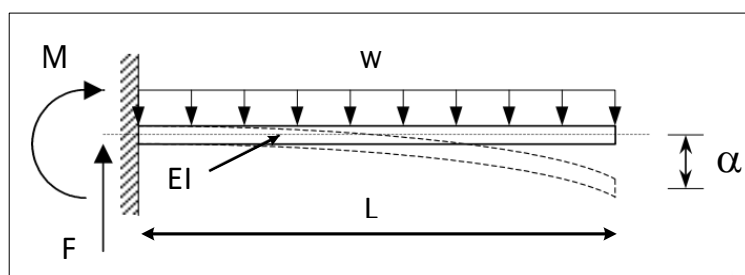


Figura 13: Deflexión de viga en voladizo uniformemente cargada
Fuente: Lucko (1999)

Una vez esclarecido ese concepto y equiparándolo al proceso completo, el modelado de los voladizos sucesivos en la etapa de construcción, se realiza igualando cada fase a lo expuesto con anterioridad, haciendo la analogía, el punto fijo será el final de la fase anterior, la distancia será equivalente a la longitud de la dovela y las cargas y los datos de sección provienen de los propios de cada fase.

4.1.3. Cálculo general

El cálculo de estas estructuras se divide en dos grandes partes: durante la etapa constructiva y a «tiempo infinito» (Manterola, 2006). Para la primera parte, todas las acciones principales se analizan combinando cada una de ellas adecuadamente, extrayendo los datos de cada fase y luego superponiéndolos para extraer el comportamiento general de la estructura, de tal forma, que cada nueva fase representa un incremento de la deformación en la respuesta global.

La segunda parte del cálculo viene dada por los efectos de las cargas directas y los provocados por la característica que posee el hormigón de variar sus propiedades con el

paso de tiempo, (se abordan más detalladamente en el apartado 4.5) y pérdida de tensión en el cable debido a la relajación del acero. Estas desviaciones se analizan al final de la construcción y «a tiempo infinito» equivalente a 10,000 días (Manterola, 2006).

Para el análisis a «tiempo infinito» de los puentes en voladizos sucesivos hormigonados in-situ, Lucko (1999) afirma la posibilidad de asumir que la estructura ha sido fundida y cargada al mismo tiempo, debido a que los efectos diferidos se redistribuyen a partir de la culminación de la primera parte del cálculo, por consiguiente, tienden a mostrar un comportamiento asintótico a dicha curva, de forma tal que, la primera parte corresponde a la acumulación fase a fase de los resultados que incluye la diferencia de edades de estas y para el «tiempo infinito» indica que estas variaciones se pueden despreciar. Sin embargo, Manterola (2006) expresa que esta idea exclusivamente es acertada para una aproximación inicial e indica que lo correcto sería que, a partir de la culminación de la primera parte, se modele el «tiempo infinito» aplicando las correcciones debido a la retracción y fluencia.

Una vez completados los cálculos se obtienen diagramas de momentos flectores a tiempo cero (finalizada la construcción) y a «tiempo infinito» que componen una envolvente de esfuerzos para los cuales deberá ser diseñado el viaducto.

4.2 Interacción de los efectos

Si bien en el apartado anterior se comentan los efectos directos que solicitan a los puentes postesados construidos por dovelas sucesivas, relacionados con las acciones a las que se somete la estructura, no se presta especial atención en estos, por tal motivo, a continuación, se presenta un esquema (Figura 999) de la forma en que los diversos efectos toman lugar, como estos interactúan entre sí y se aprecia su carácter interdependiente para afectar el comportamiento general de la estructura.

4.2.1. Pérdidas instantáneas

Partiendo desde la dovela 0 inicia el proceso cíclico de interacción de los efectos a medida que se añaden los segmentos al voladizo. Al ejecutarse el tesado de la dovela sobre pila, toman lugar las pérdidas instantáneas de pretensado: rozamiento, penetración de cuñas y acortamiento elástico. Las dos primeras ocurren al momento del tesado provocadas por las características de los materiales, equipos y trazado, mientras que, el acortamiento elástico, aparte de efectuarse por las operaciones de tesado, de igual modo, sucede por añadir fases a la estructura y la compleja historia de cargas que cada fase acumula a medida que avanza la obra, como resultado, es inevitable que la fuerza de pretensado, ya fijada en todas las dovelas construidas, se vea reducida (Lucko ,1999). De modo que a medida que avanza el viaducto es necesario el cálculo de las pérdidas instantáneas y el reajuste a toda la estructura anterior.

4.2.2. Pérdidas diferidas

Otra de las secuelas del pretensado, es la variación de tensión en el tiempo que experimenta la armadura activa, presentando mayor incidencia en este tipo de obras debido a la entrada en carga a edades tempranas, la baja resistencia del hormigón cuando

son solicitadas y la historia de carga de las dovelas (Bishara & Papakonstantinou, 1990), esto durante la construcción y a «tiempo infinito»: la relajación del acero; conjuntamente toman lugar la retracción y la fluencia del hormigón que, a su vez, están influenciadas por las condiciones ambientales, componentes de la mezcla y su proporción, provocando que los resultados de dichos efectos varíen constantemente.

Si bien estas operaciones de cálculos ya presentan una naturaleza compleja, hay que añadirles otros factores que igualmente influyen y contrarrestan los mencionados anteriormente: la ganancia de resistencia del hormigón, el espesor de la sección y la curva tensión-deformación característica de cada tipo de hormigón (Shiu & Russell, 1987). Ante las iterativas e inestables condiciones que arrojan estas variables, aunado a las intrincadas interacciones de las mismas, es conveniente que, dentro de los análisis, se incluyan implícitamente las incertidumbres de la conjugación de estos efectos a la hora de estimar pérdidas o calcular fuerzas, recordando que las pérdidas diferidas ocurren tanto durante la construcción del tablero (por la diferencia de edades entre la primera fase y la última) como durante el paso del tiempo.

4.2.3. Redistribución de fuerzas internas

La redistribución de momentos cobra vida una vez la estructura es continua y causa que los momentos flectores que eran cero en los extremos de los voladizos, sean positivos, puesto que, los redistribuye desde las columnas hacia los extremos. Bishara & Papakonstantinou (1990) explican que este efecto tiene origen y encuentra su razón de ser, cuando los desplazamientos que habrían continuado teniendo lugar en la estructura isostática por retracción, fluencia y relajación, son coartados por las nuevas condiciones de contorno; de igual forma, las sollicitaciones externas de cargas muertas y cargas vivas influyen en el aumento de los momentos positivos. En el caso particular de los puentes por voladizos sucesivos hormigonados in-situ, está influenciada por las diferentes edades de las dovelas, ya que, la redistribución modifica las fuerzas internas y las deformaciones que convergieron en fase constructiva.

Para comprender mejor este fenómeno Bishara & Papakonstantinou (1990), a modo de resumen, proporcionan una lista de los factores que aquí inciden:

- Efectos a diferidos de las fuerzas de tesado en construcción y del peso propio de las dovelas,
- Fuerza de los tendones de solidarización,
- Cargas muertas (equipamientos, superficie de desgaste, barandillas, pretilas, muros de contención...),
- Asentamiento de las cimentaciones,
- Cargas de trenes,
- Cargas de efecto medioambientales (temperatura, viento, humedad...).

Otro fenómeno que se debe de tomar en cuenta en el cálculo, es la etapa de retirada de carros de avance. Una vez terminadas las fases en voladizo los carros de hormigonado se desmontan, lo que resulta en una contraflecha de la posición en que se encontraba el voladizo en sentido contrario a la gravedad, esto significa que mientras este equipo está anclado a la estructura induce deformaciones que varían en el tiempo.

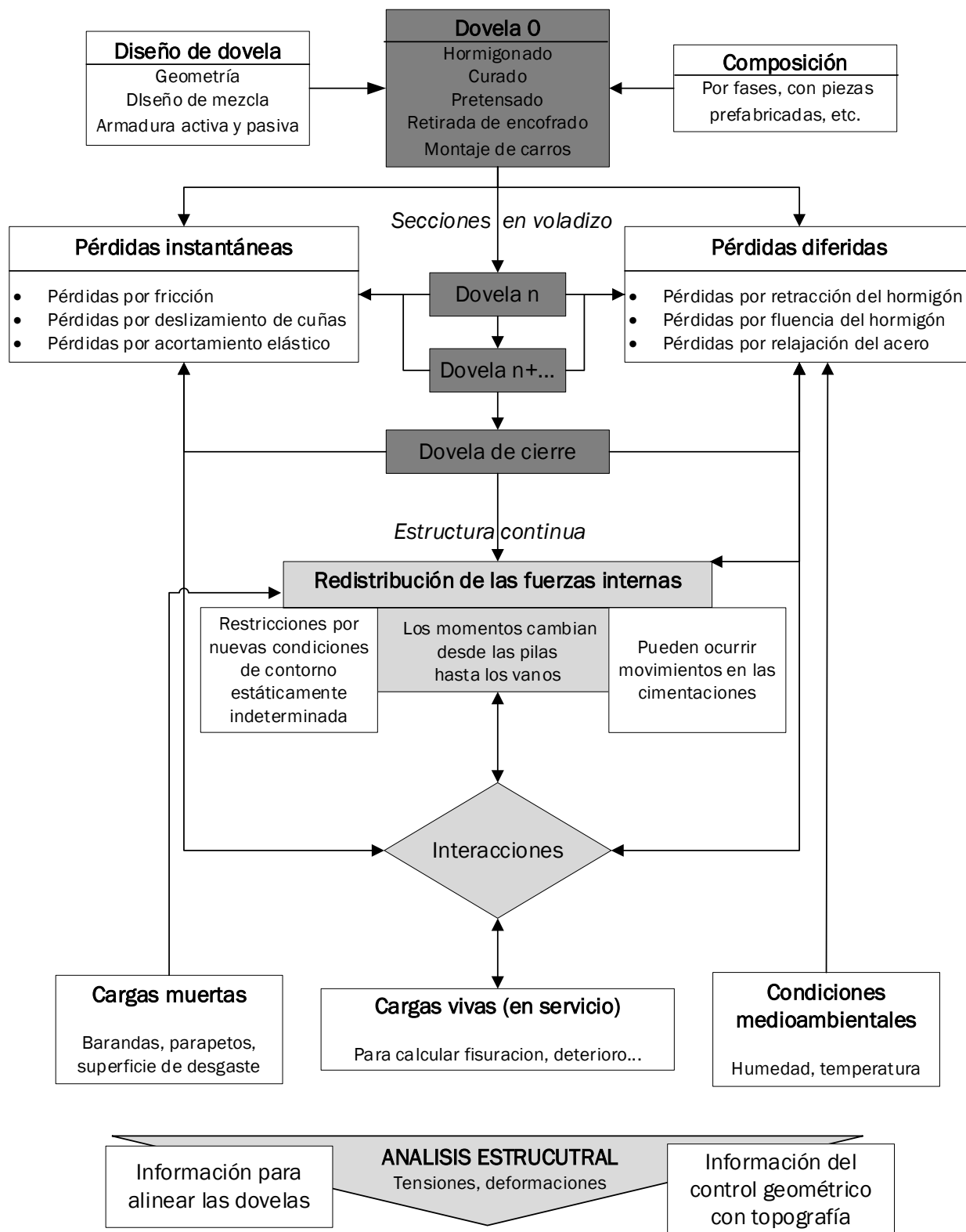


Figura 14: Correlación de los efectos en el proceso de construcción de puentes por voladizos sucesivos
Fuente: Elaboración propia a partir de Lucko (1999)

4.2.4. Hormigón fresco

La mezcla que se vierte para formar una fase, no posee características de resistencias mecánicas hasta que endurece, por ende, carece de resistencia estructural. Es por tal motivo que, la acción del hormigón fresco produce una carga en dirección de la gravedad,

con su respectivo momento flector, en la sección de la dovela sobre la que se apoyan los carros. Otra razón de ser de este efecto es el desfase en la secuencia de hormigonado, puesto que, los dos frentes no son ejecutados a la vez, generando la existencia de una descompensación de cargas en ese instante en los extremos del voladizo; justamente lo que se desea evitar en la construcción con este tipo de sistemas.

Por dichas razones, es importante incluir en los cálculos el efecto que tiene el hormigón fresco sobre la estructura en cada secuencia de hormigonado de los elementos en voladizo. Los valores de estas acciones están definidos por las características geométricas de cada sección, de modo que, dependen de lo explicado en los acápites 3.6.2, 3.6.3, 3.6.4 de este documento.

4.3 Modelo de comportamiento

La configuración de la sección transversal del puente permite asociar el modelo de cálculo del tablero a un modelo viga, que está justificado porque no se esperan fenómenos de distorsión de la sección transversal en la etapa constructiva, empero, para confirmar esto se debe cumplir: que la relación entre la distancia entre puntos con momento flector nulo (L_{ef}) y la distancia entre almas en la losa superior (b_f) sea mayor o igual que 6 ($L_{ef}/b_f \geq 6$) y que la esbeltez aparente de distorsión (λ_D) sea mayor o igual a 6 (Peña, 2016), sino deberán de disponerse diafragmas transversales.

Si bien el modelo viga es apto para el cálculo de este tipo de estructuras, cabe resaltar que éste considera la sección transversal perfectamente rígida, lo que lleva a tener que emplear un modelo losa para captar la flexión transversal debido a los trenes de carga. Estas razones llevan a adoptar dos modelos de comportamiento de la estructura: el modelo global y el modelo sección transversal, salvo complicaciones especiales (Manterola, 2006).

4.3.1. Modelo global

Este modelo corresponde a un sistema de barras espaciales donde se representan todos y cada uno de los elementos principales del puente. Se emplea para la obtención de esfuerzos y deformaciones longitudinales y transversales en toda la extensión del tablero.

En el caso de los puentes por voladizos sucesivos, conviene subdividir las barras del tablero en las longitudes que posea cada dovela (Manterola, 2006), esta subdivisión ayuda a la obtención de los esfuerzos en cada etapa constructiva y a generar un modelo evolutivo congruente con el proceso constructivo empleado.

Un detalle muy importante a tener en cuenta en el modelo global son las condiciones de contorno, debido a que, como bien se explica en el capítulo 4.6.1, este parámetro puede variar durante la vida útil de la estructura, por consiguiente, el modelo creado debe de ser capaz de adaptarse a dicha modificación en caso requerido.

4.3.2. Modelo sección transversal

El empleo de este modelo es exclusiva y únicamente para la obtención de los esfuerzos y deformaciones transversales de la losa superior, ya que no se puede analizar en el modelo global (Peña, 2016).

En dicho modelo, la losa se apoya longitudinalmente en las zonas donde la unión alma-losa toma vida y transversalmente se apoya en las zonas donde estarían los diagramas de pila y estribos, o intermedios en caso de poseerlos.

4.3.3. Modelos especiales

Estos pueden realizarse en caso de que se necesite observar de manera más detallada el flujo de tensiones en la unión pila-tablero para el análisis y diseño de los diafragmas, por el hecho de que, puede no estar muy claro cómo es el flujo de estos esfuerzos.

Otra razón para realizar un modelo especial está enmarcada en la obtención de los esfuerzos en fustes de pila y dintel de estribos. Si bien es posible observar estos datos en el modelo global, en ocasiones se hace necesario recurrir a este tipo de modelos para analizar detalles específicos particulares de la propia estructura.

4.4 Elementos finitos

4.4.1. Mallado

Modelar el puente como un sistema de barras posee ciertas características importantes vitales para reproducir correctamente la estructura. Los comportamientos de flexión y torsión tienen muy buena aproximación, pero los efectos superficiales tienen sus limitantes atendiendo al tipo de acción que se le solicita (Manterola, 2006). A modo de ejemplo, en caso de cargas puntuales, sería preciso un refinamiento más detallado del mallado, haciendo excesivo el número de estas, por lo que, se afirma que para utilizar correctamente este sistema se debe de realizar una mayor discretización en la zona donde actúan este tipo de solicitaciones para ser capaz de reproducir adecuadamente sus efectos. Por esta razón, debido al origen de las solicitaciones y la complicación del puente que se analiza, el modelo puede ser en dos o tres dimensiones, pero de forma general, los elementos barras son correctos (Ramírez & León, 2010).

De otro lado, no solo las cargas y la tipología condicionan la complejidad del mallado, sino que simultáneamente, el coste en tiempo computacional es categórico para definir las divisiones del modelo. Al final, lo ideal es obtener un balance entre el refinamiento de la malla y el coste en tiempo de cálculo siempre y cuando el modelo lo permita.

4.4.2. Puentes de voladizos sucesivos

En congruencia con lo anteriormente expuesto, en el caso de los puentes por voladizos sucesivos, dado que son asimilados a una viga, utilizar el sistema de barras parece ser lo más adecuado, debido a que los problemas de alabeo torsional, distorsión y deformación son despreciables por la pequeña relación ancho-luz (Manterola, 2006).

Para poder interpretar el comportamiento de los puentes de voladizos sucesivos, basta conocer lo que sucede al final e inicio de cada dovela, por lo que, la modelización de estos viaductos se realiza mediante elementos finitos tipo barra en las que cada una de ellas representa la longitud de la dovela, entonces, los nodos de sus extremos quedarán definidos por las características de la sección transversal empleada (área e inercia en los tres planos, que son un total de seis parámetros, aunque en casos particulares pueden extenderse a nueve).

Del mismo modo, es posible justificar el uso de este tipo de elemento finito a partir de la sección transversal típica de estas obras, la sección cajón (Lucko, 1999). Aquí la sección se sustituye por barras longitudinales que representan las almas y otras barras transversales delimitando la discretización del puente.

4.4.3. *Elemento finito tipo barra*

Este elemento finito se emplea comúnmente para modelar vigas, columnas, entramados y pasadores; puede ser empleado en un plano bidimensional o tridimensional. Asimismo, posee dos nodos (Figura 15) y cada nodo posee siete grados de libertad; la sección transversal está representada por siete constantes seccionales y la posición central de cortante, por su parte, la matriz de rigidez tangencial 14×14 se deriva del teorema del trabajo virtual y la matriz de masa 14×14 basada en la masa constante, se deriva del principio de la energía y del método de variación (Chang & Kim, 1991).

Este elemento finito utiliza la formulación general viga-columna e incluye los efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial y deformación a cortante biaxial (Bathe & Wilson, 1976). Es comúnmente empleado para modelar pórticos y entramados tridimensionales o bidimensionales, emparrillados o entramados planos y cables, donde los elementos que representa pueden ser prismáticos o no.

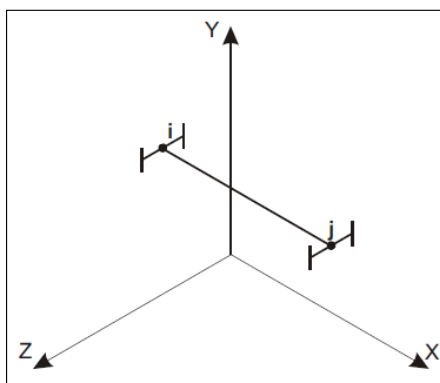


Figura 15: Elemento finito tipo barra paralelo al plano X-Y, delimitado por los nodos i y j
Fuente: Manual de ayuda CSIBridge (2018)

4.5 Efectos internos

Tomando como referencia el hecho de que el hormigón es un material de construcción que presenta deformaciones en el tiempo, causada por la respuesta del sumario de los componentes heterogéneos dentro de la mezcla a su presión interior y al equilibrio hidráulico entre este y el medioambiente, aunado al hecho de que en la construcción de puentes, cuestiones como durabilidad y fiabilidad a largo plazo son de vital importancia, se hace imprescindible la predicción del comportamiento de estas durante su vida útil.

De los efectos internos, la retracción (deformación en el tiempo del hormigón sin carga) y la fluencia (deformación diferida del hormigón cargado) son los que presentan una mayor incidencia en el comportamiento de la estructura y resultan ser altamente complejos, tanto que, aún no han sido entendidos del todo. Estas acciones provocan que las secciones transversales modifiquen su comportamiento, afectando principalmente las deformaciones verticales, distribución de esfuerzos internos y fisuración del hormigón (Peña, 2016).

Dado lo anterior, el análisis de estas obras resulta aún más difícil de realizar, al ser estos viaductos estructuras muy pesadas donde dichos fenómenos están incluso más latentes, y no pueden ser despreciados. Asimismo, Manterola (2006) afirma que este proceso de deformación contiene una hiperestaticidad doble: las causadas por el impedimento de las armaduras (activas y pasivas) a los cambios geométricos y el desarrollo en el tiempo de estos cambios geométricos en estructuras con condiciones de contorno estáticamente indeterminadas, que resulta en una redistribución de las reacciones variando a su vez a los esfuerzos que solicitan a la estructura.

En lo referente a puentes en general, el aspecto que predomina en su diseño es el control de la deformación vertical y omitir la presencia de los fenómenos diferidos, en ocasiones, es la razón de excesivas deformaciones, causando incomodidad al tránsito e inseguridad a los usuarios.

Se pueden considerar a la retracción y a la fluencia como deformaciones impuestas, porque pueden ser dependientes del estado de cargas o no y porque modifican el estado inicial de tensiones y/o deformaciones de la estructura; como toda deformación impuesta, sus efectos se van atenuando a medida que se aproxima al Estado de Resistencia Última, no obstante, influye en el análisis de los efectos de segundo orden y en estructuras cuyas deformaciones diferidas son grandes con relación a la deformabilidad de alguno de sus elementos (Peña, 2016).

Estos fenómenos provocan que los esfuerzos de pretensado varíen por los acortamientos de la sección, sumando así otra consecuencia de su aparición.

Ante lo ya expuesto, es evidente la importancia y complejidad de estos fenómenos para diseñar y construir viaductos económicos y seguros; así como la necesidad de crear modelos adecuados a estos para la estimación de los mismos.

4.5.1. Voladizos sucesivos

Las construcciones por voladizos sucesivos tienen carácter evolutivo, por lo que, presentan una historia de cargas, modificaciones de las condiciones de contorno y de hormigones de diferentes edades con diferentes dimensiones, lo cual debe de estar presente en los cálculos de esta estructura.

Estas obras al ser pretensadas presentan dos tipos de problemas, la deformación vertical y la redistribución de los esfuerzos internos, esta última debido a que las condiciones de contorno varían durante la construcción. Cuando las vinculaciones del tablero son isostáticas, los fenómenos inciden exclusivamente a nivel interno conjunto con las armaduras, pero una vez se unen dos «T», las dos ménsulas interrumpen en los efectos de la otra, esto desencadena la presencia de flectores y cortantes para equilibrar las interacciones de los fenómenos (Lambert, 2010). De igual forma, pueden producirse flectores adicionales causados por la retracción diferencial, con capacidad de variar un momento negativo a uno positivo.

Cabe mencionar que el proceso constructivo es otra condicionante en la magnitud de la retracción y la fluencia, pues, a modo de aclaración, en los puentes atirantados provisionalmente, los cables utilizados para compensar el avance en un solo frente inducen, innegablemente, un hiperestatismo adicional no contabilizado en el hiperestatismo interno o en el externo (Manterola, 2006), de modo que, el efecto del

proceso constructivo debe de estar vigente en la cuantificación de las deformaciones impuestas.

En todo caso, estas deformaciones impuestas están presentes en tres puntos:

- Cambio de flechas durante el avance,
- Redistribución de esfuerzos en etapa constructiva,
- Redistribuciones finales con la continuidad de las «T»

En los puentes por voladizos sucesivos con sección en cajón, la retracción puede afectar las deformaciones verticales que, a su vez, provocaría internamente una redistribución de los esfuerzos en la sección por la variación de los espesores de las alas (Alarcón, 2002).

4.5.2. Retracción

La retracción es uno de los efectos diferidos que posee el hormigón, proviene de la deformación que presenta un elemento descargado y sin restricciones por condiciones de apoyo al que, manteniéndole una temperatura constante, experimenta tensiones de tracción, es decir, presenta fisuras. Esta razón hace ineludible cuantificar su magnitud en las estructuras pretensadas donde las tracciones deben ser mínimas, o inclusive, nulas.

Este fenómeno tiene varias vertientes: retracción plástica, retracción autógena y retracción por secado.

La retracción plástica es la única que ocurre antes de que el hormigón fragüe y ocurre porque la pérdida del agua por evaporación excede la cantidad de agua aportada por exudación.

La retracción por secado es el cambio de volumen por la migración de la humedad a otras capilaridades dentro de la masa por los gradientes térmicos exteriores.

La retracción autógena se origina en las diversas reacciones químicas presentes internamente en la masa de hormigón y no se ve tan influenciada por las condiciones medioambientales y el volumen como la retracción por secado.

En el fenómeno de la retracción, globalmente inciden varios factores que afectan su desarrollo, dentro de los que cabe mencionar: tipo de cemento, relación agua/cemento, finura de los agregados y su proporción, relación área/volumen, duración de curado, humedad relativa, tipo de curva, entre otros.

4.5.3. Fluencia

Es un fenómeno diferido del hormigón definido como tendencia del elemento a deformarse ante carga constante. En el hormigón se desarrolla dentro de la pasta de cemento luego de que esta endurece. Se caracteriza porque se ve atenuada con el tiempo, con la ganancia de resistencia; aproximadamente el 90% de su efecto tiene lugar entre los primeros 2 – 3 años de vida (Condori & Machicao, 2015).

Al igual que la retracción, la fluencia es una deformación impuesta que proviene de una serie diversa y compleja de factores. Neville & Brooks (2002) señalan que dentro de las razones que desencadenan este efecto están:

- Flujo plástico,
- Deformación mecánica,
- Filtraciones,
- Microfisuraciones,
- Retraso en la elasticidad

Del mismo modo, la fluencia es dependiente del entorno, de la forma y tamaño del elemento y afecta más a los elementos delgados con una relación área-volumen grade (Vittorio, 2011), como las losas, forjados, soleras, entre otros. Por otro lado, también se ve afectado por la historia de cargas, con énfasis en la magnitud y la edad de entrada en carga, a sabiendas que mientras menor sea el módulo de deformación, mayor será el impacto, causa que será relevante en los puentes por voladizos sucesivos donde las dovelas entran en carga a edades tempranas.

4.6 Comportamiento estructural

4.6.1. Condiciones de contorno

El comportamiento estructural de los tableros de puentes postesados por voladizos sucesivos, viene de la mano con las condiciones de apoyo que caractericen la vinculación tablero-pila, como se aborda en el apartado 3.5.2, existen diferentes métodos para conseguir dicha unión que, en general, pueden ser de empotramiento o apoyo simple en servicio, pero siempre de empotramiento en construcción (salvo algunos casos fuera del alcance de esta investigación).

El método más escueto para cristalizar el empotramiento entre pila y tablero se realiza con la extensión recta de las paredes de las columnas hasta la losa superior del tablero, haciendo un corte transversal al alzado, se asemejaría a un cuadrilátero (Figura 16a). A pesar de su facilidad constructiva, se recomienda utilizar esta disposición cuando las tensiones a cada lado de la columna están equilibradas, en vista de que, en caso contrario, hay transmisión directa de tensiones, entonces, éste método ya no es óptimo por el largo recorrido que crea para las mismas (Arenas de Pablo, 1993); se puede mejorar con una mayor separación entre paredes, es decir, proveyendo a la sección de la pila una dimensión importante en sentido longitudinal. En caso de que no sea factible implementar este diafragma, se deberá de emplear una variación donde las paredes de la columna se extienden de forma inclinada hacia el centro de la misma (Figura 16b), de forma que exista una vinculación directa entre las paredes y la losa superior en un mismo punto (haciendo el corte transversal al alzado, se conforma un triángulo).

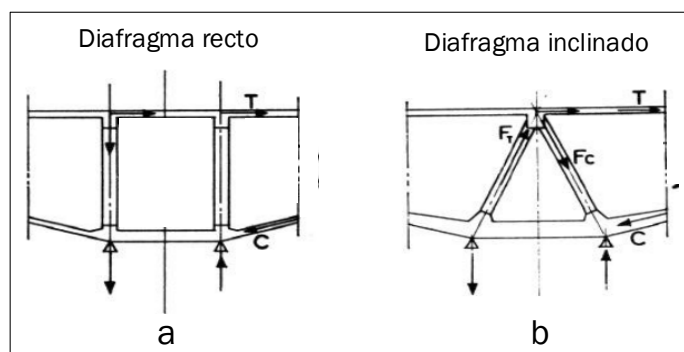


Figura 16: Disposición de diafragmas
Fuente: Adaptado de Arenas de Pablo (1993)

Por su parte, los apoyos simples (donde el dintel no posee una unión perfecta con la pila), se construyen disponiendo un diafragma en la sección intermedia de la columna o utilizando la misma idea que los empotrados, los cuales, son atractivos para la vida en servicio del puente, contrario a la etapa constructiva por la inestabilidad que representan. En todo caso, se resuelven descansando el dintel sobre bloques de hormigón muy armados y fijándolo temporalmente mediante cables de pretensado (Figura 17), dichos bloques de hormigón son reemplazados por apoyos elastoméricos que permanecerán durante la vida del viaducto. Al igual que los apoyos fijos, presentan mejor comportamiento cuando se disponen en forma triangular.

Una vez definida la vinculación del dintel con la pila, se debe de crear un modelo fiel a esta concepción. Cuando se prefiera el segundo tipo de apoyo (provisional), la variación en las condiciones de contorno del modelo estructural creado, debe ser capaz de modificar sus especificaciones cuando se alivie el pretensado temporal.

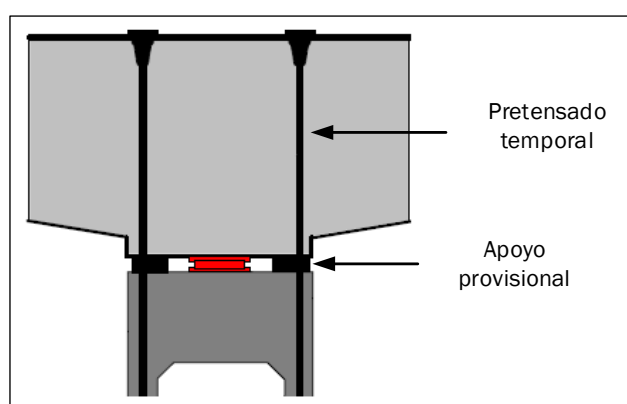


Figura 17: Apoyo provisional
Fuente: Elaborado a partir de Vion & Bouchon (2007)

4.6.2. Análisis de flechas

En páginas anteriores (apartados 3.8, 4.5 y 4.5.1), se describieron los efectos que causan deformación vertical en fase constructiva y final del puente y por qué deben de cuantificarse, en resumen, se detallan las razones que caracterizan su importancia para el bienestar del viaducto. Sin embargo, existen otros factores de menor relevancia pero que merecen ser considerados en un análisis completo, se trata de:

- La deformación debida al esfuerzo cortante, importante en voladizos cortos,
- Gradientes térmicos que producen mayor flecha

En fase constructiva Manterola (2006), Fardón & Herrero (1995) y Arenas de Pablo (1993) afirman en que el análisis de las flechas cuando la estructura no es continua, es más factible realizarse en las siguientes etapas:

- Traslado del carro
- Hormigonado de la fase
- Pretensado de continuidad

En base a estas tres etapas de la construcción, se presenta un método de análisis propuesto por Manterola (2006) para estimar las flechas, en consecuencia, aproximar lo suficiente su valor a la realidad y el reajuste durante la construcción, con los datos obtenidos en obra, para que sean lo más mínimos posible, esta técnica trata de hacer las

operaciones constructivas en orden inverso, es decir, a partir de la flecha final, restar: la producida por la retracción y la fluencia, luego la de cargas muertas y utilidades y por último la producida por el pretensado de solidarización en centro de vano.

Una vez obtenida la flecha al final de la construcción de los voladizos, se continua la secuencia. A partir del estado anterior, se consideran los efectos del carro de avance en una de las ménsulas y esta es la deformación teórica que debe de presentar el viaducto antes de la retirada del carro. Se continúa eliminando los efectos del pretensado de construcción y acto seguido la dovela, que es la posición debe de encontrarse el puente antes del vaciado de la mezcla. Se repite la misma secuencia, recordando que se cuenta ahora con la presencia del carro de hormigonado en el otro extremo de la «T»; así pues, es posible estimar las flechas en cada ciclo de construcción, sin que los cálculos menosprecien los gradientes térmicos, la deformación del carro de avance la retracción y la fluencia.

«Hay una fuerza motriz más poderosa que el vapor,
la electricidad y la energía atómica: la voluntad»
— Albert Einstein

CAPITULO V: DISEÑO SEGÚN AASHTO

La normativa «ASTHO LRFD *Bridge Constructions Specifications*» es una especificación orientada al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes; hace énfasis en los conceptos de seguridad, así como, la protección. Esta establece las prácticas del diseño por medio de la metodología de Diseño por Factor de Carga y Resistencia (LRFD por sus siglas en inglés).

Existen varios detalles que definen la ideología del diseño que pueden ser, sin limitarse, vida útil, grado de mantenimiento, comportamiento frágil, necesidades de redundancia y ductilidad, balance entre la capacidad de predicción y dificultad de análisis, entre otros varios.

El siguiente capítulo tiene como objetivo profundizar y conocer los requerimientos de diseño de la normativa predominante en América para el diseño de puentes, para lo cual se hablará de las técnicas que utiliza para abordar el diseño de puentes con especial atención a los puentes construidos por voladizos sucesivos y cuál es la filosofía del diseño sísmico que propone, también, se abordan las cargas y la propuesta de esta para realizar los cálculos.

5.1 Generalidades

Las disposiciones de diseño que propone la normativa de la entidad AASTHO se basan en la metodología de Diseño por Factores de Carga y Resistencia, que a su vez se fundamentan en la teoría de fiabilidad estructural.

En las últimas décadas, esta metodología ha tomado más auge por ser un procedimiento más racional al estar basado en las probabilidades de ocurrencia de las acciones. Dichas probabilidades, conforme se combinen las cargas, las divide en cuatro Estados Límite: Fatiga, Evento Extremo, Servicio y Resistencia. Lo que se pretende es que el puente no sobrepase las fronteras establecidas en estos Estados Límite y se comporte de manera adecuada ante las sollicitaciones esperadas en cada Estado Límite.

5.1.1. Filosofía de diseño

La misma normativa establece que «los puentes deben de ser diseñados considerando los Estados Límite especificados a fin de lograr los objetivos de construibilidad, seguridad y serviciabilidad, considerando los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, economía y estética». Asimismo, indica que cada uno de los componentes deberá de superar la prueba de cada Estado Límite.

5.1.2. Reseña Histórica

El documento de la norma como tal inicia en el año 1986 con las investigaciones pertinentes para que dos años más tarde inicie su desarrollo y la depuración del texto. Terminada la fase investigativa, se publica la primera edición de la norma para el año

1994, desde la fecha se han continuado con las variaciones y modificaciones de la misma a medida que se avanza en la tecnología y estudios de las estructuras de puentes. Así pues, su segunda edición llega para 1998 y en 2004 es divulgada su tercera edición. En 2007, 2010, 2012 y 2014 se difunden la cuarta, quinta, sexta y séptima edición, esta última sufriendo dos modificaciones interinas en 2015 y 2016. En 2017 sale a luz la octava edición con más que nada, modificaciones y una reorganización al capítulo 5 dedicado a las estructuras de hormigón.

5.2 Diseño LRFD

Esta filosofía de diseño de estructuras se fundamenta en la teoría plástica o combinación análisis y diseño plástico, utilizando los Estados Límite. Este método introduce un factor estadístico ϕ para la resistencia [Ec. 5-1], usualmente menor que la unidad y otro factor por la variabilidad en los grados de predicción de las acciones, usualmente, mayor que la unidad. Estos parámetros son introducidos para proveer niveles más uniformes de confiabilidad.

$$\sum \eta_i Q_i \gamma_i \leq \phi R_n = R_r \quad [Ec. 5 - 1]$$

Siendo:

$$\eta_i = \eta_D + \eta_R + \eta_I \quad [Ec. 5 - 2]$$

5.2.1. Objetivos

Como bien se describió en líneas anteriores, la filosofía de diseño LRFD se basa en la teoría de la confiabilidad, la cual, a su vez, se fundamenta en datos estadísticos, atendiendo a esto, se parte del hecho que las solicitaciones y la capacidad de los puentes son variables aleatorias normales, entonces, se es capaz de dibujar la curva de distribución normal, y así, distinguir la distribución de las acciones de la distribución de resistencia para identificar el área de superposición de estas; con esto, es posible idealizar formulaciones que las vinculen (Ramírez & León, 2010).

Dicha confiabilidad es alcanzada gracias a tres grandes grupos en los que se desarrollan ideas más acabadas:

5.2.1.1. Seguridad

Indudablemente, la confiabilidad buscada en el desarrollo de la filosofía, no es más que la lucha por desarrollar métodos capaces de garantizar la seguridad en las obras que siempre será una prioridad, inclusive, por encima de otros aspectos importantes como es la funcionalidad (Vinueza Elizalde, 2017). Éste detalle está presente en las ecuaciones por medio de la limitación que considera que las resistencias de diseño nunca serán menores que las consecuencias de las solicitaciones.

5.2.1.2. Serviciabilidad

Las ecuaciones LRFD identifican este parámetro enfocándolo en diferentes aspectos: durabilidad, control de deformaciones, mantenimiento, transitabilidad, inspeccionabilidad y previsión de ampliaciones (Ramírez & Leon, 2010).

- La durabilidad se alcanza por medio de calidad de los materiales, protección, mezclas idóneas, técnicas de construcción, entre otros,
- El control de deformaciones puede ser alcanzado limitando las flechas de la estructura,
- El mantenimiento viene de la mano con la accesibilidad (inspeccionabilidad) a áreas específicas de los viaductos para garantizar su vida útil,
- La transitabilidad está orientada a la experiencia de los usuarios y a la suavidad en sus transiciones.

5.2.1.3. Constructibilidad

Es una característica que tiene como fin asegurar detalles como el control de las tensiones residuales, características medioambientales, facilidad de edificación, entre otros.

5.2.2. Requisitos específicos

La redundancia, importancia operacional y ductilidad son los aspectos más significativos definidos dentro de esta filosofía que la distingue de las demás (ASD y LFD: Diseño por esfuerzos admisibles y Diseño por factores de carga respectivamente). En estos requisitos, la primera y la última característica están orientadas a los aspectos físicos, mientras que, la segunda está concebida en la previsión del cese de servicios del puente.

5.2.2.1. Ductilidad

Capacidad que tiene el sistema estructural de un puente para generar rotulas plásticas, es decir, deformaciones inelásticas, apreciables a simple vista cuando se sobrepasen las solicitaciones de Estado Límite de Resistencia y Eventos Extremos; estas deformaciones se deben de lograr antes de la falla, de modo que se evite el comportamiento frágil.

5.2.2.2. Importancia operacional

Busca que los viaductos catalogados como «importantes», debido a su significación para tránsito, la comunicación y la seguridad, luego del sismo de diseño, sean capaces de seguir en servicio; en caso de sismo severo, estas estructuras deberán de permitir el paso de vehículos de emergencia.

5.2.2.3. Redundancia

Es un concepto orientado a evitar los colapsos progresivos. Se trata de proveer a los elementos de la estructura de la capacidad para absorber cargas de otros elementos cuando alguno falla, en atención a lo cual, la estructura deberá de seguir en pie, es decir, que el sistema estructural es capaz de soportar cargas ante daños estructurales o colapso de uno de los miembros. Desde otra perspectiva, constituye diseñar previendo múltiples recorridos de carga para que la carencia de una de las partes no condicione la estabilidad.

5.2.3. Cargas y combinaciones

Para las solicitaciones, esta normativa identifica 11 grandes grupos atendiendo a la naturaleza de las mismas, de forma que podrán ser:

- Cargas permanentes,
- Cargas vivas,

- Cargas de agua,
- Cargas de viento,
- Cargas de nieve,
- Cargas sísmicas,
- Cargas por presiones de tierra,
- Deformaciones impuestas,
- Cargas por fricción,
- Cargas por choque,
- Cargas explosivas.

Cada uno de estos renglones puede o no estar subdividido más detalladamente en caso de que existan diferentes orígenes dentro de la misma naturaleza de las acciones.

La «ASTHO LRFD *Bridge Constructions Specifications*» propone varias combinaciones de acciones dentro de cada uno de sus Estados Límite para abarcar diferentes situaciones en las que se encontrará la estructura; dichas combinaciones varían conforme se deseen analizar unos u otros efectos por la presencia de acciones específicas.

Atendiendo a los puentes construidos evolutivamente, posee combinaciones donde verifica la estabilidad en el proceso constructivo en Estado Límite de Servicio, lo que se corresponde con el cuidado y la atención especial que merecen este tipo de estructuras, las acciones que considera en los viaductos por dovelas sucesivas en esta situación son:

- El peso propio (DC),
- La carga diferencial (DIFF)
- Las cargas muertas (DW),
- Sobrecarga de construcción (CLL),
- La carga de equipos especializados (CEQ) dentro de los que están los carros de avance,
- La carga dinámica de equipos (IE), orientado hacia las maquinarias para el izado y colocación de dovelas prefabricadas
- La carga longitudinal de equipos (CLE), abarca las herramientas de trabajo del personal,
- La carga desbalanceada (U), cuantifica la desproporción en los pesos cuando la secuencia de avance no es en par u otra condición inusual,
- Carga de viento (WS),
- La carga horizontal de viento sobre equipos (WE)
- La carga de viento ascendente (WUP),
- La carga térmica (T) que es la suma de los gradientes térmicos (TG) y temperatura uniforme (TU)
- Fluencia (CR),
- Retracción (SH)

Las combinaciones en construcción de los puentes evolutivos están enfocadas, más que nada, en garantizar la estabilidad durante la construcción, en cuanto a los tableros se refiere, presenta dos combinaciones para la obtención de los esfuerzos máximos [Ec. 5-3] y los mínimos [Ec. 5-4] en este proceso y de situaciones para garantizar el equilibrio:

$$\sum \gamma Q_{max} = 1.1(DC + DIFF) + 1.3(CEQ + CLL) + A + AI \quad [Ec. 5 - 3]$$

$$\sum \gamma Q_{min} = DC + CEQ + A + AI \quad [Ec. 5 - 4]$$

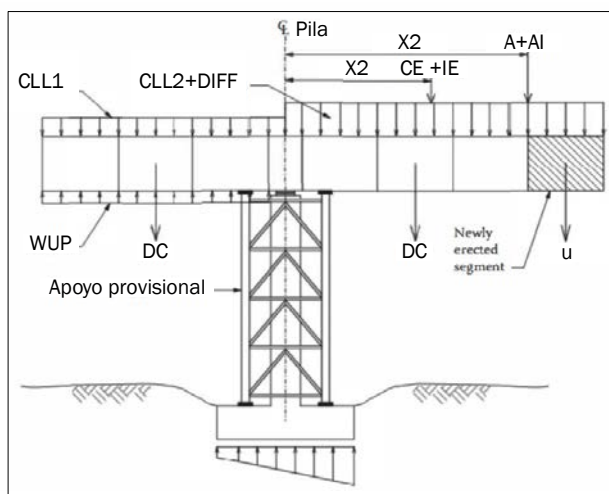


Figura 18: Acciones en fase constructiva
Fuente: Adaptado de Chen & Duan (2014)

5.2.4. Ventajas y desventajas

El método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) ha venido como una evolución de los antiguos métodos empleados, ASD y LFD, de este último, el diseño por factores de carga, la filosofía LRFD mejora el hecho de que sus coeficientes no son congruentes con la probabilidad de variación, tanto de las cargas como de la resistencia, lo cual, se constituye la principal característica de esta metodología.

Así pues, aparte de lo ya mencionado, existen otros beneficios que posee este método: por un lado, está el hecho de proporcionar un diseño mejor fundado y ejecutado y por otro, haber ajustado con mayor uniformidad los diferentes Estados Límite y la variabilidad en la tipología de puentes de una forma simple. Por su parte, el mayor inconveniente que presenta es la necesidad de una gran base de datos para situaciones en específico, de forma que se puedan ajustar sus factores.

5.3 Estados Límite AASHTO

Para garantizar que el primordial objetivo (la confiabilidad) sea alcanzado, al igual que otras normativas, propone como solución los Estados Límite. Se trata de un grupo de escenarios que podrían causar el cese de las funciones del puente, cuando las sollicitaciones actúan conforme a su probabilidad. La metodología de diseño LRFD presenta cuatro Estados Límite

5.3.1. Estado Límite de Servicio

Verifica que las tensiones, deformaciones y apertura de fisuras permanezcan dentro de los márgenes permitidos, bajo el uso regular de los viaductos.

En ese mismo sentido, indica que para los puentes construidos por dovelas sucesivas debe de comprobarse: DC + DW + EH + EV + ES + WA + CR + SH + TF + EL + PS.

5.3.2. Estado Límite de Fatiga y Fisuración

Éste Estado Límite, en cuanto a la fatiga, restringe el rango de tensiones posibles como respuesta de un determinado ciclo de cargas estimuladas por un único camión de diseño, de forma que se limite el crecimiento de fisuras por cargas repetitivas. Con respecto a la fisuración, se enfoca en requerimientos de resistencia para los materiales.

5.3.3. Estado Límite de Resistencia

Es empleado para asegurar la resistencia y estabilidad, local y global, ante combinaciones de cargas, de ocurrencia estadísticamente importantes, de modo que se esperan elevadas tensiones y daños considerables, mas no el colapso.

5.3.4. Estado Límite de Eventos Extremos

Se trata de un Estado Límite donde se consideran situaciones de inundación, ocurrencia de sismos, impactos, entre otras acciones extraordinarias.

5.4 Filosofía de diseño sísmico

La filosofía sismo-resistente que propone la AASTHO LRFD se basa en que las estructuras deben estar diseñadas para una baja probabilidad de colapso, pero pueden sufrir daños significativos e interrupción del servicio con sismos con una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años (que equivale a un periodo de retorno de 1000 años).

Los lineamientos sísmicos de esta especificación son (Guanchez, 2016):

- En caso de ocurrencia de sismos en el rango de pequeños a moderados, la estructura se mantendrá en el rango elástico sin presentar averías significativas.
- Los procedimientos de diseño implementarán, a medida de lo posible, las fuerzas obtenidas por movimientos de tierras realistas.
- Los grandes movimientos de terreno no influirán en el colapso total o parcial de componentes estructurales.

Cabe mencionar que estas previsiones son de carácter general para viaductos normales, en caso contrario, se deberá establecer perspectivas especiales según las necesidades de diseño.

5.4.1. Diseño basado en no colapso

Como bien se ha especificado, detrás de la filosofía de diseño se busca el no colapso, para lograr esto se proponen dos perspectivas: la primera está basada en la fuerza que el puente deberá resistir (demanda) vs la resistencia ante dichas acciones (capacidad). La segunda orientación está basada en desplazamientos, aquí los viaductos se diseñan para una capacidad de desplazamiento adecuada para adecuarse a las sollicitaciones sísmicas.

5.4.2. Diseño basado en desempeño

Éste enfoque incluye los criterios para estimar las acciones específicas de proyecto y exposición sísmica del lugar, el diseño de la capacidad, los procedimientos para el diseño a cortante y la definición de los Estados Límite según objetivos de diseño. En este enfoque, primero se establecen los requisitos de rendimiento y luego las cargas, materiales, métodos de análisis y criterios de aceptación (Guanchez, 2016).

5.5 Pérdidas de pretensado

Las pérdidas de pretensado son mermas en las fuerzas con la que se tesan los cables, tienen diferentes razones de ser y se dividen en dos grupos que son pérdidas instantáneas y pérdidas diferidas. La normativa AASTHO, para elementos postesados, propone la siguiente ecuación general [Ec. 5-5] para el estimar valor total:

$$\Delta fpT = \Delta fpA + \Delta fpF + \Delta fpES + \Delta fpLT \quad [Ec. 5 - 5]$$

5.5.1. Pérdidas instantáneas

Son las disminuciones de la fuerza en el cable que ocurren al momento del tesado. Aquí pertenecen tres de las seis clasificaciones: pérdidas por rozamiento ΔfpF [Ec. 5-6], pérdidas por deslizamiento de cuñas ΔfpA y pérdidas por acortamiento elástico $\Delta fpES$ [Ec. 5-7]. Dicha normativa, no especifica formulaciones para la pérdida por deslizamiento de cuñas, únicamente indica que el método empleado debe constar en los parámetros de diseño, para las demás, propone estimarlas en base a las siguientes ecuaciones:

5.5.1.1. Pérdidas por rozamiento

$$\Delta fpF = f_{pj} (1 - e^{(Kx + \mu\alpha)}) \quad [Ec. 5 - 6]$$

5.5.1.2. Pérdidas por acortamiento elástico

$$\Delta fpES = \frac{N - 1}{2N} \frac{A_{ps} f_{pbt} (I_g + e_m^2 A_g) - e_m M_g A_g}{A_{ps} (I_g + e_m^2 A_g) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}} \quad [Ec. 5 - 7]$$

5.5.2. Pérdidas diferidas

Las pérdidas diferidas $\Delta fpLT$ son las variaciones en la tensión del cable de pretensado que tienen lugar una vez ya han sucedido las pérdidas instantáneas. Estas pérdidas ocurren por tres motivos: por retracción [Ec. 5-13], por fluencia [Ec. 5-8] y las pérdidas por relajación.

Como se detalla en el apartado 4.5, para puentes construidos por dovelas sucesivas hormigonadas in-situ, estos efectos están sujetos a varias condicionantes, algunas de estas inciertas a la hora del diseño, por lo que, para estimar correctamente estas pérdidas es necesario determinar los coeficientes de fluencia y retracción en el tiempo con ecuaciones más rigurosas, dicho esto, las especificaciones de diseño AASTHO LRFD acepta emplear la formulación propuesta por el CEB-FIB 2010 para puentes construidos por segmentos y destaca la realización del procedimiento paso a paso.

Debido a lo expuesto anteriormente, en el cálculo de la deformación del hormigón por retracción y fluencia, se emplea el método general por ser más preciso en este tipo de estructuras construidas evolutivamente. Aunado a estas deformaciones, se debe de considerar la relajación que sufren los torones de pretensado.

En base al método general, la ecuación constitutiva del hormigón en el tiempo [Ec. 5-8] está formada por cuatro términos separados por el símbolo de adición.

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t)} + \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t, t_i)}{E_c(28)} \right) + \Delta\sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad [Ec. 5 - 8]$$

- Primer término: deformación instantánea por una tensión aplicada en t_0
- Segundo término: es la fluencia debido a dicha tensión
- Tercer término: total de las deformaciones instantáneas y de fluencia causado por la variación de las tensiones en cada fase del tablero
- Cuarto término: deformación por retracción

El código modelo CEB-FIB 2010 propone que la deformación por retracción [Ec. 5-9], la cual se relaciona con el cuarto término de la formula general, se calcule en base a la deformación por retracción autógena [Ec 5-10] y a la deformación de retracción por secado [Ec. 5-11].

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) \quad [Ec. 5 - 9]$$

Donde:

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t) \quad [Ec. 5 - 10]$$

$$\varepsilon_{cds}(t, t_0) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_H(H) \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \quad [Ec. 5 - 11]$$

Siendo:

$$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) = -\alpha_{bs} \left(\frac{0.1 \cdot f_{cm}}{6 + 0.1 \cdot f_{cm}} \right)^{2.5} \cdot 10^{-6} \quad [Ec. 5 - 12]$$

$$\beta_{bs}(t) = 1 - \exp(-0.2 \cdot \sqrt{t}) \quad [Ec. 5 - 13]$$

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm})] \cdot 10^{-6} \quad [Ec. 5 - 14]$$

$$\beta_H = \begin{cases} -1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{H}{100} \right)^3 \right] & \text{para } 0.40 \leq RH \leq 0.99 \beta_{s1} \\ 0.25 & \text{para } RH \geq 0.99 \cdot \beta_{s1} \end{cases} \quad [Ec. 5 - 15]$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left(\frac{(t - t_s)}{0.035 \cdot h^2 + (t - t_s)} \right)^{0.5} \quad [Ec. 5 - 16]$$

$$\beta_{s1} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.1} \leq 1.0 \quad [Ec. 5 - 17]$$

$$h = \frac{2A_c}{u} \quad [Ec. 5 - 18]$$

En la ecuación constitutiva del hormigón en el tiempo [Ec. 5-8] el segundo y el tercer término están relacionados con la fluencia del hormigón, por lo que, es preciso calcular el coeficiente de fluencia [Ec. 5-19] para resolver la ecuación; el Código Modelo (CEB-FIB 2010) propone que el coeficiente de fluencia se calcule en base a dos términos: el coeficiente básico de fluencia [Ec. 5-20] y el coeficiente seco de fluencia [Ec. 5-21].

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) \cdot \varphi_{dc}(t, t_0) \quad [Ec. 5 - 19]$$

Donde:

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0) \quad [Ec. 5 - 20]$$

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(H) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0) \quad [Ec. 5 - 21]$$

Siendo:

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1.8}{f_{cm}^{0.7}} \quad [Ec. 5 - 22]$$

$$\beta_{bc}(t, t_0) = \ln \left(\left(\frac{30}{t_{0,adj}} + 0.035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right) \quad [Ec. 5 - 23]$$

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{f_{cm}^{1.4}} \quad [Ec. 5 - 24]$$

$$\beta(H) = \frac{1 - (H/100)}{\sqrt[3]{0.1 \cdot (h/100)}} \quad [Ec. 5 - 25]$$

$$\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_{0,adj}^{0.2}} \quad [Ec. 5 - 26]$$

$$\beta_{dc}(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_h + (t - t_0)} \right]^{\gamma(t_0)} \quad [Ec. 5 - 27]$$

Con:

$$\gamma(t_0) = \left(2.3 + \frac{3.5}{\sqrt{t_{0,adj}}} \right)^{-1} \quad [Ec. 5 - 28]$$

$$\beta_h = 1.5 \cdot h + 250\alpha_{f_{cm}} \leq 1500 \cdot \alpha_{f_{cm}} \quad [Ec. 5 - 29]$$

En la que:

$$\alpha_{f_{cm}} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} \quad [Ec. 5 - 30]$$

$$t_{0,adj} = t_{0,T} \left[\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1.2}} + 1 \right]^\alpha \geq 0.5 \text{ días} \quad [Ec. 5 - 31]$$

Considerando que:

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \exp \left[13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)} \right] \quad [Ec. 5 - 32]$$

a la subestructura. Asimismo, debe de considerarse la interacción de torsión y cortante, ya que, el primero puede reducir la componente vertical del segundo.

Para determinar las regiones que requieran consideraciones torsionales [Ec. 5-37], se debe de evaluar:

$$T_u > \frac{1}{3} \phi T_{cr} \quad [Ec. 5 - 37]$$

Donde:

$$T_{cr} = 0.166K\sqrt{f'_c}2A_0b_e \quad [Ec. 5 - 38]$$

$$K = \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.166\sqrt{f'_c}}} \quad [Ec. 5 - 39]$$

En caso de que sea necesario el refuerzo a torsión, se debe de calcular con un modelo de cerchas diagonales a 45 grados, utilizando la ecuación 5-40.

$$T_n = \frac{2A_0A_vf_y}{s} \quad [Ec. 5 - 40]$$

Donde el refuerzo mínimo adicional a torsión debe satisfacer la ecuación 5-41.

$$A_l = \frac{T_u p_h}{2\phi A_0 f_y} \quad [Ec. 5 - 41]$$

Por otro lado, la resistencia nominal a cortante para una viga cajón postesada debe de disponerse refuerzo cunado $V_u > 0.5\phi V_c$ donde se calcula en base a la ecuación 5-43. La resistencia nominal a cortante V_n se calcula como:

$$\min \begin{cases} V_n = V_c + V_s \\ V_n = \sqrt{f'_c} b_v d_v \end{cases} \quad [Ec. 5 - 42]$$

$$V_c = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad [Ec. 5 - 43]$$

Y se debe de cumplir que:

$$\left(\frac{V_u}{b_v d_v} \right) + \left(\frac{T_u}{2A_0 b_e} \right) \leq 1.25\sqrt{f'_c} \quad [Ec. 5 - 44]$$

Cuando se añade refuerzo local longitudinal, el espaciamiento de las barras no debe exceder los 0.45 m. En cuanto al espaciamiento del esfuerzo transversa, ser de $0.8d \leq 0.9m$ si $V_u < 0.5\sqrt{f'_c}$ y $0.40d \leq 0.45m$ si $V_u \geq 0.5\sqrt{f'_c}$.

MARCO PRÁCTICO

*«No entiendes realmente algo
a menos que seas capaz de explicárselo a tu abuela»
— Albert Einstein*

MARCO PRÁCTICO

Las siguientes líneas presentan la contraparte aplicada de lo expuesto en los capítulos III, IV y V, la cual, se denomina «Marco Práctico». En el presente tomo de la investigación se razona y analiza el tablero del Puente Santa Rita en Honduras, de forma que, se estudie el comportamiento de las condiciones impuestas por esta tipología, se verifique la capacidad estructural según la normativa empleada y se pongan de manifiesto los conceptos abordados en los capítulos anteriores.

Para poder cumplimentar los objetivos de este bloque, primero se procedió con la recopilación de información de cada uno de los aspectos que definirán el diseño, dentro de los que cabe mencionar, antecedentes al proyecto, clima, topografía, materiales, entre otros datos más. Continuando con la metodología, se identifican las acciones que tendrán lugar en este proyecto y acto seguido, se prosigue con el predimensionamiento de la geometría y del pretensado.

Una vez definidas las informaciones necesarias, se procede a la introducción de los datos en el CSiBridge®, un potente software con capacidad de modelado y dimensionamiento para el análisis de estructuras de puentes que incluye un módulo especial para emular la secuencia constructiva con los efectos diferidos, no linealidades geométricas y mecánicas, cualidades que lo catalogan como una herramienta poderosa para el cálculo de las estructuras evolutivas, como lo es el Puente de Santa Rita, ya dentro del software se explica en detalle el proceso y postulados para el modelado, además del desarrollo de la construcción, para posteriormente presentar los resultados y las conclusiones.

Es importante resaltar que para la obtención de las cargas sísmicas y de viento se utilizó el Código Hondureño de la Construcción (CHOC-08), la cual, es la normativa vigente al momento de la realización de esta investigación, para el cálculo de estructuras en la República de Honduras.

Nota inicial: en el presente proyecto se utiliza el punto (.) para representar los decimales.

«La ciencia puede divertirnos y fascinarnos,
pero es la ingeniería la que cambia el mundo»
— Isaac Asimov

CAPITULO VI: PREDISEÑO DEL TABLERO

Para la elaboración de este Trabajo de Fin de Master, se ha seleccionado un proyecto real (como lo define la justificación) donde se sea capaz de analizar el comportamiento de los tableros postesados construidos por voladizos sucesivos, luego de estudiar varias opciones, se ha optado por el Puente Santa Rita en Honduras, en vista de que su perfil encaja con el axioma de esta investigación.

La estructura elegida suplantarán el puente Humuya, el cual, es una obra provisional que conecta a los departamentos de Yoro y Cortés, además, une la zona Atlántica con la zona Central, Oriental y Sur de dicho país.

El siguiente capítulo describe detalladamente el entorno de la obra, condicionantes del diseño y justifica la elección de la tipología. De otro lado, presenta los cálculos obtenidos programando hojas de cálculo y por medio de un proceso iterativo con el software de diseño, asimismo, incluye el predimensionamiento tanto del tablero como del pretensado.

6.1 Datos del proyecto

6.1.1. Descripción del tablero

El viaducto que se plantea para unir los dos puntos que salvan el Rio Humuya está constituida por dos tableros simétricos construidos contiguamente y unidos en los extremos de sus alas de la sección transversal por una junta, es decir, posee una sección resuelta con dos secciones en cajón. Cada tablero se propone para permitir el flujo del tráfico en una dirección, de modo que cada calzada consta de dos carriles de circulación en el mismo sentido, un carril de emergencia (berma) y un adén peatonal. El tablero se proyecta en hormigón pretensado con armadura postesa utilizando el sistema constructivo de avance por voladizos sucesivos, es importante aclarar, que los tableros son similares en cuanto a solicitaciones, dimensiones, materiales y cualquier otra condicionante, por lo que, son idénticos; así, con el diseño de uno queda validado el otro.

En planta, el tablero describe un trazado recto, extendiéndose unos 240 m, divididos en tres vanos que presentan una configuración de 61.5+117+61.5. Esta configuración permite que las dos «T», ejecutadas por dovelas sucesivas, adquieran longitudes simétricas a cada lado, solo siendo necesario una dovela extra en cada extremo del puente que se construirá con cimbra.

En alzado, la superestructura presenta una curvatura desarrollada en tres partes, la primera desde la estación 0+000 hasta la estación 0+061.5, la segunda parte del punto anterior hasta la estación 0+178.5 y la tercera se extiende desde el final de la segunda hasta la estación 0+240. Las columnas presentan elevaciones diferentes, mas no muy variadas, la primera posee una altura de 11.19 m, medida desde la cara superior de la zapata hasta el vértice de unión con el tablero y la segunda 12.42 m, desarrollada en la misma extensión, de ahí se infiere que las pilas se pueden considerar como bajas.

6.1.2. Justificación del sistema

El siguiente proyecto se desarrolla mediante la técnica de voladizos sucesivos hormigonados in-situ, atendiendo a esto, existen varias razones en las que se basa el uso de este sistema para la construcción del puente estudiado, dentro de las que caben citar:

- La economía: como se aborda en el acápite 3.2.1, donde se presentan varias comparaciones de tipologías de puentes con relación a las longitudes y sistemas empleados, es posible concluir que, la técnica de voladizos sucesivos es la que mejor se adapta a la necesidad con los menores costes económicos.
- Conservación y mantenimiento: del mismo modo, conforme a lo expuesto en el apartado 3.3, esta tipología presenta una gran ventaja, puesto que, provee de facilidad para la inspeccionabilidad, atendiendo a su sección transversal, que como bien se aborda en el capítulo V, es uno de los aspectos en los que se enfoca la normativa empleada.
- Adecuación al terreno: una de las características representativas de este sistema es que omite el uso de cimbras, lo cual constituye una razón importante para su elección. En ese sentido, según expresa Hirt, et al. (1989), «La bastante extensa y extremada inclinación del sistema fluvial del Rio Humuya, río arriba de la Zona de Embalse, son capaces de generar devastadoras “inundaciones silenciosas” como resultado de fuertes lluvias en puntos tan lejanos río arriba que río abajo no son percibidas hasta que varía el nivel de las aguas», entonces, es válido afirmar que utilizar cimbras que apoyen sobre el lecho del río, constituye un riesgo para la obra.
- Estética: como bien se sustenta en la sección 3.3.1, esta tipología tiene el potencial de constituir parte del paisaje, lo cual, es una de los aspectos a considerar a la hora de presentar un proyecto de tal importancia.

Hay que mencionar además que, otra de las razones para elegir esta tipología está en la comparativa con otros proyectos similares, con lo que se demuestra la tendencia de los proyectistas a optar por esta tipología con condiciones similares de distribuciones, es posible mencionar el Puente La Gazapa, Colombia, con una distribución de 60+120+60; el Puente «Go Between», Australia, que se distribuye tres vanos 74+117+80, el Puente Betlebrug, Holanda, dividido en 71+142+71 y el Puente Brantas, Indonesia, con 77.5+145+175.

6.1.3. Antecedentes

La estructura objeto de estudio en esta investigación está enmarcada en una serie de precedentes de origen natural que la nueva obra deberá satisfacer. El antiguo Puente La Democracia se construyó a finales de la década de los 70's y colapsó el 28 de junio del 2009. Durante su vida útil este viaducto se vio afectado tras el paso del Huracán Mitchell en 1998, el cual, con vientos sostenidos de más de 180 mph le causó grandes deterioros, luego, en junio del 2009, es destruido el tramo central del puente al no soportar los efectos del sismo de 7.3 en la escala Richter que afectó a Honduras.

6.1.4. Ubicación

El emplazamiento del Puente Santa Rita, estará ubicado en el municipio de igual nombre en el Distrito de Yoro, Honduras (Figura 20) donde en el entorno, la obra se encuentra situada dentro de una zona urbana predominada por viviendas y pequeños comercios.

Esta obra es concebida como uno de los componentes del Corredor Turístico de Honduras con la que se busca salvar el Río Humuya y conectar el tramo desde La Barca hasta El Progreso de dicho proyecto.



Figura 20: Ubicación geográfica del Departamento de Yoro
Fuente: commons.wikimedia.org (2018)

6.1.5. Topografía

Con una vista desde el perfil longitudinal del terreno donde está emplazada la estructura que es objeto de estudio, se puede observar que existe una diferencia de cota, medida desde la rasante del punto más alto del tablero hasta el punto central del lecho del río, de aproximadamente 15 m. Conjunto con esto, es importante mencionar que Santa Rita posee una altitud media de 54 msnm.

Cabe resaltar que la obra se encuentra situada en el Valle de Sula, el cual, está delimitado por la Sierra Mico Quemado al Este y la Sierra Merendón al Oeste y, por otra parte, en obra, el acceso a la zona inferior no presenta mayores inconvenientes.

6.1.6. Peligrosidad sísmica

Honduras es considerado un país de actividad sísmica, pero en menor grado que las naciones contiguas, de hecho, el sismo de mayor magnitud que ha ocurrido allí, fue el que produjo el colapso del puente. No obstante, en base a los registros de los epicentros de los sismos ocurridos en la zona desde 1975-2017 (Figura 21), muestran que Santa Rita está ubicada dentro de la zona de subducción, concentradas en la región del Océano Pacífico que conforman el Cinturón de Fuego del Pacífico.

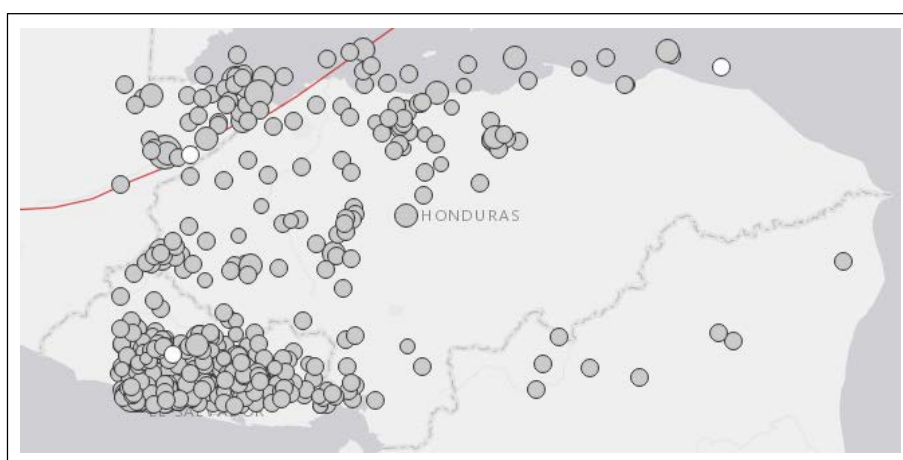


Figura 21: Registro de sismos mayores de 4.5 en la escala Richter desde 1975-2017
Fuente: USGS (2018)

6.1.7. Velocidad del viento

Como bien se ha descrito en líneas anteriores, Santa Rita se encuentra en el Valle de Sula, condición que limita la velocidad del viento en la zona, debido a que, la dirección principal de esta acción es de noreste a sur-sureste, entonces, su trayectoria se ve interrumpida por la Sierra Merendón y la velocidad en la zona es de las menores de Honduras.

6.2 Acciones a considerar

El dimensionamiento y análisis del tablero de este trabajo se realizó bajo las indicaciones prescritas en la AASTHO-LRFD 7^{ma} Ed 2014 revisiones de 2015 donde señala que, para puentes construidos por fases, se tienen que tomar en cuenta las siguientes acciones:

6.2.1. Cargas permanentes

6.2.1.1. Peso propio (DC)

Es la acción que ejerce la estructura sobre si misma debido al volumen de los elementos estructurales que la conforman. En este proyecto los principales materiales empleados son el hormigón, el acero pasivo y el activo.

Los pesos específicos que se utilizan para los cálculos son 25 kN/m³ para el hormigón y 78.5 kN/m³ tanto para la armadura pasiva como la activa.

6.2.1.2. Carga muerta (DW)

Este tipo de carga incluye todos los elementos no estructurales que están dispuestos sobre el tablero, dentro de los que están la superficie de desgaste, las barandas, los postes, tuberías, parapetos, etc.

En este proyecto se han definido las siguientes:

6.2.1.2.1. Carpeta asfáltica

Para mezclas bituminosas, como es el caso de la superficie de desgaste, la AASTHO-LRFD le otorga un peso específico de 22 kN/m³, en base a esto y al espesor teórico de proyecto de 0.05 m, es posible estimar que el peso que transmitirá a la estructura será de 1.1 kN/m².

6.2.1.2.2. Barandas

El puente será diseñado tanto para el tráfico vehicular como de peatonal, por lo que, el tablero albergará un andén para peatones en cada lateral, dicho esto, se dispondrán barandas en los costados externos de la estructura para la protección de los transeuntes de una caída libre desde los bordes de la superestructura.

Como propuesta de diseño se elige la barandilla M013 de la empresa METALESA, la cual, se estima que transmitirá 17 kg/m, equivalente a 0.17 kN/m.

6.2.1.2.3. Parapeto

Para modelar este elemento, se consideran las barreras de contención tipo New Jersey. El parapeto extremo que separa los peatones del tránsito vehicular, posee un área de 0.34 m² y el parapeto central, que separa el tránsito vehicular entre sí, está definido por un

área de 0.24 m², por lo que, el peso transmitido a la estructura es de 8.5 kN/m y 6 kN/m respectivamente. Ambas barreras de protección cumplirán el nivel de contención TL-5.

6.2.1.2.4. Postes

Se considera el peso de postes de alumbrado metálicos en toda la longitud del puente, separados a 10 m uno de otro. En total se emplearán 25 postes con un peso aproximado de 71 kg que a su vez equivale a 0.7 kN.

6.2.2. Cargas variables

6.2.2.1. Carga vehicular (LL)

La especificación de la AASTHO LRFD indica que los puentes de carretera deben de diseñarse con el camión HL-93 circulado por los carriles y debe de consistir en una combinación del camión más la carga distribuida o el tándem de diseño más la carga distribuida.

- El camión de diseño (Figura 22) corresponde a uno de 326 kN. Está compuesto de un eje delantero de 36 kN y doble eje trasero de 145 kN, con una distancia entre ejes traseros de 1.83 m.
- El tándem de diseño (Figura 23) consiste en un par de ejes de 110 kN separados a 1.22 m longitudinalmente y 1.83 m en el plano transversal.
- El factor de presencia múltiple (Tabla 4) es usado para tener en cuenta la probabilidad de la simultaneidad de la carga vehicular en distintos carriles.

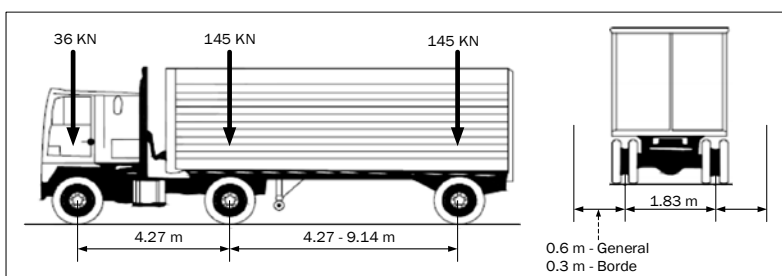


Figura 22: Camión de diseño AASHTO LRFD
Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD

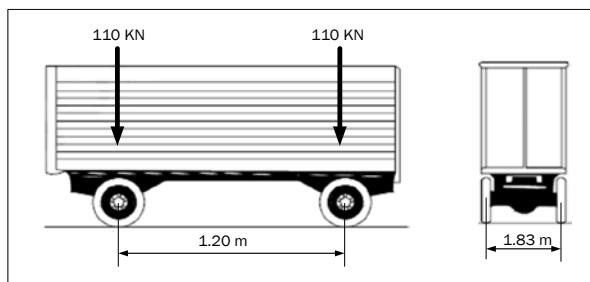


Figura 23: Tándem de diseño AASHTO LRFD
Fuente: Elaboración propia

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple <i>m</i>
1	1.2
2	1.0
3	0.8
> 3	0.65

Tabla 4: Factor de presencia múltiple
Fuente: Adaptado de AASHTO LRFD

6.2.2.1.1. Carga distribuida (LS)

La carga distribuida de diseño en el carril es de 9.3 kN/m repartida de forma uniforme en el eje longitudinal y en el plano transversal en un ancho de 3.0 m, se utiliza para simular una congestión del tráfico en el puente.

6.2.2.2. Carga peatonal (PL)

En puentes donde esté previsto la circulación peatonal, se debe aplicar una carga de 3.6 kN/m² en todas las aceras de más de 0.50 m de ancho y considerar que dicha acción actúa simultáneamente con la carga vehicular en el carril de diseño.

6.2.2.3. Carga dinámica permitida (IM)

Este factor considera el efecto martillo de las ruedas del camión de diseño debido a desperfectos en la superficie de desgaste y características del puente, así como, la respuesta dinámica del puente por largas ondulaciones en el pavimento o excitación resonante porque las frecuencias de vibración entre este y el camión similares.

Este factor solo se aplica a la carga estática del camión de diseño o del tándem mas no a la carga distribuida de diseño y se aplica como $(1+IM/100)$. Donde para los estados límites de fatiga y fractura IM será de 15% y para todos los demás se usará de 33%.

6.2.2.4. Carga de frenado (BR)

Otro de los efectos que se debe de tomar en cuenta a la hora de generar las envolventes de la carga vehicular, son las fuerzas que transmiten las llantas a la superestructura a causa del frenado de los vehículos, entonces, basado en principios de energía, asumiendo una desaceleración constante y considerando toda la longitud del puente, $L=240$ m, se establece que la acción de frenado será la mayor de las siguientes:

- 25 % de la carga de los ejes del camión: 81.5 kN
- 25 % de la carga de los ejes del tándem: 55.0 kN
- 5 % de la carga del camión de diseño más la distribuida: 132.51 kN
- 5 % de la carga del tándem más la distribuida: 127.75 kN

Por lo cual, para este proyecto, la fuerza de frenado es de 132.51 kN. Asimismo, se asumirá que actúa a una altura de 1.80 m, medida desde la superficie de desgaste.

6.2.2.5. Carga de impacto vehicular (CT)

Los valores máximos de la acción de impacto que las barreras de protección vehicular transmitirán al tablero se muestra en la Tabla 5. En todo caso, estos valores no se combinarán con ninguna otra acción. El plano x, y, z corresponde a la dirección longitudinal, transversal y vertical respectivamente.

Acción	Máximos
Fx	118 kN
Fy	-160 kN
Fz	78 kN
Mx	-71 kN-m
My	-44 kN-m

Tabla 5: Valores máximos de la carga de impacto
Fuente: Peña (2016)

6.2.3. Cargas de viento

Para el cálculo de las cargas de viento, se obtuvieron las velocidades de diseño en base a la metodología propuesta por la norma empleada y los datos del mapa de isovelocidades de Honduras (Figura 24), el cual indica la velocidad mínima de diseño según la ubicación de la obra, donde se puede apreciar que para Santa Rita es de 100 km/h.

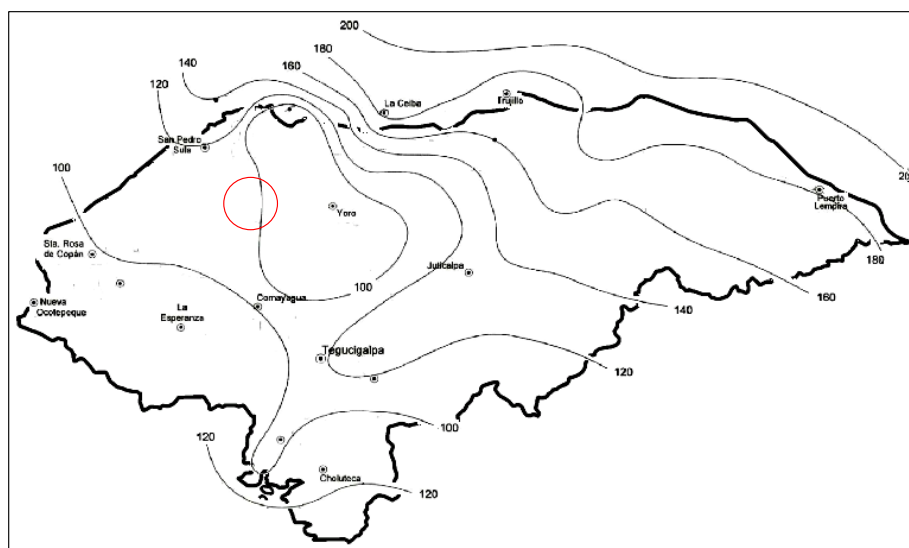


Figura 24: Isovelocidades de Honduras (km/h)
Fuente: Código Hondureño de la Construcción (CHOC-08) (2008)

La velocidad de diseño a la altura del emplazamiento viene dada por [Ec. 6-6]:

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left(\frac{V_9}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad [Ec. 6 - 6]$$

Para este proyecto:

- $V_0 = 13.2$
- $Z = 15 \text{ m}$
- $V_9 = 100 \text{ km/h}$
- $Z_0 = 0.07$

$$V_{DZ} = 110.70 \text{ km/h}$$

6.2.3.1. Presión de viento sobre estructura (WS)

En este tipo de obras, por poseer un componente tipo viga, no aplica la carga a sotavento y la carga total no será menor que 4.37 kN/m, entonces, asumiendo un ángulo de 15°

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{160} \right)^2 \quad [Ec. 6 - 7]$$

Para este proyecto:

- $P_B = 215 \text{ kg/m}^2$ lateral
- $P_B = 30 \text{ kg/m}^2$ longitudinal

$$P_D = 1.00 \text{ kN/m}^2 \text{ lateral}$$

$$P_D = 0.14 \text{ kN/m}^2 \text{ longitudinal}$$

6.2.3.2. Presión del viento sobre vehículos (WL)

La fuerza debe de actuar a una altura de 1.80 m, donde para un ángulo de oblicuidad de 15° las cargas serán de 1.27 kN/m² (WL_T) para la componente normal y 0.18 kN/m² (WL_L) para la componente paralela.

6.2.3.3. Presión del viento vertical

En diseño de puentes sensibles al viento, como es el caso de los puentes por voladizos sucesivos, se debe considerar una componente vertical del viento, evaluada como 0.98 kN/m² * 11.6 m (ancho del tablero), lo que arroja un valor de 11.37 kN/m y se aplica a un ¼ del ancho del tablero en dirección ascendente.

6.2.4. Acción sísmica (EQ)

Para el cálculo de las acciones sísmicas, se toman los parámetros de diseño (Figura 25) establecidos por el Código Hondureño de la Construcción (CHOC-08) para construir el espectro de respuesta (Figura 26) que se introducirá en el software.

Santa Rita se encuentra en zona sísmica 3, por lo que, posee un factor Z de 0.2.

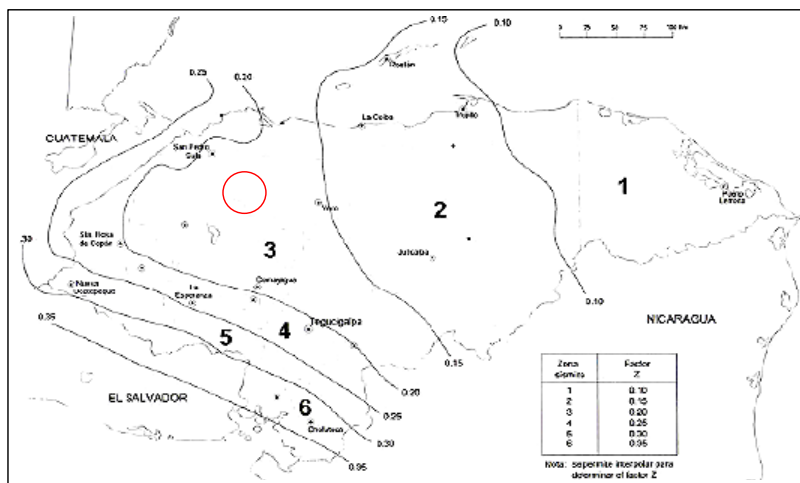
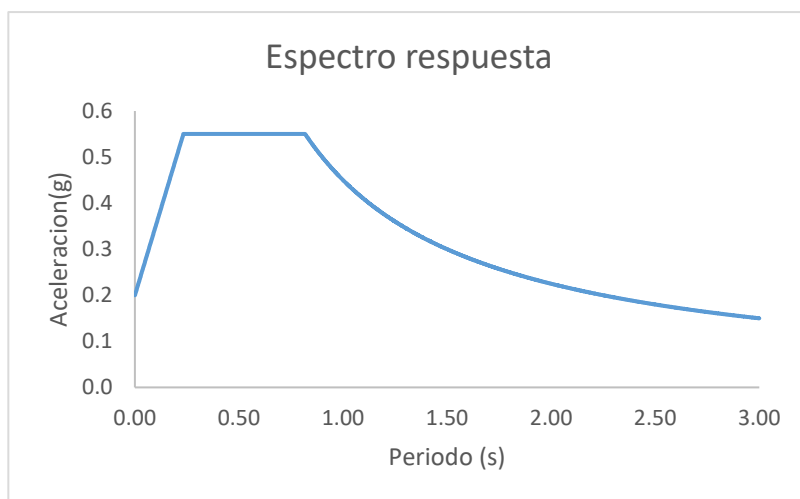


Figura 25: Mapa de zonificación sísmica de Honduras
Fuente: Código Hondureño de la Construcción (CHOC-08) (2008)



T	a
0.000	0.2000
0.233	0.5500
0.817	0.5500
1.000	0.4500
1.500	0.3000
2.000	0.2250
2.500	0.1800
3.000	0.1500

Figura 26: Espectro de diseño del puente según Código Hondureño de la Construcción (CHOC-08)
Fuente: Elaborado a partir de Código Hondureño de la Construcción (CHOC-08) (2008)

6.2.5. Cargas por deformaciones impuestas

6.2.5.1. Carga de temperatura uniforme (TU)

El diseño de la temperatura uniforme se hizo tomando como referencia la temperatura del aire en la zona donde estará el proyecto y al tipo de material usado en la construcción.

Santa Rita, Honduras pertenece a la clasificación climática Aw, según la categorización de Köppen-Geiger, que conforme a históricos presenta una temperatura máxima promedio de 35 °C y una temperatura mínima promedio de 18 °C.

Para el cálculo de los efectos provocados por la deformación térmica, se deberá usar la diferencia entre el límite inferior o superior y la temperatura básica supuesta de la construcción en el diseño.

Donde para una estructura de hormigón

- $\Delta T_{\text{MinHormigon}}$: 8 °C
- $\Delta T_{\text{MaxHormigon}}$: 2 °C

Según los datos registrados en la zona de emplazamiento de la estructura, la temperatura media esperada es de 26.5 °C, por lo que, el rango de las componentes mínimas y máximas serán:

- $T_{\text{MinDiseño}} = T_{\text{Basica}} - \Delta T_{\text{MinHormigon}} = 18 + 8 = 26^\circ\text{C}$
- $T_{\text{MaxDiseño}} = T_{\text{Basica}} + \Delta T_{\text{MaxHormigon}} = 35 + 2 = 37^\circ\text{C}$

El rango en el que la componente uniforme de la temperatura puede variar a lo largo del puente será:

$$\Delta T = T_{\text{MaxDiseño}} - T_{\text{MinDiseño}} = 37 - 26 = 11 \text{ }^\circ\text{C}$$

La máxima variación característica de la carga uniforme de temperatura en contracción y en dilatación para una temperatura de diseño de 26.5 °C será:

$$\Delta T_{\text{, CON}} = T_{\text{BasicaDiseño}} - T_{\text{MinDiseño}} = 26.5 - 26 = 0.5 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{\text{, DIL}} = T_{\text{MaxDiseño}} - T_{\text{BasicaDiseño}} = 37 - 26.5 = 10.5 \text{ }^\circ\text{C}$$

6.2.5.2. Carga de temperatura vertical (TG)

En superestructuras de hormigón, las deformaciones que producirán los cambios de temperatura también se extienden en la profundidad de la sección del tablero, por lo que, se tomará un gradiente de temperatura (Figura 27) basado en el espesor de la capa de asfalto y de la zona climática donde se ubica el proyecto.

Para este proyecto los valores positivos serán:

- $T_1 = 35 \text{ }^\circ\text{C}$
- $T_2 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$
- $T_3 = 0 \text{ }^\circ\text{C}$

Según recomendaciones de la AASHTO LRFD los valores negativos se obtendrán multiplicando por -0.2 los positivos por tratarse de una superestructura cubierta por una capa de asfalto.

La profundidad A será constante a lo largo del tablero por poseer un peralte mayor de 0.40 m y este valor se establece en 0.30 m, conforme lo indicado por la normativa ya mencionada.

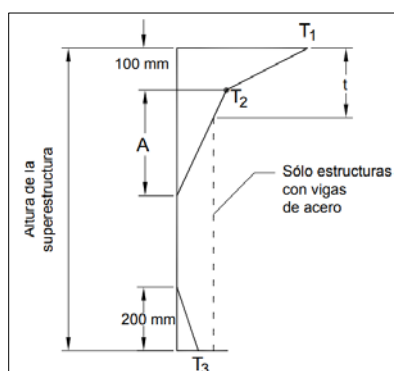


Figura 27: Definición del gradiente de temperatura
Fuente: AASHTO LRFD

6.2.6. Cargas de construcción

6.2.6.1. Carro de avance (CEQ)

En el proceso constructivo se debe de tener en cuenta el efecto del peso de los carros de avance sobre la dovela ya hormigonada, a la cual éste sistema le transmitirá una carga puntual y un momento flector generado por la excentricidad para construir la nueva fase.

Como referencia se toma el carro de avance CVS de la empresa ULMA con una capacidad de 165 ton para ejecutar una dovela de máximo 5 m de longitud. El mecanismo transmitirá una carga puntual de 800 kN y un momento flector máximo de 1700 kN-m a la estructura en cada fase de construcción. Estos efectos luego serán evaluados en todas las combinaciones de acciones.

6.2.6.2. Peso del hormigón fresco (U)

El peso del hormigón fresco de la dovela que se hormigona, se traduce en un momento flector y en una carga puntual en el sentido de la gravedad sobre la cara externa de la fase anterior. Esta acción se debe de tener en cuenta en el diseño de los elementos que componen el puente hasta la fase que se ejecuta.

La magnitud de estas acciones depende de las características del segmento que se ejecuta, por lo que, cada una produce unos esfuerzos distintos; en la Tabla 21 del Anejo I se muestra el valor de estas acciones para cada una de las etapas del proceso constructivo.

6.2.6.3. Carga longitudinal de construcción (CLE)

Se considera una acción longitudinal durante la construcción de 5.5 kN/m.

6.2.6.4. Carga diferencial (DIFF)

Es una carga definida en las especificaciones de diseño, usada únicamente para voladizos sucesivos y se estima en un 2% de las cargas permanentes. Cuantificando el total de estas acciones, se obtiene un valor de 278.75 kN/m, luego, el 2% de esta corresponde a 5.575 kN/m que dividido para el ancho del tablero (11.6 m) resulta en 0.48 kN/m².

6.2.6.5. Sobrecarga de construcción distribuida (CLL),

Es una acción especificada en la norma de diseño, empleada para cuantificar la tolerancia de elementos en el tablero durante la construcción. Estos pueden referirse a los equipos o maquinarias diferentes a los equipos especializados. Para voladizos equilibrados tendrá un valor de 0.48 kN/m² en un voladizo de la «T» y 0.24 kN/m² en el otro, distribuidos en el ancho del tablero.

6.2.6.6. Carga de viento horizontal sobre equipos (WE)

Dicha carga equivale a 4.8 kN/m², sobre la superficie expuesta, a sabiendas de que el área expuesta de los carros varía conforme avanza el puente, se elige el área de la primera dovela por ser la más desfavorable, de forma que, el área será 24 m² y la carga es de 115.2 kN.

6.2.6.7. Carga de viento ascendente (WUP)

Para los voladizos sucesivos, solo se aplica en una ménsula, igual a, 0.24 kN/m²,

6.3 Combinación de acciones

6.3.1. Durante la construcción

Durante la construcción, como se apunta en el apartado 5.2.1.2, se requiere la comprobación de situaciones donde el equilibrio pueda fallar en Estado Limite de Servicio, aquí se comprueba que los esfuerzos principales y la capacidad a flexión están dentro de los rangos admisibles.

En la siguiente tabla (Tabla 6) se muestran las combinaciones a comprobar para el proyecto cuestión de estudio. En todos los casos, se limitan los esfuerzos de tracción de flexión en $0.58\sqrt{f'_c}$ cuando se incluyen las cargas llamadas «Otras» y $0.50\sqrt{f'_c}$ cuando no; por su parte, los esfuerzos principales se limitan a $0.289\sqrt{f'_c}$ y $0.331\sqrt{f'_c}$ si se incluyen o no las cargas «Otras».

COMBINACIÓN	Factores de carga											
	Carga Muerta			Carga Viva		Carga de Viento			Otras			
	DC	DIFF	U	CLL CEQ	CLE	WS	WUP	WE	CR	SH	TU	TG
a	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}
b	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}
c	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.7	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}
d	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	0.7	1.0	0.7	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}
e	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}
f	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}

Tabla 6: Combinaciones en Estado Límite de Servicio, situación de construcción
Fuente: AASTHO-LRFD 7ma Ed, 2014

De igual modo, se emplean las situaciones de máximo y mínimo nombradas en el apartado 5.2.3 del presente documento para el cálculo a flexión y a cortante.

6.3.2. Estado Límite de Servicio

Las estructuras construidas por avance en voladizo, se analizan en Estado Límite de Servicio, donde las compresiones son evaluadas en «Servicio I» y las tracciones en «Servicio III». De igual modo, se evalúa la siguiente combinación DC+DW+CR+SH+TG+EL+PS.

En la siguiente tabla (Tabla 7), se muestran los coeficientes para la combinación de acciones en este Estado Límite para las dos situaciones que condicionan a la obra en cuestión:

Estado Límite/Carga	DC DW PS CR EL SH	LL PL IM LS BR	WS	WL	TU	TG	EQ
Servicio I	1.0	1.0	0.3	1.0	1.0/1.2	γ_{TG}	-
Servicio III	1.0	0.8	-	-	1.0/1.2	γ_{TG}	-

Tabla 7: Coeficientes para la combinación de acciones en Estado Límite de Servicio
Fuente: AASHTO-LRFD 7ma Ed, 2014

6.3.3. Estado Límite Evento Extremo

Con esta combinación se evalúa el comportamiento del tablero ante el sismo de diseño en «Evento Extremo I». A continuación, se muestran los coeficientes para generar dicha combinación (Tabla 8).

Estado Límite/Carga	DC PS DW CR SH EL	LL BR IM PL LS	WS	WL	TU	TG	EQ
Evento Extremo	γ_P	γ_{EQ}	-	-	-	-	1.0

Tabla 8: Coeficientes para la combinación de Estado Límite Evento Extremo I
Fuente: AASHTO-LRFD 7ma Ed, 2014

La siguiente tabla (Tabla 9) muestra los valores de γ_P , γ_{TG} y γ_{EQ} para cada tipo de solicitación:

Tipo de solicitación	γ_P		γ_{TG}		γ_{EQ}
	Máximo	Mínimo	Con LS	Sin LS	
DC	1.25	0.90	-	-	-
DW	1.50	0.65	-	-	-
EL	1.00	1.00	-	-	-
PS	1.00	1.00	-	-	-
CR/SH	1.25	0.90	-	-	-
TG	-	-	0.50	1.0	-
LL IM BR PL LS	-	-	-	-	0.50

Tabla 9: Coeficientes para la combinación de γ_P , γ_{TG} y γ_{EQ}
Fuente: AASHTO-LRFD 7ma Ed, 2014

6.3.4. Caída de un carro de avance

Se tendrá en cuenta el efecto que tendría la caída de un carro de avance durante la construcción del puente, dado que en este tipo de procesos constructivos se busca que las cargas estén compensadas a cada lado de la «T» ejecutada.

Para tener en cuenta este efecto se aplicará una carga de igual magnitud y dirección que los carros de hormigonado, pero en sentido contrario. Esta acción accidental se

considerará en dos momentos posibles, recordando que se aplica para la primera fase, luego de la dovela sobre pila, por lo abordado en el acápite 3.5.3:

- En la operación de avance del carro en la que solo se tomará el peso del carro
- En el hormigonado del segmento en cuestión donde se considerará el peso de la dovela y de equipo.

6.4 Predimensionamiento

Como se ha descrito anteriormente, la obra consiste en dos tableros, los cuales son idénticos (solicitaciones, geometría, materiales, entorno y cualquier otro pormenor), por tal motivo, se presenta el diseño de uno de los tableros, quedando así ambos definidos.

6.4.1. Distribución de vanos

Este es una condicionante del problema, ya que se parte sobre la realidad de que las pilas están construidas. De tal forma, que se tiene una configuración de vanos de $61.5+117+61.5$ haciendo que la solución que se adopte sea congruente con esta distribución.

6.4.2. Variación del canto

Atendiendo al método constructivo adoptado y conforme a lo explicado en el apartado 3.2.1, cuando las luces son mayores a 70 m, se produce un aumento significativo de las solicitaciones a las que estarán sometidas las dovelas más próximas al apoyo, lo que se resuelve proveyendo de mayor canto dichas secciones. Como se aborda en el apartado 3.6.3, lo habitual es disponer la variación del peralte (Figura 28) de forma parabólica.

Para resolver esta parte del diseño, se realizará tomando como referencia otros proyectos de condiciones similares y las recomendaciones de la normativa AASTHO, donde esta última recomienda que para variaciones parabólicas se cumpla que $1/30 > d_1 > 1/50$ para la zona central del vano y $1/16 > d_0 > 1/20$ sobre el apoyo siendo $1/18$ el óptimo.

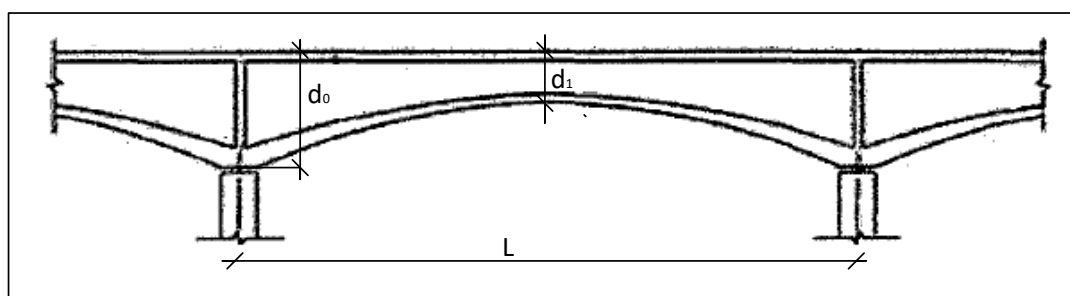


Figura 28: Proporciones geométricas para puentes de sección variable
Fuente: Adaptado de Condori & Machicao (2015)

6.4.3. Curvatura

El tablero desarrolla una curvatura en alzado, la cual, otorga al punto central la máxima altura al puente, está dividida en tres partes, comienza desde la estación inicial hasta el eje de la primera pila describiendo una pendiente constante de 2.8% para luego variar su trayectoria a una pendiente variable que desarrolla su punto más alto en la mitad del vano central con 2.45 m respecto al punto inicial. Finaliza su trayecto una pendiente descendente de 3.45% desde el eje de la segunda pila hasta el estribo final, como resultado, tiene una pendiente negativa total casi imperceptible de 0.32%.

6.4.4. Sección transversal

En cuanto a la elección de la sección transversal, se ha adoptado la sección en cajón en base a lo explicado en el acápite 3.6.4, luego, para dimensionar dicha sección transversal se tendrán en cuenta los parámetros expuestos en el punto anterior, acerca de la variación del canto, aparte, es importante conocer a groso modo cuál sería el trazado de los cables de pretensado, teniendo en cuenta que uno de los parámetros más importantes es proveer de sección suficiente (sin sobredimensionar) a la armadura pasiva y a la activa.

Recordado lo descrito en el apartado 3.7, es posible identificar tres familias de pretensado: construcción, solidarización y continuidad, asimismo, es importante saber que de estas la que demanda especial cuidado es la de construcción, estos se ubican en la zona de unión de las almas y la losa superior, debido a que es posible modificar la geometría en esa zona con acartelamientos (aumento del canto debido al incremento del ancho donde apoya) para proveer una mayor masa de hormigón.

Con esta idea clara, es posible adaptar mejor las dimensiones que propone la norma empleada (AASHTO LRFD) a las necesidades del proyecto, en sus líneas tiene recomendaciones para cada elemento que compone la sección transversal:

- Losa superior e inferior: el espesor será mayor que $L_4/30$ y para la superior mayor que 0.20 m.
- Almas: cuando tengan pretensado longitudinal o transversal, como es el caso de este proyecto, recomienda que su espesor sea mínimo de 0.30 m.
- Voladizos superiores: la longitud del voladizo medida desde el eje de las alas, preferiblemente no será mayor a 0.45 veces la longitud del ala interior, medida desde los ejes del alma.

Del mismo modo, siguiendo orientaciones de otros proyectos similares, cuando se adapta una variación del canto, el espesor de la losa inferior modifica su espesor a la par con este. En la zona central del vano tendrá el menor espesor a 0.20 – 0.30 m y el mayor en la zona de apoyo oscila entre 0.30 – 1.0 m, aunque puede tener un margen de seguridad para limitar la redistribución debido a la fluencia.

En cuanto a los acartelamientos, su uso aumenta la resistencia en la zona de anclaje por ensanchamiento de la sección, es posible afirmar que es recomendable una pendiente 3:1 por proyectos semejantes de otros proyectistas, siempre que se garantice el recubrimiento de los cables de pretensado.

6.4.4.1. Dimensiones

De modo que, la sección transversal (Figura 999) está definida por las siguientes dimensiones:

- Variación del canto: se ha adoptado un canto en el apoyo de 6.0 m y de 2.50 m en la zona central del vano del medio y sobre estribos,
- Losa superior: se toma de 0.26 m de espesor en toda la longitud del puente,
- Almas: se establece un espesor constante de 0.45 m,
- Voladizos superiores: se diseñarán con una longitud de 2.65 m,
- Ancho del cajón: se le provee de 5.4 m medidos desde las caras internas de las almas,

- Losa inferior: en la zona central de los vanos y los extremos se determina un espesor de 0.25 m y de 1.00 m para la zona de apoyo,
- Acartelamiento: se resuelve con 1.00 m en la horizontal y 0.30 m en la vertical para todos los casos,
- Las almas se resuelven rectas por facilidades constructivas.

6.4.4.2. Segmentos

Tomando como referencia otros proyectos de condiciones similares y las recomendaciones bibliográficas descritas en el apartado 3.6.2, se ha definido la siguiente distribución de dovelas:

- La dovela sobre pila posee una longitud total de 9.0 m, 4.5 m a cada lado medidos desde el eje de la columna,
- Las dovelas en voladizo se disponen en dos longitudes: los dos primeros segmentos contiguos a la dovela 0 se dimensionan con 4.0 m de longitud, para optimizar el pretensado, mientras que, las siguientes fases presentan una longitud de 4.5 m cada una,
- Los 4.0 m restantes se resuelven con dovelas sobre estribos ejecutadas con cimbras,
- La dovela de cierre se proyecta con una longitud de 2.0 m.

Con esto, el tablero está configurado por 53 dovelas en total, haciendo un recuento: 2 dovelas sobre pilas, 48 dovelas en voladizo, 2 dovelas sobre estribos y 1 dovela de cierre.

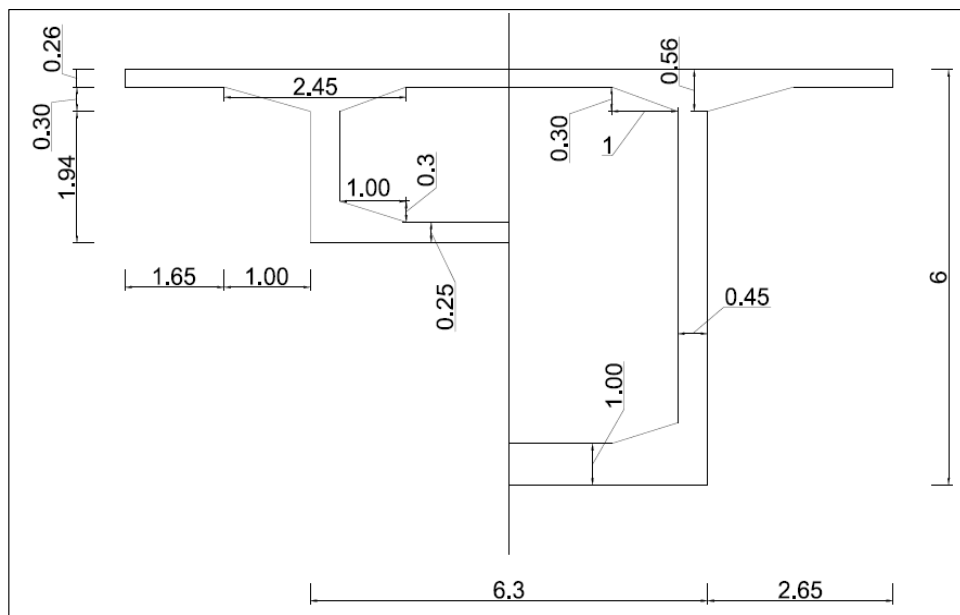


Figura 29: Sección transversal (izquierda: sección sobre estribos y centro de vano, derecha: sección sobre pila)
Fuente 999: Elaboración propia

6.4.5. Definición de la calzada y andén peatonal

Para definir la calzada y la vereda peatonal se parte del ancho total de la sección que, medidos desde los extremos de los voladizos, posee 11.6 m, luego se toma en cuenta la limitación de la norma AASTHO para el ancho de los carriles, la cual recomienda proyectar carriles de mínimos de 3.6 m; de igual forma, recomienda andenes peatonales de mínimo 1.5 m; asimismo, otras imposiciones a tener en cuenta para la distribución seccional del

tablero son el ancho de los parapetos, las barandas y la berma. Entonces, el tablero queda dividido siguiendo las siguientes especificaciones, partiendo desde el borde al centro:

- Andén peatonal: 1.5 m, medidos desde el borde
- Berma: 2.1 m, incluye el parapeto extremo y un carril de emergencia
- Calzada: 7.3 m dividido en dos carriles de 3.65 m cada uno
- Borde: 0.4 m que separa el tráfico de la barrea
- Parapeto extremo: 0.3 m para dividir el tráfico en sentidos contrarios.

6.5 Materiales

6.5.1. Hormigón

Se diseña el tablero con un hormigón de una resistencia característica a compresión (f_{ck}) de 6.0 ksi, aproximadamente 41,360 kN/m² (41.3 MPa). Este parámetro está basado en la recomendación de Wai Fan Chen & Lian Duan (2014) que recomienda un mínimo de 5.0 ksi para puentes por fases y de la AASHTO-LRFD que indica el uso de un hormigón clase P cuando se necesiten resistencias mayores de 4.0 ksi.

Otros datos que se deben de conocer del material son:

- Módulo de deformación instantánea a 28 días : 36267600 kN/m².
- Coeficiente de expansión térmica : $1.08 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Coeficiente de Poisson : 0.2

En este tipo de proyectos para diseñar la estructura se necesita conocer la variación del módulo de elasticidad y la evolución de la resistencia del hormigón en el tiempo, a corto y largo plazo. Esto así por las diferentes edades que tendrá el hormigón de cada dovela conforme se avanza en la construcción del tablero. Las variaciones de estos valores se calcularán con la guía del CEB-FIP 2010 que el software informático CSIBridge® tiene incorporado en su algoritmo de cálculo.

Para la obtención de las resistencias medias a tracción y compresión son empleadas las siguientes ecuaciones [Ec. 6-1] y [Ec 6-2].

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad [Ec. 6 - 1]$$

$$f_{ct,m}(t) = \beta_{cc}(t)^\alpha \cdot f_{ct,m} \quad [Ec. 6 - 2]$$

Donde:

$$\beta_{cc} = \exp \left[s \cdot \left(1 - \sqrt[2]{\frac{28}{t/t_i}} \right) \right] \quad [Ec. 6 - 3]$$

Para este proyecto:

- $s = 0.2$ en la Ec. 6-3, debido a que en este tipo de obras se emplean hormigones con cemento de rápido endurecimiento para poder satisfacer los ciclos de avance.
- $t_i = 1$ día,
- $f_{cm} = 49,360$ kN/m² en la Ec. 6-1, dado que, es igual a $f_{ck} + 8,000$ kN/m².
- $f_{ct,m} = 3587.91$ kN/m² en la Ec. 6-2,

- ◆ $f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^\alpha$
- ◆ $\alpha = 2/3$ por la edad en la que se considera ≥ 28 días.

En tanto que, para el módulo de deformación longitudinal instantáneo para una edad de 28 días está definido por [Ec. 6-4]:

$$E_{c,28} = E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \sqrt[3]{f_{cm}/f_{cmo}} = 36267600 \text{ kN/m}^2 \quad [\text{Ec. 6 - 4}]$$

Para este proyecto:

- $E_{c0} = 21.5 \times 10^3 \text{ MPa}$
- $f_{cmo} = 10 \text{ MPa}$
- $\alpha_E = 1.0$ en la Ec. 6-4, por considerar agregados de cuarcita.

En otro orden de ideas, el módulo de deformación secante para una edad de 28 días del hormigón, es calculado mediante la ecuación [Ec. 6-5]:

$$E_c(t) = E_{c,28} \cdot \sqrt{\beta_{cc}(t)} \quad [\text{Ec. 6 - 5}]$$

6.5.2. Acero

6.5.2.1. Armadura pasiva

El diseño se hace con barras corrugadas normalizadas grado 60 según la ASTM 615, las cuales presentan las siguientes características:

- Limite elástico (f_y) : 413685.5 kN/m²
- Resistencia a la tracción (f_u) : 620528.2 kN/m²
- Módulo de elasticidad (E) : 1.99x10⁸ kN/m²
- Coeficiente de dilatación térmica : 1.17x10⁻⁵ °C⁻¹

6.5.2.2. Armadura activa

Se diseña con tendones formados por torones de 7 alambres helicoidales normalizados por la ASTM A 416-06 de grado 270. Los siguientes datos son extraídos del catálogo de la empresa VSL:

- Diámetro nominal (d) : 15.24 mm
- Sección transversal (A_p) : 140 mm²
- Masa nominal (M) : 1,102 kg/m
- Limite elástico ($f_{p0,1k}$) : 1,676,000 kN/m²
- Carga ultima (f_{pk}) : 1,860,000 kN/m²
- Módulo de elasticidad (E_s) : 1.95x10⁸ kN/m²
- Coeficiente de expansión térmica : 1.17x10⁻⁵ °C⁻¹

6.6 Limitaciones tensionales

6.6.1. Pretensado

La siguiente tabla (Tabla 10) muestra las limitaciones tensionales para los cables de pretensado utilizados en este proyecto, se utilizan tendones de la empresa VSL descritos como acero de baja relajación, entonces, los límites de tensiones en las diferentes situaciones serán:

Condición	Limite
Antes de acuar	$0.9f_{py}$
En zonas de anclaje y acoplamiento luego de acuar	$0.7f_{pu}$
En otros lugares diferentes a las zonas de anclaje, luego de acuar	$0.74f_{pu}$
En servicio, luego de perdidas (f_{pe})	$0.8f_{py}$

Tabla 10: Limitaciones tensionales para la armadura activa
Fuente: AASHTO-LRFD 7ma ed, 2014

6.6.2. Hormigón

La siguiente tabla (Tabla 11) muestra las limitaciones en las tensiones a tracción y a compresión que debe cumplir el hormigón, según diferentes etapas del proyecto:

Condición	Ubicación	Compresión	Tracción	Principal
Antes de las pérdidas	Tensiones longitudinales	$0.6 \cdot f_{ci}$	$0.5 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$	$0.35 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$
	Tensiones principales	$0.6 \cdot f_{ci}$	$0.5 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$	$0.35 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$
Luego de pérdidas	ELS: DC+DW+PS	$0.45 \cdot f'_c$	$0.5 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0.29 \cdot \sqrt{f'_c}$
	ELS: DC+DW+PS+LL+PL	$0.6 \cdot \phi_w \cdot f'_c$	$0.5 \cdot \sqrt{f'_c}$	$0.29 \cdot \sqrt{f'_c}$

Tabla 11: Limitaciones tensionales para el hormigón
Fuente: AASHTO-LRFD 7ma ed, 2014

ϕ_w será igual a 1.00 para este proyecto por cumplir que su relación de esbeltez sea menor que 15.

6.7 Pretensado

Para este proyecto se han definido dos familias de pretensado, cada una diferenciada por las funciones que desempeña dentro de la estructura, así pues, de forma general, el prediseño de la armadura activa es fiel a los siguientes detalles:

- La familia del pretensado de construcción se desarrolla embebida en la losa superior, describe un trazado recto en toda su longitud, con excepción de las zonas de anclaje, donde por razones geométricas, las trompetas de pretensado se encuentran en una posición más baja,
- El pretensado de construcción no genera momentos hiperestáticos, por ser una estructura estáticamente determinada,
- El pretensado de construcción se proyecta para resistir los momentos negativos en fase constructiva, pero una vez la estructura sea continua, los momentos hiperestáticos actuarán conjunto con estos para soportar los momentos negativos en etapa de servicio,
- La familia del pretensado de solidarización obedece la variación parabólica del canto, debido a que se dispone en el interior de esta,
- El pretensado de solidarización se concibe tomando los momentos positivos que soliciten a la estructura en etapa de servicio,
- El pretensado se transmitirá cuando la fase haya alcanzado una resistencia mínima a la compresión de 27.5 MPa,
- Se estiman las pérdidas instantáneas en un 15 % de la fuerza de tesado,

- Se estiman las pérdidas diferidas en un 20 % de la fuerza de pretensado característico inicial (el que se obtiene luego de las pérdidas instantáneas).
- La diferencia entre la fuerza de tesado inicial y la fuerza de tesado final, luego de computadas todas las perdidas, se esperan que sean aproximadamente del 32%.

6.7.1. Pretensado de construcción

Para la familia de pretensado de construcción, la cual, como se aborda en el acápite 3.7.1, adosa cada dovela a la estructura ya erigida en fase constructiva y soporta los esfuerzos generados durante esta etapa, se ha generado una primera envolvente de esfuerzos, conforme a lo establecido en la norma empleada para el diseño y siguiendo la secuencia de construcción; los diagramas creados representan la ley de momentos flectores justo antes de hormigonar la dovela de cierre. Se utiliza esta ley debido a que en esta etapa de la construcción las ménsulas presentan los esfuerzos negativos más desfavorables.

Es importante mencionar que, en la generación de los momentos de diseño, se han considerado las cargas constructivas más desfavorables en los voladizos del tamo central, así que, estos son los esfuerzos utilizados para el cálculo del pretensado. Por otro lado, no se ha calculado un huso de paso, sino que se ha impuesto el recorrido de esta familia para que se sitúen a 0.13 m medidos desde el borde superior de la sección y se establece que en cada fase se tesan dos tendones.

6.7.2. Pretensado de solidarización

Para dimensionar esta familia de pretensado, que tiene la tarea de soportar los momentos flectores positivos que ocurren con la continuidad del tablero, se toma en cuenta el proceso constructivo, debido a que así se consideran las deformaciones impuestas del hormigón y los efectos del pretensado que ha tenido lugar hasta el momento. Inminentemente esta familia

En cuanto a obtención de la envolvente de esfuerzos, se prevé que el momento flector máximo positivo tendrá lugar una vez se haya producido una redistribución completa, en otras palabras, cuando luego de producirse la continuidad, en el tablero hayan tenido lugar el mayor porcentaje de los efectos diferidos y la variación de la ley de momentos flectores es imperceptible. Por su parte, el momento flector mínimo positivo para estimar esta familia de pretensado, se intuye que será al instante de dar continuidad al tablero, puesto que, la redistribución de esfuerzos no se ha alcanzado completamente.

Por lo que se refiere a los esfuerzos utilizados el cálculo, los más desfavorables para el vano central no tienen por qué ser los mismos para los vanos exteriores; esto encuentra su razón de ser en la morfología de este puente (tipo pórtico) donde existe transmisión de esfuerzos entre las columnas y el tablero, entonces, el momento flector de diseño del vano central será diferente al de los vanos exteriores.

Como bien se plantea en el apartado 3.7.3, a pesar de que lo habitual para este pretensado es disponerlo en la losa inferior, existen casos donde puede ocurrir por la losa superior, en ese sentido es importante resaltar que, en el diseño del Puente Santa Rita, al momento de evaluar la estructura a «tiempo infinito» surgen tracciones en la losa superior en los bordes extremos del puente, en las dovelas sobre estribos, que exceden los límites permisibles, por lo que, se hizo necesario disponer de un pretensado superior que absorba estas tracciones y mantenga el correcto comportamiento la estructura.

6.7.3. Definición del pretensado

En la siguiente tabla (Tabla 12) se muestran los valores empleados para el diseño de todas las familias de pretensado, teniendo en cuenta que todos los tendones están formados por 7 cables helicoidales de 0.6 pulgadas de diámetro:

Criterio	Valor
Limite tensional	1,376,000 kN/m ² .
Coefficiente de rozamiento en curva	0.18
Coefficiente parásito	0.001 m ⁻¹
Deslizamiento de cuñas	0.006 m
Radio mínimo de curvatura	6-16: 6.4m
	6-24: 7.7m
	6-26: 7.7m

Tabla 12: Datos generales para la definición de tendones
Fuente: Elaboración propia a partir de VSL

Luego de un proceso iterativo para el encaje de los torones de todas las familias de pretensado que cumplan todas las demandas, tanto en construcción como en servicio y a «tiempo infinito» se establece que:

La familia del pretensado de construcción (Figura 30) consistirá en tendones de 26 cordones tesados desde un extremo de forma alternada hasta las fases Fase 4d y Fase 16i, desde aquí en adelante, se tesarán de ambos lados. En total se dispondrán 52 tendones, 26 por cada «T», entonces, se dividen en 2 por fases y 1 a cada lado en la zona de acartelamiento; en esta familia cada tendón se tesará con una fuerza de 5000 kN.

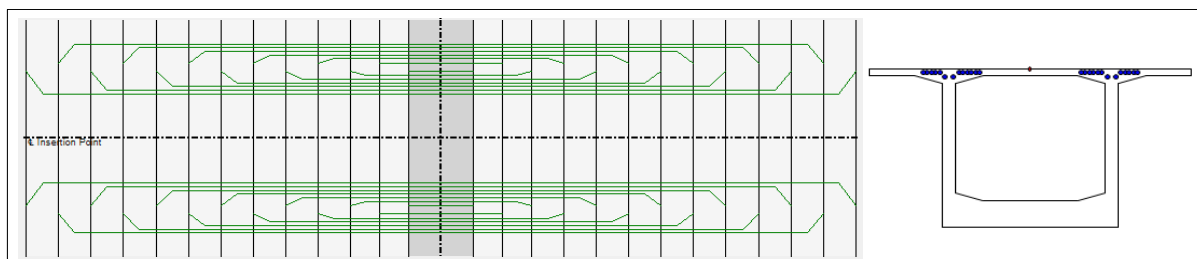


Figura 30: Ubicación de la familia de pretensado de construcción para cada «T»
Fuente: Extracción de CSiBridge

La familia de pretensado de solidarización (Figura 31) atiende a la zona donde serán dispuestos los torones, así pues, en el vano central se dispondrán en total 20 tendones de 24 cordones cada uno. El pretensado que une las fases 11d-23i, 10d-22i, 9d-21i y 8d-20i estará compuesto por 2 torones tesados desde un extremo alternado, en cuanto al resto de la familia, se distribuirán en 4 por fases tesados desde ambos extremos. Cada uno de estos tendones se tesarán con una fuerza de 4630 kN.

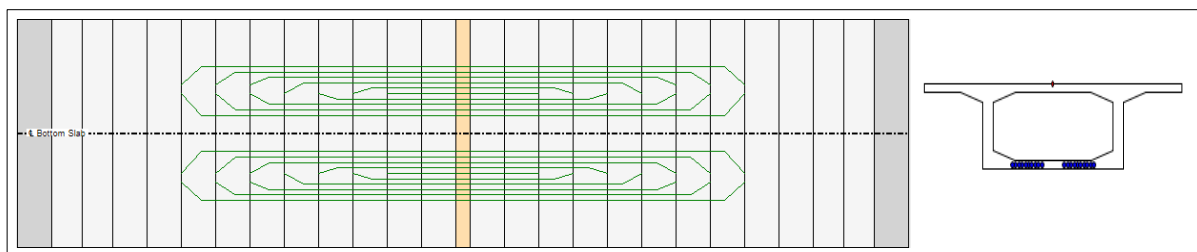


Figura 31: Ubicación de la familia de pretensado de solidarización central
Fuente: Extracción de CSiBridge

Para los vanos laterales, en la losa inferior, se dispondrán 6 tendones en cada vano conformados por 16 cordones que serán tesados desde el extremo más próximo al estribo, en la losa superior, se utilizan 2 tendones por vano de las mismas características. En todo caso, todos los torones de esta familia se les aplica una fuerza de 3086 kN.

En la siguiente figura (Figura 32), se muestra en la primera imagen la disposición del pretensado en la losa inferior y en la segunda se representa el pretensado que discurre por la losa superior del tablero.

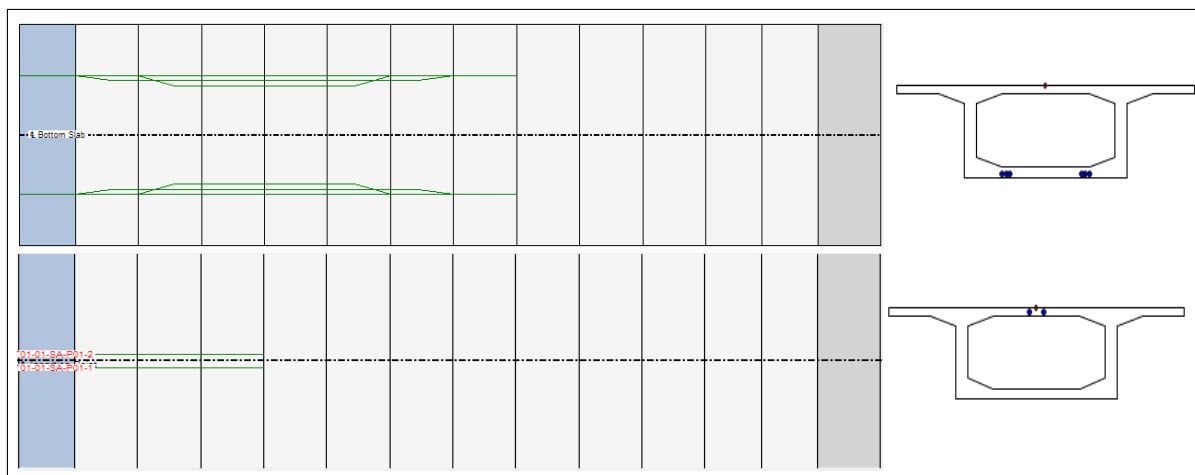


Figura 32: Ubicación de la familia de pretensado de solidarización lateral
Fuente: Extracción de CSiBridge

«No basta tener un buen ingenio, lo importante es aplicarlo bien»
— René Descartes

CAPÍTULO VII: MODELO DE CSiBRIDGE

CSiBridge es un programa informático para el modelado, análisis y diseño de puentes, el cual, posee un módulo integrado para reproducir la secuencia constructiva de las estructuras y permite realizar los cálculos teniendo en cuenta la variación en el tiempo de las características de los materiales (resistencia, módulo de elasticidad...) y los factores que inciden en esto. Asimismo, permite la realización de los cálculos basados en los criterios de las normas más empleadas y ofrece la posibilidad de realizar las comprobaciones tensionales, a flexión longitudinal y cortante.

Es a bien aclarar que una de las características del software, es que realiza los cálculos con los detalles de sección bruta, lo que no resulta en variaciones despreciables, debido a que las diferencias entre la sección bruta, la homogenizada y la neta es mínima, casi imperceptible. De otro lado, en etapa de servicio, los resultados están del lado de la seguridad, esto se justifica en que las características de la sección homogénea son mayores que la bruta. En ese mismo sentido, pero en fase constructiva, la variación de las secciones transversales a medida que se avanza con el puente produce valores que pueden ser mayores o menores a los obtenidos con estos datos, así pues, utilizar las características de sección bruta supone una aproximación aceptada para garantizar la fiabilidad de los datos.

Basado en lo anteriormente expuesto, las líneas de este capítulo tienen como objeto mostrar el proceso y los criterios para el modelado del puente en el software.

7.1 Modelo global

Este modelo está compuesto por un conjunto de barras espaciales en el que se reproducen todos los elementos del puente. Se emplea para la obtención de los esfuerzos y desplazamientos longitudinal y transversalmente, mas no es capaz de reproducir la flexión transversal de la losa superior del tablero.

La creación del modelo en el software CSiBrdge® está definido por los siguientes parámetros:

- El puente desarrolla una trayectoria recta, siendo fiel a la concepción del mismo,
- En el modelo, el eje global X coincide con la longitud del tablero, el eje global Z se corresponde con la altura, mientras que, en el eje global Y se desarrolla el ancho de la sección.

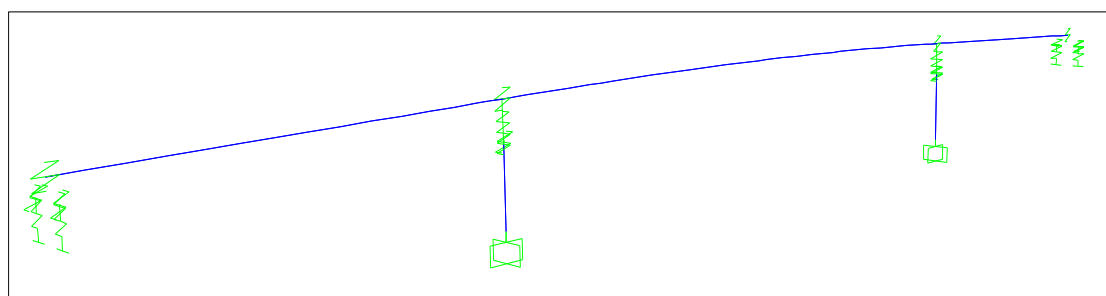


Figura 33: Modelo global
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

- El tablero se modela describiendo la curvatura definida en el apartado 6.4.3,
- Las unidades empleadas en todo el proceso son kilo-Newton (kN), Metros (m) y grados centígrados (°C).
- El tablero se modela con una pendiente transversal del 2% que es otorgada con la opción de «superelevation»,
- Las fases en la construcción evolutiva se añaden coincidiendo con la directriz de la cara superior del tablero, en ese sentido, el software traslada los esfuerzos al centro de gravedad de la sección para la obtención de los resultados,
- El modelo global se discretiza en tramos de máximo 4.5 m, de forma que los resultados obtenidos coincidan con el final y el inicio de cada fase,
- La unión columna-tablero se ha considerado como empotramiento perfecto en todas las fases del proyecto,
- A pesar de que el puente se proyecta con dos diafragmas rectos, concebidos como la prolongación de las paredes de las columnas, para los cálculos es más desfavorable considerar un diafragma simple, por lo que, las uniones pila-tablero atienden este detalle para su modelación,
- Para representar los apoyos elastoméricos que soportan al tablero sobre los estribos, se han creado dos elementos por estribo que poseen las rigideces del neopreno GDK-06 de la empresa GRANOR. Se ha empleado este, el cual es uno de los de mayor capacidad, para que no haya distorsión de los resultados en esos puntos, este posee una rigidez a compresión de 1,187 kN/mm y 2.4kN/mm rigidez media a cortante.
- Los efectos del peso propio se cuantifican en la cara externa de la dovela sobre la que se apoya la nueva fase constructiva,
- En las cargas de sismo se han creado dos casos de carga en los que se considera el 100% de la fuerza en un sentido, más el 30% en el otro y viceversa,
- Las zapatas en el modelo se idealizan proporcionando a las columnas de empotramientos rígidos en su base,
- Se evaluó la carga de impacto vehicular en el medio del vano central, es decir, a 120m medidos desde cualquiera de los estribos.

7.2 Cargas variables

Para reproducir la sobrecarga vehicular, se crearon dos clases de vehículos, el primero se trata de la carga peatonal y el segundo es la envolvente de los HL-93 (camiones de diseño de las especificaciones AASTHO) conformado por cuatro tipos de vehículos:

- Las cargas puntuales de los ejes del camión considerando la sobrecarga vehicular
- Las cargas puntuales de los ejes del camión de sin considerar la sobrecarga vehicular
- Las cargas puntuales del tándem de diseño considerando la sobrecarga vehicular
- Las cargas puntuales del tándem de diseño sin considerar la sobrecarga vehicular

La acción de la carga peatonal se ha modelado como un carril cargado sobre el área donde está el andén peatonal, esto se considera así por recomendaciones de la AASTHO LRFD, la cual, indica que cuando la carga peatonal pueda actuar conjunto con la vehicular, esta se debe de considerar como otro carril más.

7.2.1. Definición de trenes de carga

Dentro de la definición de los vehículos, una de las características que tiene el software, es la posibilidad de crear los trenes de cargas a partir de los camiones de diseño definidos por el usuario o según la norma empleada, esta capacidad también es aprovechada para considerar la fuerza de frenado (BR) y la carga dinámica permitida (IM), entonces, los vehículos creados tienen en sus cálculos el efecto de estas acciones.

7.2.1.1. Fuerza de frenado (BR)

A continuación, en la figura (Figura 34) se muestra cómo se tiene en consideración esta carga, la cual, será el mayor de: el 25 % de la carga de ejes o el 5 % de los ejes más la carga uniforme.

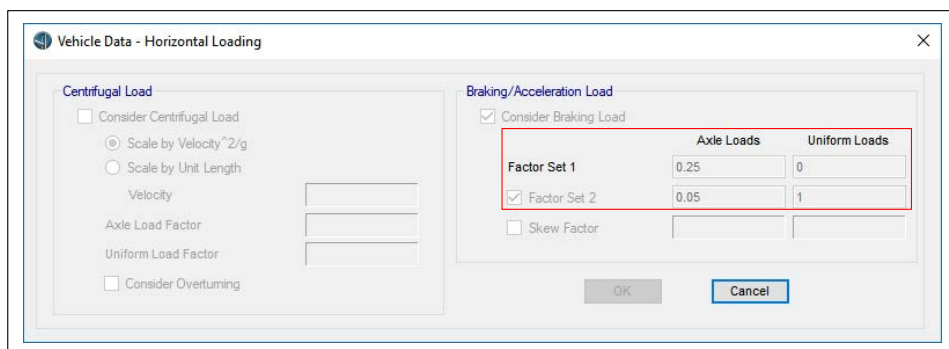


Figura 34: Introducción de la carga dinámica permitida en CSiBridge
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

7.2.1.2. Carga dinámica permitida (IM)

Esta acción se introduce en la definición de los vehículos, ya que, al momento de especificar las cargas de los ejes, esta se puede multiplicar por un coeficiente definido por el usuario (Figura 35), así pues, se aprovecha esta opción y se tiene en cuenta dicho parámetro de la normativa. El coeficiente empleado es 1.33 porque para los Estados Límite evaluados es el 33 %.

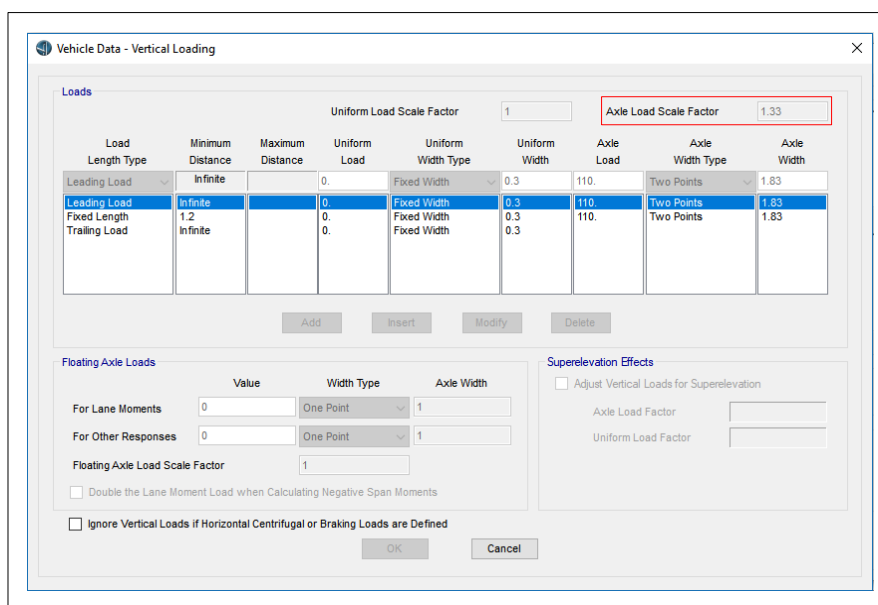


Figura 35: Introducción de la carga dinámica permitida en CSiBridge
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

7.2.2. Carriles

El carril derecho (azul) se modela con el borde izquierdo como interior y el borde derecho como exterior, por su parte, en el carril izquierdo (rojo), ambos bordes se proyectan como interiores, esto se considera así para coincidir con la especificación de los vehículos de diseño de la norma y los definidos en el software donde se consideran distancias diferentes si se espera, o no, flujo vehicular constante en el carril contiguo. El carril de emergencia (magenta) no se diseña con carga vehicular, debido a que no es para el uso regular, por su parte se diseñó un carril peatonal (celeste) donde está diseñado el andén peatonal para pasear el vehículo creado con la acción de los peatones.

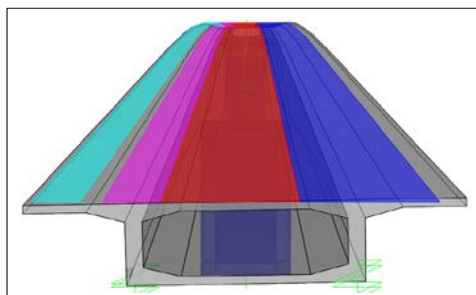


Figura 36: Definición de carriles en CSiBridge
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

7.3 Variaciones paramétricas

La variación del canto y de la losa inferior se han definido con variaciones paramétricas dentro del software. En esta definición longitudinalmente se toma como referencia el eje de las pilas y verticalmente el punto inicial será el que posea la sección introducida. En ese sentido, cabe resaltar que la sección transversal definida fue la sección de estribos/mitad del vano central.

A modo de ejemplo, para definir el vano central se inicia desde 3.5 m de altura (porque es la diferencia de canto entre las secciones), luego se describe una línea recta de 2.5 m (mitad del ancho de las pilas), se continua con una parábola que verticalmente inicia desde el punto anterior hasta llegar a cero (canto de la dovela definida) con una longitud de 58.5 m (la mitad del vano). Después describe otra parábola que inicia desde el punto anterior hasta 114.5 m (longitud antes de llegar a la pila), con una altura final de 3.5 m, para terminar con una línea recta de 2.5 m.

Para la definición de la losa inferior, se realiza el mismo procedimiento anteriormente descrito, recordando que se toma como referencia el borde inferior de la sección definida, la variación en altura es de 0.75 m, debido a que esa es la diferencia entre espesores de la losa inferior de la sección transversal de referencia y la que se desea alcanzar, puesto que, la sección de referencia posee un espesor de 0.25 m.

7.4 Proceso constructivo

El proceso constructivo está condicionado por el uso de dos pares de carros de avance. Los trabajos inician con la subestructura (zapatas, pilas y estribos) para luego continuar con las dovelas sobre la pila, una vez completada esta fase, se inician los respectivos voladizos de ambas «T», culminando con las fases sobre estribos; acto seguido, se concluye dando continuidad al tablero con la dovela de cierre.

Dentro del software, los segmentos se han modelado como atendiendo a su posición en el tablero, de modo que las fases sobre estribos usan el tipo «rigid», mientras que, las fases sobre columnas son consideradas como «pier table», a la dovela de cierre le corresponde «closure» y los demás segmentos del voladizo se clasifican como «CIP» para especificar que son hormigonados in-situ. Es bueno apuntar que, para la verificación de los esfuerzos admisibles, se crearon combinaciones de cargas a partir de las envolventes creadas con las situaciones de carga de cada Estado Límite.

Para una fase constructiva, se consideraron las acciones que inciden según la combinación que se genere, pero siempre siguiendo la secuencia que muestra la siguiente tabla (Tabla 13):

No.	Acción	Duración	Predecesora	Factor
1	Avance de carros	1	Fase anterior	Según combinación
2	Sobrecargas de construcción	7	Fase anterior	Según combinación
3	Preparación de armado	3	Fase anterior	Solo pasa el tiempo
4	Peso del hormigón fresco	0	3	1 (agregar la carga)
5	Hormigonado	3	3	Según combinación
6	Peso del hormigón fresco	0	5	-1 (para retirar la carga)
7	Acciones	3	5	Según combinación
8	Tesado	1	5	Según combinación

Tabla 13: Proceso constructivo en CSiBridge
Fuente: Elaboración propia

En el caso de la carga por hormigón fresco, se considera a 0 días debido a que su efecto desaparece cuando se hormigona el otro frente y este proyecto se concibe para que ambas ménsulas se fundan el mismo día. Las acciones finales se refieren a las cargas de viento, temperatura y demás que actúan según la combinación que se esté evaluando

7.5 Materiales

Para los efectos diferidos del hormigón y de la armadura activa, se modifican las condiciones de los materiales de forma que se cuantifique su efecto, utilizando la formulación del Código Modelo, descrita en el apartado 5.5.2, con los siguientes datos:

La Figura 37 muestra la introducción de los datos de la Tabla 14 en el software empleado para el cálculo, mientras que, dicha tabla muestra los parámetros de diseño para los efectos de retracción y fluencia del hormigón:

Dato	Valor
Humedad relativa	75%
Tipo de cemento	42.5R

Tabla 14: Datos para la definición de los efectos diferidos del hormigón
Fuente: Elaboración propia

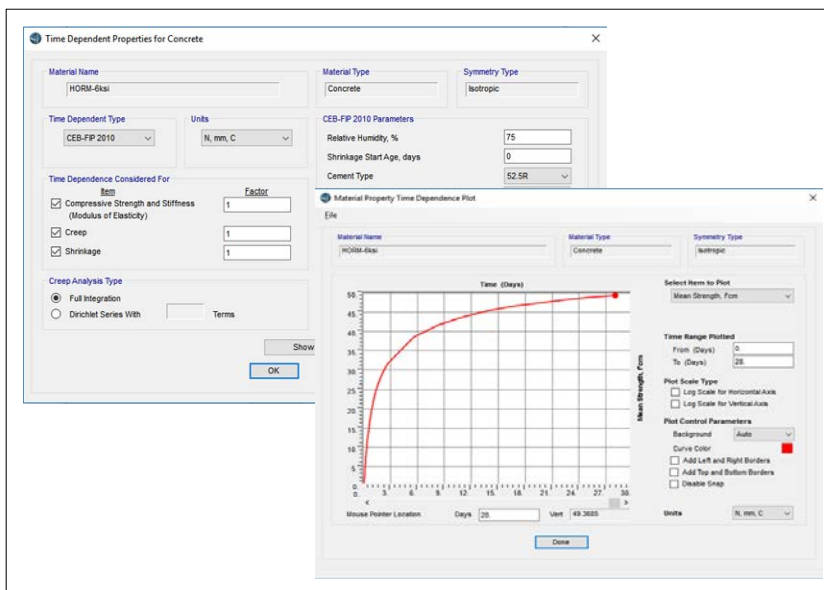


Figura 37: Definición de los efectos diferidos del hormigón
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

Para la armadura activa cabe resaltar que en la definición del coeficiente de relajación se le proporciona la relación entre la fuerza aplicada y la última que es de 0.74, con la finalidad de observar gráficamente el comportamiento de dicho elemento.

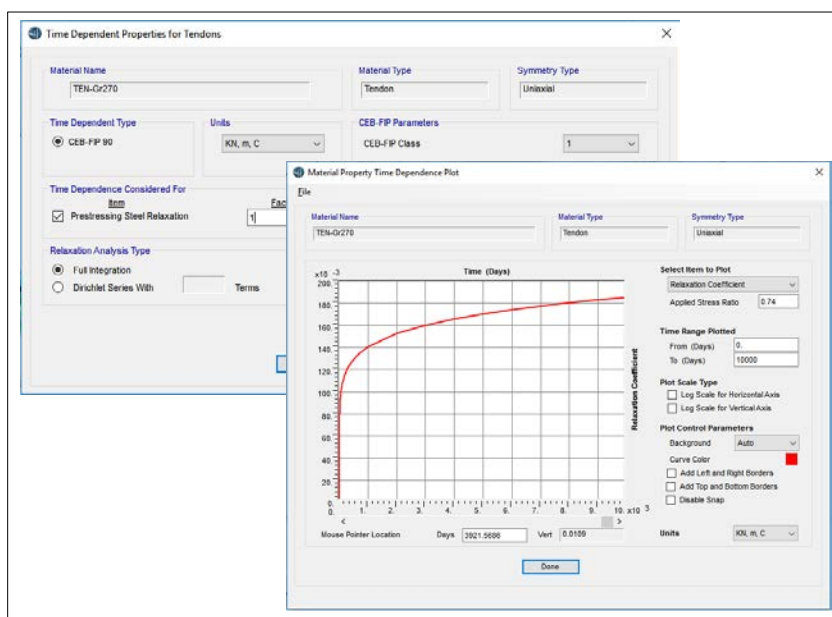


Figura 38: Definición de los efectos diferidos para la armadura activa
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

En la siguiente figura (Figura 39) se muestra la definición de uno de los tendones de pretensado, más específicamente, del pretensado de la familia de construcción. Es conveniente indicar que, posee una fuerza de tesado inicial de 5000 kN, como se detalla en la sección 6.7.3, que equivale aproximadamente al $0.74f_{pu}$ y resaltar el hecho de modelarlos como «elementos» para que el programa calcule las pérdidas diferidas a partir de las propiedades definidas a los materiales y activando la casilla de los efectos del tiempo en la creación de los programas de trabajos. Es por tal razón, porque se modelan como «elementos», que las casillas abarcadas por el título de «Other Loss Parameters» son

igualadas a cero, ya que, si fueran modelados como «fuerzas» debería de asignarse al programa un estimado de las pérdidas por retracción, fluencia, acortamiento elástico y relajación.

En cuanto al cálculo de las pérdidas instantáneas, se precisa definir las características del tendón, como son: el coeficiente de rozamiento en curva, con valor de 0.18; la longitud de la penetración de cuñas, igual a 0.006 m; el coeficiente parásito o de rozamiento en recta equivalente a de 0.001 m⁻¹. Por último, se establecen el diámetro de conducto por donde discurren los torones y el radio mínimo de doblado, proporcionado por la casa comercial y dependiente de la cantidad de cables, en este caso el primero con valor de 0.127 m y el segundo igual a 7.7 m.

The screenshot shows the 'Tendon Parameters' dialog box with the following settings:

- Tendon Parameter Name:** s-VSL_6-26
- Units:** kN, m, C
- Tendon Load Pattern:** PRETENSADO
- Tendon Parameters:**
 - Prestress Type: Post Tension
 - Jack From: Both
 - Material Property: TEN-Gr270
 - Tendon Area: 0.00364
 - Based on Tendon Size: 1 Tnd(s) 0.6"-26
 - Max Discretization Length: 5
- Tendon Modeling Options:**
 - Model As Loads
 - Model As Elements
- Load Type:**
 - Force
 - Stress
- Tendon Load:**
 - Force (kN): 5000
 - Stress (kN/m²): 1.376E+06
- Design Parameters:**
 - Bonding Type: Bonded
 - Duct Diameter: 0.127
 - Min Duct Bend Radius: 7.7
- Loss Parameters:**
 - Curvature Coefficient (Unitless): 0.18
 - Wobble Coefficient (1/m): 0.001
 - Anchorage Set Slip (m): 0.006
 - Other Loss Parameters:
 - Elastic Shortening Stress (kN/m²): 0
 - Creep Stress (kN/m²): 0
 - Shrinkage Stress (kN/m²): 0
 - Steel Relaxation Stress (kN/m²): 0

Figura 39: Definición de los parámetros del tendón de pretensado de la familia de construcción
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge.

7.6 Definición del peso del hormigón fresco

Para definir correctamente esta acción, se procede a determinar el peso que cada dovela le transmitirá a la estructura multiplicando su volumen por el peso específico del hormigón para la carga puntual y dicha carga puntual por la excentricidad (mitad de longitud de la sección) para obtener el momento, entonces, una vez cuantificadas se crearon Patrones de Carga para cada una de estas, esto así, para que cuando se creen las combinaciones a partir de los Casos de Carga no lineales, sea posible ubicarlas en el lugar correspondiente. Esta misma técnica se empleó para la carga de impacto y para la situación de caída de carro de avance.

«Es preferible obtener una respuesta razonablemente aproximada, pero rápida que indique si el diseño funciona o no, que invertir más tiempo y obtener el mismo resultado solo que con más decimales»
— Robert L Norton

CAPÍTULO VIII: RESULTADOS

En el presente capítulo presenta un análisis de diseño de un proyecto real de forma que se manifiesten los conceptos discutidos en capítulos anteriores. Se discuten los resultados de la modelación del Puente Santa Rita extraídos del software de cálculos. En este capítulo se documentan los efectos en tres etapas diferentes: etapa constructiva, etapa de servicio y a «tiempo infinito», que como bien se aclara en líneas anteriores esta última corresponde a un lapso de 30 años equivalentes a 10000 días.

Importante saber que el análisis, cálculo y diseño de esta estructura está limitado a los resultados que permite el software empleado, en donde solo se representa el modelo global, en otras palabras, algunas comprobaciones como rasante y flexión trasversal quedan fuera del estudio de este proyecto.

8.1 Etapa constructiva

El análisis de la estructura en este período de su vida, se realiza empleando las acciones definidas en el apartado 6.2.6 y combinándolas según lo indicado en el acápite 6.3.1.

Durante su avance en la construcción, se han controlado los esfuerzos tanto en la fibra superior como inferior de la sección a partir de la envolvente de las combinaciones, es a bien aclarar que las combinaciones «d», «e» y «f» están indicadas para los equipos de izado en elementos prefabricados, por lo que, no corresponden al caso de estudio porque se trata de una obra hormigonada in-situ.

Otra de las condiciones que se establece es que, en el hormigón, el esfuerzo compresión debido a las cargas de construcción no deben ser mayores que $0.5f'_c$, donde f'_c es la resistencia a compresión al momento de aplicación de la carga. En cuanto al límite a tracción, debido a que se consideran las cargas llamadas «Otras», será de $0.58\sqrt{f'_c}$. La siguiente tabla (Tabla 15) muestra los valores de los límites según la etapa que se evalúa.

Condición	Límite
Compresión por cargas constructivas	13.75 MPa
Compresión para la envolvente	16.50 MPa
Tracción en todas las fases	2.35 MPa

*Tabla 15: Limitaciones tensionales en etapa constructiva
Fuente: AASHTO-LRFD 7ma ed, 2014*

Debido a que las dos «T» están solicitadas por las mismas acciones y se ejecutan a la par, solo se analiza la evolución de una de ellas, de forma que la otra quede validada con el cumplimiento de la primera.

A continuación, se mostrarán los estados tensionales durante la etapa constructiva para la combinación «a» y luego se presenta en formato de tablas los valores para las demás combinaciones. Las situaciones presentadas corresponden al momento luego de avanzar los carros de hormigonado, donde ya se ha completado la fase. Las secciones utilizadas para representar el comportamiento corresponden a: la Fase 1, la Fase 4 y la Fase 8.

La siguiente figura (Figura 40) atañe a los mapas de esfuerzos producidos por la combinación de construcción «a», donde la primera columna pertenece con la Fase 1, la segunda con la Fase 4 y la tercera con la Fase 8.

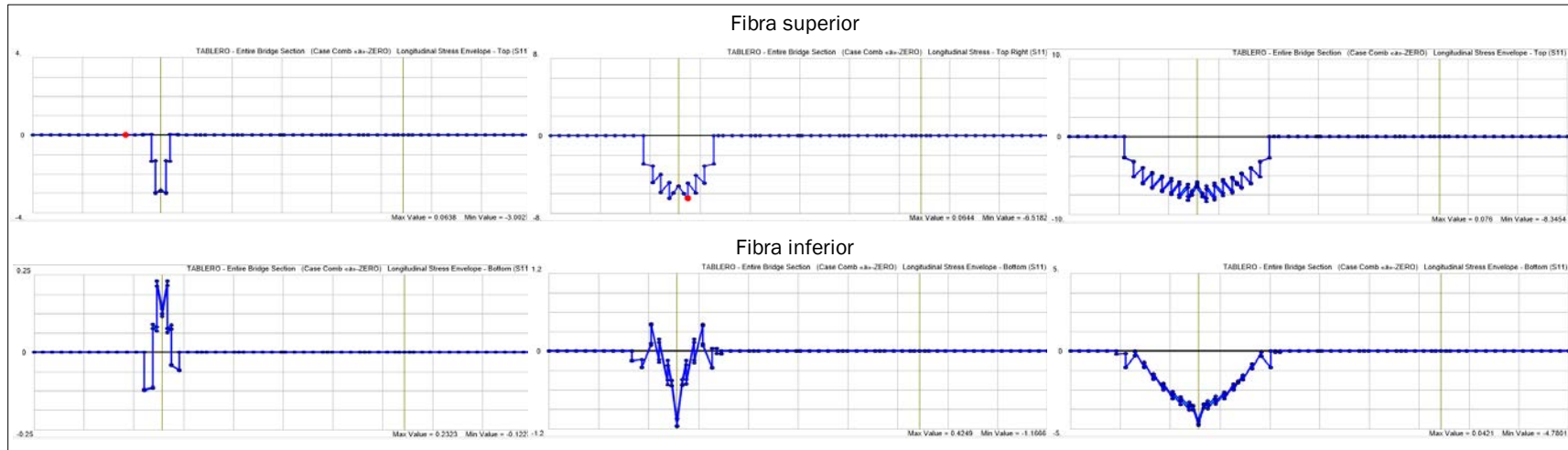


Figura 40: Mapas tensionales combinación «a» en etapa constructiva
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

8.1.1. Análisis

Luego de observar los resultados es posible identificar algunos detalles importantes de la etapa constructiva, donde cabe mencionar que:

- Se observa un pico en las compresiones de la Fibra inferior y en las tracciones de la Fibra superior en donde se ubica el diafragma sobre la pila, esto se debe a que la columna tiene un efecto punzante en la sección del tablero y al detalle de modelación de considerar un diafragma simple.
- Se observa cómo en la Fibra inferior, luego de tesar, aparecen tracciones. Aunque dichas tracciones están controladas, en el caso de que no se admita la descompresión, es una condición arduamente compensable. Esto así, debido a que se trata de una característica intrínseca del método empleado porque el pretensado se encuentra fuera del centro de gravedad y genera tracciones que se equilibran con el peso propio de la fase siguiente.
- En ese sentido, cabe destacar que a medida que se avanza en la construcción de las ménsulas, las tracciones de la Fibra inferior están cada vez más compensadas, debido al efecto en cadena del peso propio de la estructura y a que la fuerza de tesado es la misma en cada fase.

En los mapas presentados se observan un aumento de las compresiones para la fibra inferior y un ligero incremento de las tracciones en la fibra superior para los puntos extremos, esto tiene su razón de ser en el peso de los carros de avance que, en los diagramas presentados, ya han sido trasladados para la ejecución de la siguiente fase.

En la siguiente tabla (Tabla 16) se detallan los valores de los esfuerzos para las fases representativas de la etapa constructiva, donde se puede constatar el cumplimiento de los límites tensionales para todas las combinaciones.

Fase	Combinación	Tensión	Fibra superior	Fibra inferior	Límite
Fase 1	a	Tracción	0.06	0.23	2.35
		Compresión	3.00	0.12	16.50
	b	Tracción	0.06	0.23	2.35
		Compresión	3.00	0.12	16.50
	c	Tracción	0.06	0.28	2.35
		Compresión	3.05	0.12	16.50
Fase 4	a	Tracción	0.06	0.42	2.35
		Compresión	6.65	1.17	16.50
	b	Tracción	0.06	0.43	2.35
		Compresión	6.65	1.17	16.50
	c	Tracción	0.06	0.51	2.35
		Compresión	7.00	0.75	16.50
Fase 8	a	Tracción	0.08	0.04	2.35
		Compresión	8.35	4.78	16.50
	b	Tracción	0.08	0.04	2.35
		Compresión	8.35	4.78	16.50
	c	Tracción	0.07	0.21	2.35
		Compresión	9.29	3.86	16.50

Tabla 16: Esfuerzos durante etapa constructiva
Fuente: Elaboración propia.

Una vez terminado el análisis de la evolución de la estructura en fase constructiva, se ha requerido al software de cálculos las siguientes imposiciones de diseño durante la construcción, antes de la continuidad:

- Control de la flexión en la longitud del tablero,
- Control de esfuerzos admisibles en la longitud del tablero,
- Control de esfuerzos principales admisibles en la longitud del tablero,
- Control de la demanda del esfuerzo cortante.

Es importante recalcar que dichas comprobaciones se realizaron generando una envolvente de esfuerzos con las combinaciones «a», «b» y «c» por lo expuesto en párrafos descriptivos de este acápite.

8.1.2. Flexión

En el cálculo de la demanda vs la capacidad de la estructura, en su algoritmo, el software empleado permite la aplicación de las ecuaciones indicadas en el apartado 5.6 referidas a las especificaciones de diseño empleada, donde para este proyecto:

- $\gamma_1 = 1.6$
- $\gamma_2 = 1.1$
- $\gamma_3 = 0.67$
- $\beta_1 = 0.75$

La siguiente figura (Figura 41) muestra en línea amarilla la capacidad de la estructura a flexión y en azul la demanda a la que se solicita al final de la etapa de construcción.

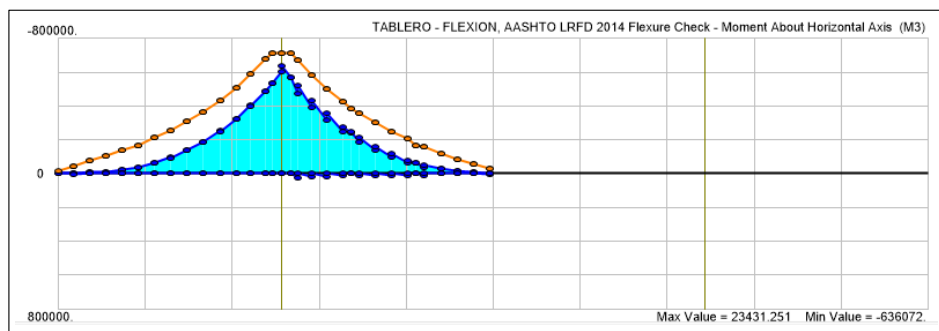


Figura 41: Demanda vs capacidad a flexión en etapa constructiva
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

Es importante resaltar que la capacidad de la estructura está factorizada por un coeficiente ϕ_f igual a 0.95, por otro lado, los picos de valores más positivos tienen lugar en el intervalo en que se hormigona una fase de una ménsula, que es justo el momento en el que la «T» está descompensada. Estos valores no son parte de los esfuerzos de la envolvente final, sino que tienen lugar en un instante despreciable de tiempo, por lo que, son insignificantes.

8.1.3. Esfuerzos

Para comprobar las tensiones en toda la longitud del tablero, al igual que para la resistencia a flexión, ϕ_c tiene un valor de 0.95 y los límites de esfuerzos son los indicados en la Tabla 15 al inicio de este capítulo. La siguiente figura (Figura 42) muestra el mapa de tensiones para el borde superior de la sección del tablero.

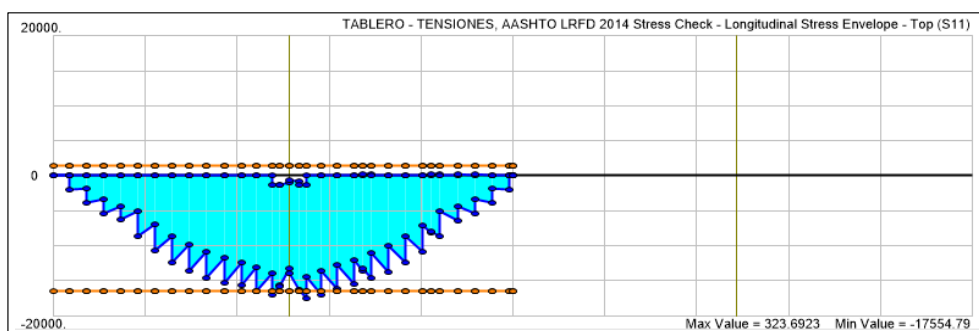


Figura 42: Demanda vs capacidad tensional fibra superior en etapa constructiva
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

Como se puede observar en la Figura 42, para la fibra superior, las tracciones están dentro de la capacidad. Por otro lado, en la zona de la pila, existen tres puntos que exceden el límite establecido para la compresión, sin embargo, el diseño se valida por dos razones:

- La primera corresponde al límite a compresión que corresponde al 60% de la resistencia al momento de aplicarse la carga. En ese sentido, la zona donde se

sobrepasa el borde es la primera que se ejecuta, por lo que, al momento de producirse el pico (que es luego del último ciclo para completar la «T») han pasado 11 semanas, de modo que dicha dovela ya habrá alcanzado su resistencia característica a compresión y la sollicitación estará dentro del rango.

- La segunda corresponde a respetar que la estructura ante la envolvente de cargas permanentes no sobrepase el 45% de la resistencia característica a compresión. La sollicitación es de 17.56 MPa y el valor admisible es de 18.45 MPa.

La Figura 43 muestra el mapa de tensiones para la fibra inferior, donde es posible observar que los esfuerzos en dicha fibra están totalmente controlados en la etapa constructiva.

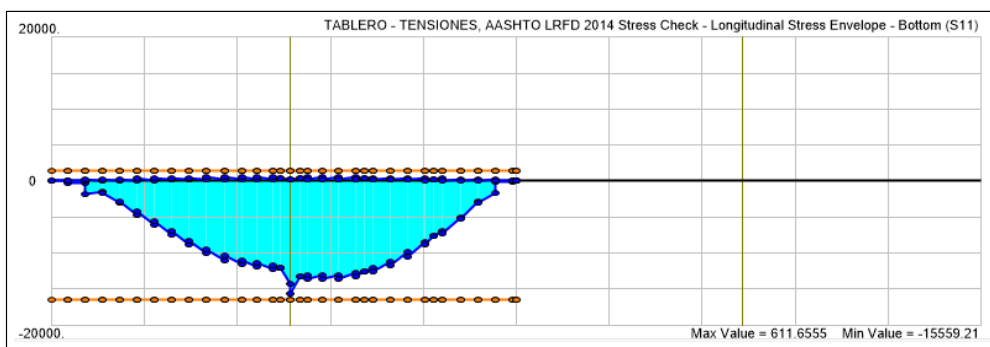


Figura 43: Demanda vs capacidad tensional inferior en etapa constructiva
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

Es importante resaltar que el aumento de las tensiones en el ala derecha de la «T» se debe a que en ella es donde se emplean las mayores cargas para generar las mayores sollicitaciones en las envolventes de las combinaciones.

8.1.4. Esfuerzos principales

Las especificaciones de diseño indican que el esfuerzo principal de tracción resulta del esfuerzo residual de tracción de largo plazo y fuerza cortante máxima y/o fuerza de cortante máxima combinada con cortante por esfuerzo de torsión en el eje neutro del alma crítica. Además, señala que debe de determinarse empleando la teoría clásica de vigas y los principios del Circulo de Mohr. Por su parte, el esfuerzo local de flexión causado por la flexión del alma misma fuera del plano en la sección crítica, se puede despreciar.

Esta verificación se realiza para comprobar lo adecuado de las almas para puentes de hormigón construidos por fases para el cortante longitudinal y la torsión. La siguiente figura (Figura 44) muestra los esfuerzos principales en el eje neutro de la sección en toda la longitud de la «T».

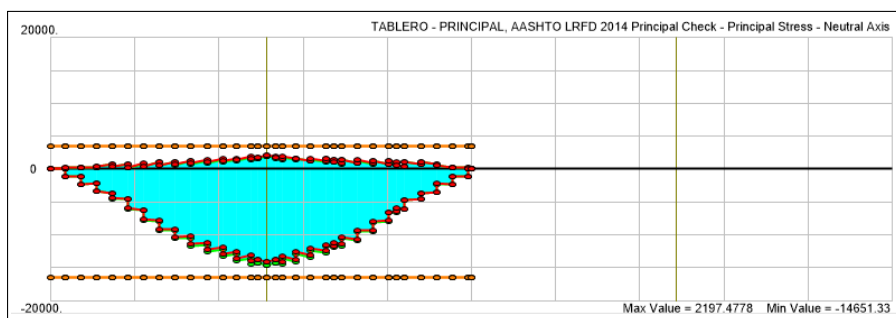


Figura 44: Demanda vs capacidad para esfuerzos principales en el eje neutro en etapa constructiva
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

8.1.5. Cortante

Para el cálculo del esfuerzo a cortante se empleó la combinación máxima de construcción especificada en la ecuación 5-3, debido a que las combinaciones utilizadas anteriormente corresponden al Estado Límite de Servicio y el cortante se diseña en rotura.

Para el cortante se han establecido dos evaluaciones: la capacidad máxima de la estructura vs la demanda a cortante y la necesidad de armadura longitudinal extra por cortante. En esta comprobación quedan excluidas las zonas donde no se cumple la teoría de las secciones planas debido a que para realizar estas comprobaciones se hace necesario el uso de modelos especiales para captar los esfuerzos locales que están fuera del modelo global. De modo que los resultados mostrados aquí corresponden a la longitud del tablero.

Primero se comprueba la necesidad de torones longitudinales adicionales, en la siguiente figura (Figura 45) se observa que el pretensado dispuesto es suficiente para controlar la demanda máxima a cortante

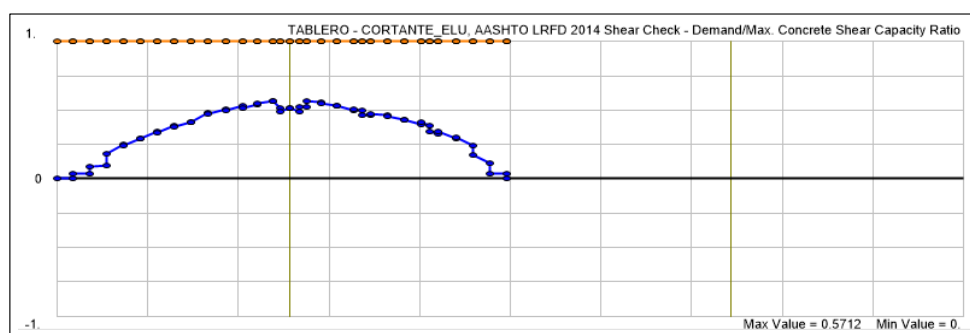


Figura 45: Demanda vs capacidad a cortante en etapa constructiva
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

Luego se comprueba la necesidad de armadura longitudinal adicional para controlar la demanda a torsión en toda la longitud del tablero, donde en la figura (Figura 46) se observa que no es necesario disponer de acero por este requerimiento.

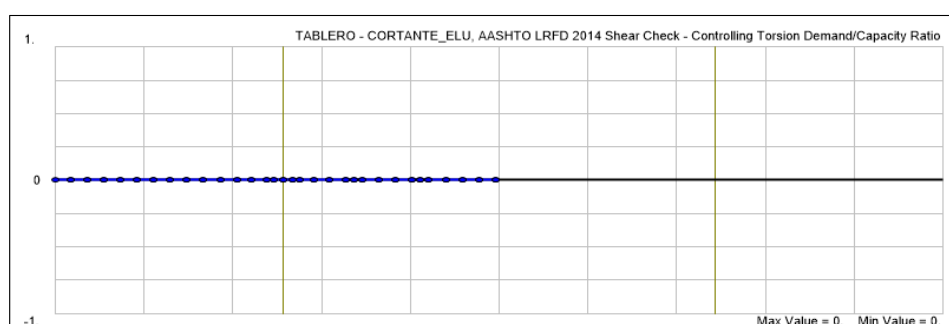


Figura 46: Necesidad de refuerzo longitudinal por torsión en etapa constructiva
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

8.2 Análisis en etapa definitiva

Las especificaciones de diseño de la norma AASTHO establecen que, dentro de sus Estados Límite de Servicio, la combinación Servicio III es la que debe emplearse para realizar el análisis longitudinal relacionado con la tracción en tableros de hormigón

pretensado y para comprobar las tracciones principales en puentes construidos por voladizos sucesivos.

En cuanto a los límites de compresión, se debe de emplear la combinación de Servicio I, la cual, se trata de una combinación de cargas relacionada con la operación normal del puente donde todas las acciones son tomadas con sus valores nominales. Estas combinaciones están definidas en el apartado 6.3.2 del presente documento

Así como en etapa constructiva, en el análisis de la etapa definitiva, se han controlado las tracciones y las compresiones en la fibra inferior y en la fibra superior para cerciorarse de que los valores se sitúan dentro de los límites que se especifican en el apartado 6.6.

8.2.1. Resultados

La siguiente secuencia de figuras muestran los momentos flectores producidos por peso propio, cargas muertas y por carga viva vehicular (incluyendo la carga peatonal).

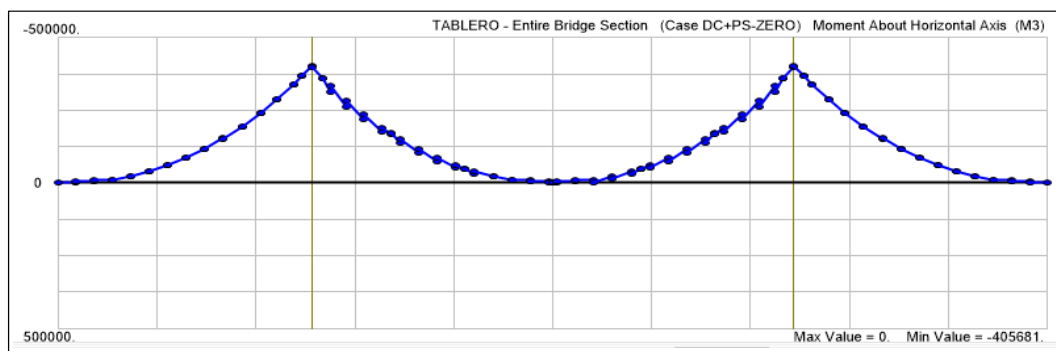


Figura 47: Diagrama de momento flector debido al peso propio al momento de cierre
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

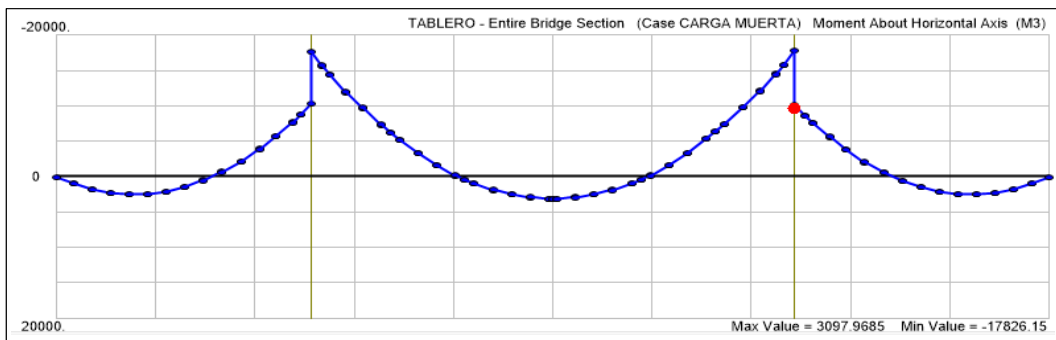


Figura 48: Diagrama de momento flector debido a las cargas muertas
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

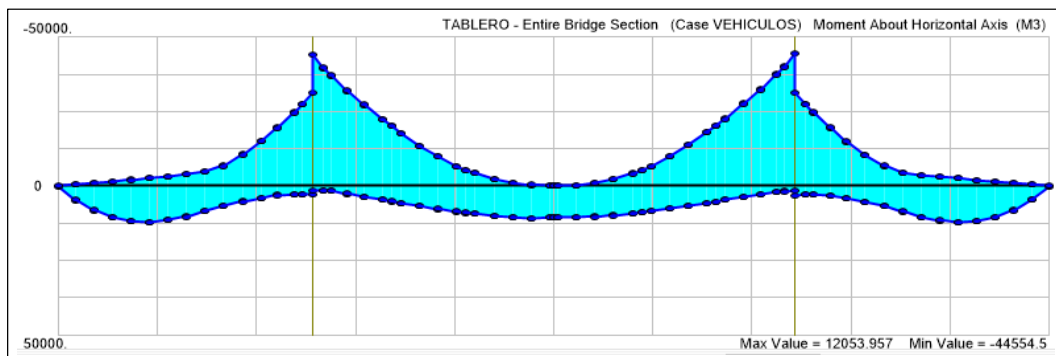


Figura 49: Diagrama envolvente de momentos flectores debido a las cargas vehiculares y peatonales
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

8.2.2. Verificación de esfuerzos en servicio.

A continuación, las siguientes figuras, muestran el cálculo y la comprobación de los esfuerzos para el Estado Límite de Servicio del hormigón en tracción y compresión.

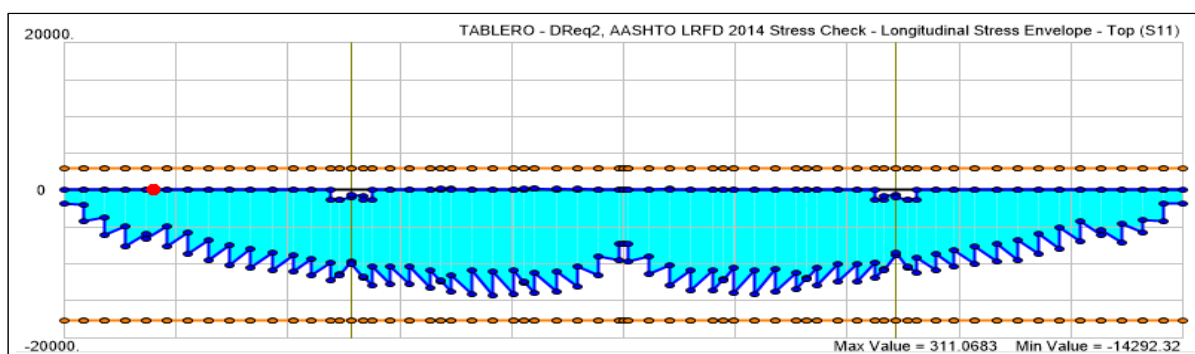


Figura 50: Mapa de esfuerzos en el hormigón en Servicio I, fibra superior
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

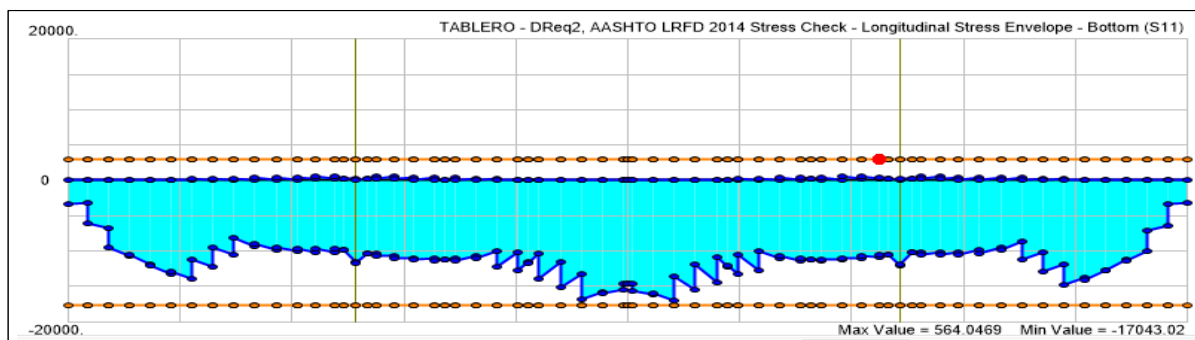


Figura 51: Mapa de esfuerzos en el hormigón en Servicio I, fibra inferior
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

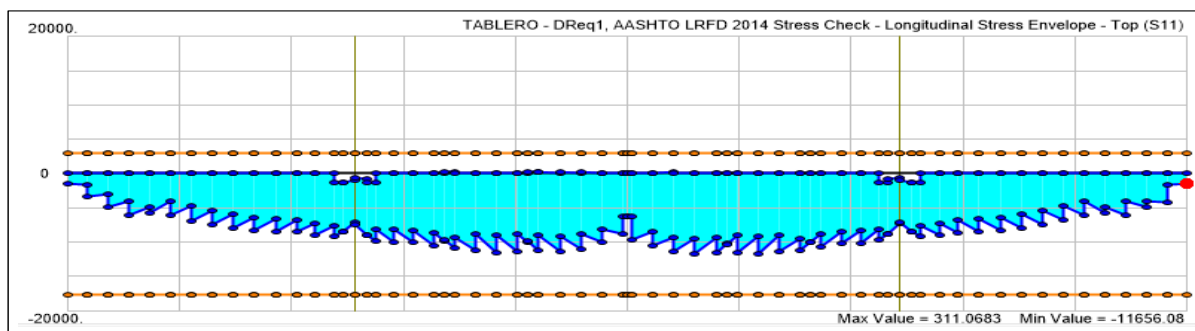


Figura 52: Mapa de esfuerzos en el hormigón en Servicio III, fibra superior
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

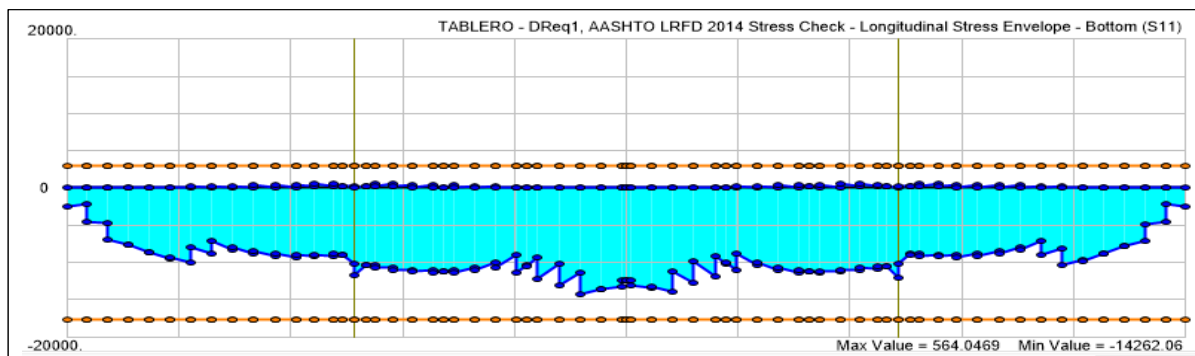


Figura 53: Mapa de esfuerzos en el hormigón en Servicio III, fibra inferior
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

Una vez observado lo anterior, se verifica que la estructura en servicio cumple las limitaciones impuestas por la normativa de diseño, donde a tracción no excede los 3.2 MPa y a compresión no alcanza los 18.45 MPa.

Del mismo modo, se procede a verificar las tracciones principales para comprobar lo adecuado de las almas de la sección en cajón ante las cargas que actuaran en este Estado Límite, la siguiente figura (Figura 54) muestra el cálculo y la comprobación de dicho requerimiento.

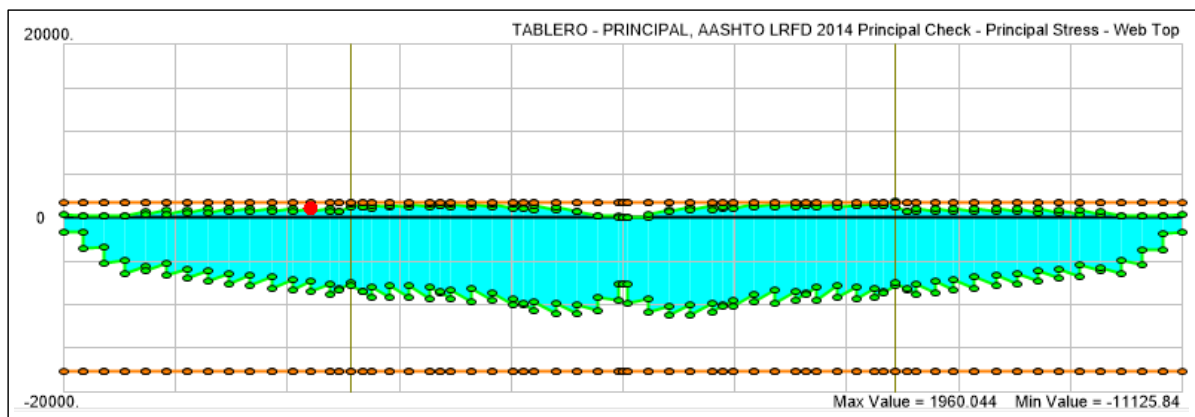


Figura 54: Mapa de esfuerzos principales en el hormigón en el eje neutro
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

Una vez concluido el análisis en servicio, se procede a verificar la necesidad de refuerzo a flexión y a cortante; para ambas comprobaciones, se empleará el Estado Límite de Resistencia. En ese sentido la normativa explica que cuando las cargas permanentes puedan producir levantamiento, se multiplicarán por el factor máximo, mientras que, si otra reduce el levantamiento, se multiplicará por el factor mínimo, entonces, donde la reacción de la carga permanente sea positiva y la reacción de la carga viva negativa, la combinación en Resistencia I será:

- 0.9 DC + 0.65 DW + 1.75 (LL+ 1.33 IM)
- 1.25 DC + 1.50 DW + 1.75 (LL + 1.33 IM)

Por lo tanto, valiéndose de estas combinaciones es posible realizar las comprobaciones necesarias en dicho Estado Límite. La siguiente figura (Figura 55) muestra la relación de demanda vs capacidad de la estructura, donde se comprueba que no es necesaria una armadura mínima de refuerzo para asegurar un comportamiento dúctil y evitar falla frágil.

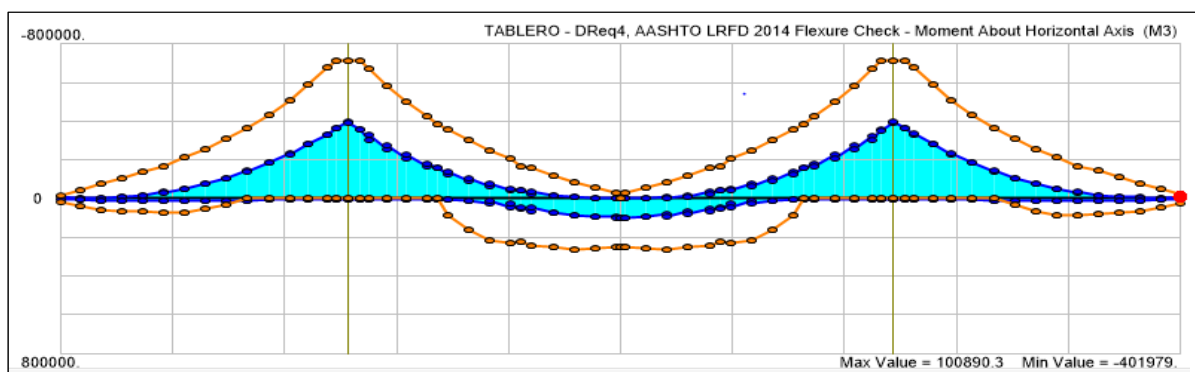


Figura 55: Capacidad a flexión del tablero
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

En ese mismo orden, se comprueba la capacidad máxima de la estructura vs la demanda a cortante, la armadura transversal necesaria para controlar la demanda a cortante y la necesidad de armadura longitudinal extra por cortante. Las siguientes figuras (Figura 56, Figura 57 y Figura 58) reflejan los resultados obtenidos.

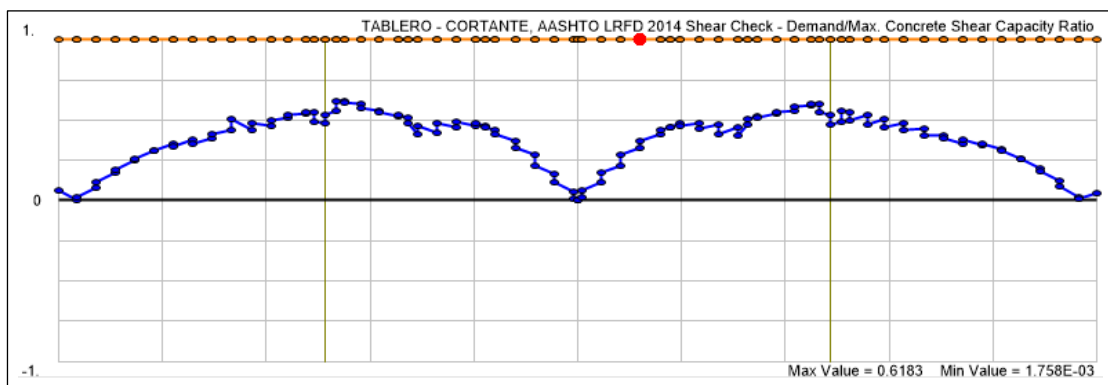


Figura 56: Demanda vs capacidad a cortante en etapa definitiva
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

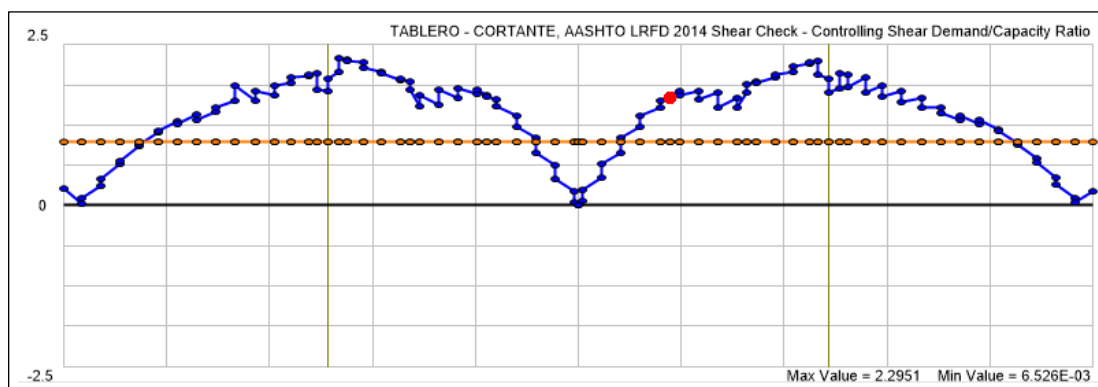


Figura 57: Necesidad de refuerzo transversal por cortante en etapa definitiva
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

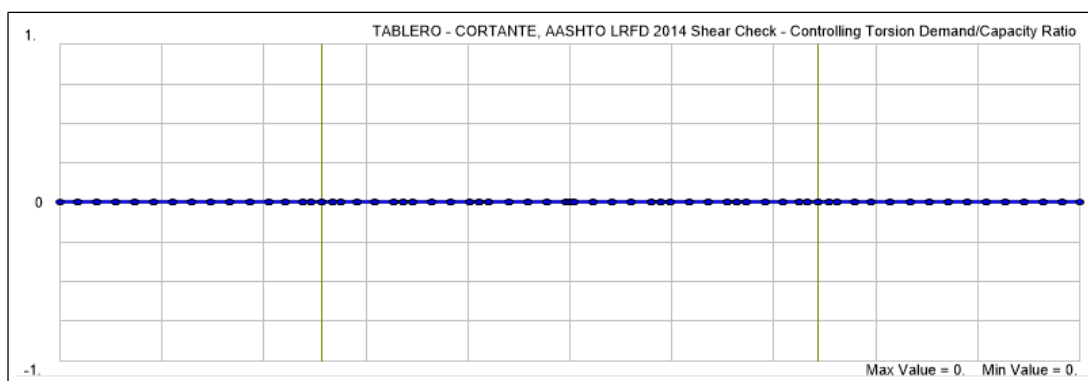


Figura 58: Necesidad de refuerzo longitudinal por torsión en etapa definitiva
Fuente: Elaboración propia a partir de CSiBridge

Como es posible observar, se hace necesario emplear un refuerzo transversal para controlar el cortante en etapa definitiva, en ese sentido, lo ideal es dividir la estructura por zonas conforme la necesidad de armado pero, en este caso, debido a que el modelo no capta los esfuerzos transversales por discontinuidades, diafragmas, aberturas, entre otras zonas donde no se cumple la teoría de las secciones planas, se dispondrá un refuerzo de acero de $\varnothing 20/15$ repartidos en dos caras por alma, en toda la longitud del tablero

8.3 Pérdidas

Concluido el análisis de la estructura en las diferentes etapas, se procede al cálculo de las pérdidas de pretensado, de forma que se corrobore la hipótesis sobre las estimaciones anteriormente indicadas en el proceso de dimensionamiento.

En este apartado se presentan únicamente las pérdidas diferidas, esto se hace así debido a que diferentes familias de pretensado se tesan en instantes diferentes a lo largo del tiempo, entonces, dicho análisis carece de relevancia. A modo de ejemplo, en el caso del pretensado de construcción, cada par de tendones actúa en momentos diferentes, de modo que al final de la construcción de las «T», la primera pareja de cables habrá registrado sus pérdidas instantáneas y parte de las pérdidas diferidas y esto así para cada uno de los pares de torones de esta familia.

En el software empleado, una vez se le definen los materiales como se explica en el apartado 7.5 del presente documento, se proveen los parámetros para el cálculo de las pérdidas por rozamiento, deslizamiento de cuñas y acortamiento elástico y se activan las propiedades dependientes del tiempo en el análisis durante el proceso constructivo, es capaz de calcular las pérdidas en cada instante. Es importante mencionar que aparte de los valores indicados en el apartado 6.7, en el empleo de las ecuaciones 5-12, 5-14 y 5-31 $\alpha_{bs} = 600$ por ser un cemento clase 42.5R, $\alpha_{ds1} = 6$, $\alpha_{ds2} = 0.012$ y $\alpha = 1$.

La siguiente tabla (Tabla 17) presenta la fuerza de tesado inicial y la fuerza en los tendones a «tiempo infinito» para el pretensado de construcción.

Pretensado de construcción							
Sección	P ₀	P _(t=fin)	Porcentaje	Sección	P ₀	P _(t=fin)	Porcentaje
0	0	0	0.00%	66	130000	89026.9016	31.52%
4	10000	6252.5077	37.47%	70	120000	82032.8714	31.64%
8.5	20000	12493.0893	37.53%	74	110000	74722.07	32.07%
13	30000	18757.9005	37.47%	78.5	100000	67578.7168	32.42%
17.5	40000	25184.6135	37.04%	83	90000	60459.445	32.82%
22	50000	31684.1714	36.63%	87.5	80000	53520.5341	33.10%
26.5	60000	38403.0728	35.99%	92	70000	46581.0213	33.46%
31	70000	45218.4355	35.40%	96.5	60000	39756.9414	33.74%
35.5	80000	52084.3095	34.89%	101	50000	32963.1066	34.07%
40	90000	59062.212	34.38%	105.5	40000	26343.9101	34.14%
44.5	100000	65905.016	34.09%	110	30000	19734.0167	34.22%
49	110000	72793.8091	33.82%	114.5	20000	13159.861	34.20%
53	120000	80125.6043	33.23%	119	10000	6572.1674	34.28%
57	130000	87035.0444	33.05%	120	0	0	0.00%
61.5	130000	93831.863	27.82%	TOTAL			34.09%

Tabla 17: Comparación de fuerza de tesado inicial vs fuerza de tesado final, pretensado de construcción
Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la pasada tabla, la familia del pretensado de construcción está diseñada correctamente, ya que, la previsión de perdidas está dentro del orden de magnitud; la estimación inicial (32%) solo varía en (2.09%) con los cálculos.

La siguiente tabla (Tabla 18) presenta las pérdidas de pretensado para la familia de solidarización inferior.

Pretensado de solidarización lateral							
Inferior							
Sección	P ₀	P _(t=fin)	Porcentaje	Sección	P ₀	P _(t=fin)	Porcentaje
0	5087.189	7716	34%	204.5	5252.316	7716	32%
4	10359.65	15432	33%	209	10739.60	15432	30%
8.5	15649.61	23148	32%	213.5	15991.92	23148	31%
13	15492.19	23148	33%	218	15939.07	23148	31%
17.5	15761.89	23148	32%	222.5	15872.15	23148	31%
22	15624.37	23148	33%	227	15840.81	23148	32%
26.5	15649.61	23148	32%	231.5	15991.92	23148	31%
31	10562.42	15432	32%	236	10593.58	15432	31%
35.5	5289.963	7716	31%	240	5252.316	7716	32%
TOTAL							31.88%
Superior							
Sección	P ₀	P _(t=fin)	Porcentaje	Sección	P ₀	P _(t=fin)	Porcentaje
0	5330.463	7716	31%	222.5	5271.036	7399	29%
4	5349.887	7605.09	30%	227	5325.627	7522.27	29%
8.5	5437.843	7557.79	28%	231.5	5379.928	7557.79	29%
13	5512.671	7522.27	27%	236	5272.694	7605.09	31%
17.5	5330.643	7399	28%	240	5271.036	7716	32%
TOTAL							29.24%

Tabla 18: Comparación de fuerza de tesado inicial vs fuerza de tesado final, pretensado de solidarización lateral
Fuente: Elaboración propia

Observando los datos de la tabla, se afirma que el pretensado de solidarización está correctamente diseñado en cuanto al hipótesis de las pérdidas.

Por último, se la siguiente tabla (Tabla 19) muestra el cálculo de las pérdidas de pretensado para la familia de solidarización en el vano central.

Pretensado de solidarización central							
Sección	P ₀	P _(t=fin)	Porcentaje	Sección	P ₀	P _(t=fin)	Porcentaje
83	13965.6626	18520	25%	121	68224.5881	92600	26%
87.5	27780.7331	37040	25%	125.5	68310.971	92600	26%
92	41558.2341	55560	25%	130	68231.0804	92600	26%
96.5	48345.4055	64820	25%	134.5	61802.4506	83340	26%
101	55107.374	74080	26%	139	55107.374	74080	26%
105.5	61802.4506	83340	26%	143.5	48345.4055	64820	25%
110	68547.2853	92600	26%	148	41558.2341	55560	25%
114.5	68220.4377	92600	26%	152.5	27780.7331	37040	25%
119	68323.1752	92600	26%	157	13965.6626	18520	25%
120	68336.1739	92600	26%	TOTAL			25.63%

Tabla 19: Comparación de fuerza de tesado inicial vs fuerza de tesado final, pretensado de solidarización central
Fuente: Elaboración propia

Con relación a este último pretensado, es posible notar que las pérdidas calculadas son inferiores a las estimadas, esto es debido a que este pretensado fue el que requirió de mayores verificaciones en el proceso de dimensionamiento, causada por las pérdidas diferidas a «tiempo infinito», lo que conllevó a que se dispusieran más tendones para suplir las tracciones que se generan.

8.4 Contraflechas

El procedimiento de cálculo de las contraflechas se ha realizado según lo descrito en el apartado 3.8 del presente documento, donde a partir de un perfil longitudinal supuesto se han tenido cuenta las deformaciones a partir de un análisis diferido en el tiempo donde cada fase de anexa a la estructura en un determinado espacio de tiempo.

El valor de las contraflechas, es la posición a la que habrá que colocar el extremo más lejano del carro de avance al momento de ser trasladado para hormigonar la siguiente fase. Este cálculo se realiza sumando algebraicamente las flechas con el valor de la deformación vertical del carro de avance que viene dada por la casa comercial, para este proyecto se emplean carros de hormigonado de la empresa ULMA quienes indican que el equipo posee una deformación de 0.008 m.

El CSiBridge tiene la ventaja de que introduce las fases a partir de la línea de diseño definida, por lo que, los valores obtenidos coinciden con la técnica de diseño de contraflecha, solo debiéndosele añadir el valor de la deformación del carro de avance.

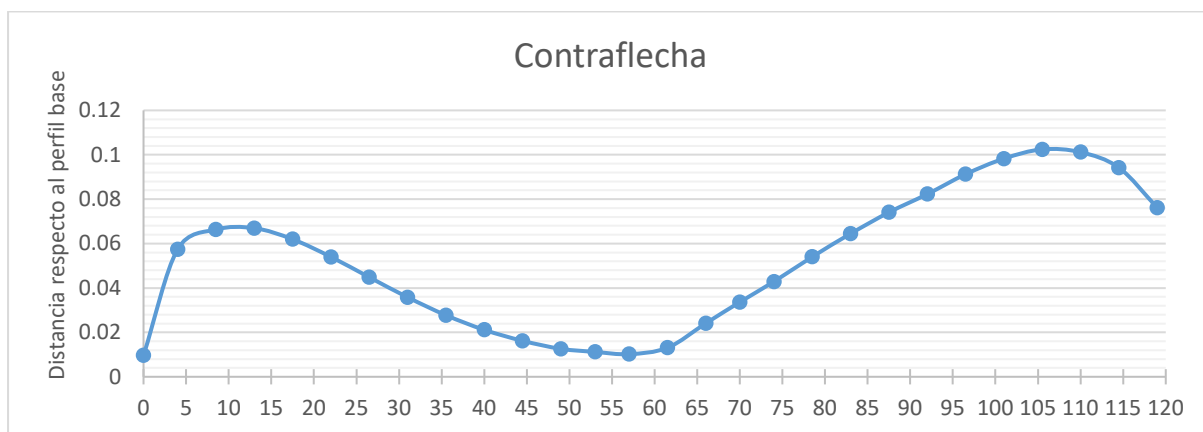


Figura 59: Diseño de contraflecha – Parte 1
Fuente: Elaboración propia

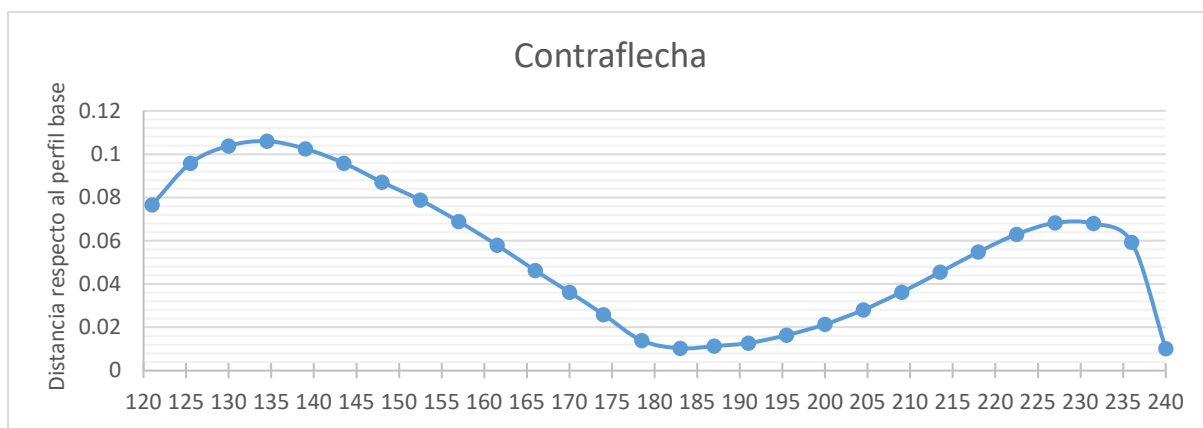


Figura 60: Diseño de contraflecha – Parte 2
Fuente: Elaboración propia

*«El futuro mostrará los resultados y juzgará a cada uno de acuerdo a sus logros»
--- Nikola Tesla*

CAPITULO IX: CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS

9.1 Conclusiones

Luego de analizados los conceptos y las teorías introducidas en esta investigación para la concepción y cálculo de los tableros de hormigón postesados construidos por voladizos sucesivos in-situ, es posible resaltar que en la creación correcta del modelo estructural se hace necesario el uso de asunciones para estimar la variabilidad e interdependencia de los efectos que ocurren en esta tipología, conjuntamente con el empleo de formulaciones más complejas que consideren la mayor cantidad de parámetros. En ese mismo orden, se hace necesario el uso de simplificaciones en la modelación de los cuatro elementos principales del modelo estructural: geometría y condiciones de contorno, detalles estructurales, propiedades de los materiales y las acciones.

La construcción por voladizos sucesivos hormigonados in-situ requiere que en los cálculos se consideren las diferentes edades de las fases constructivas, debido a que al momento de ser adosados a la estructura solo han alcanzado un porcentaje de su resistencia característica, aunado a lo anterior es preciso con un riguroso control de deformaciones donde se comparen los resultados de campo con los obtenidos por cálculos y se consideren los cambios que el sistema estructural sufre a medida que se avanza en el tiempo.

En cuanto a los cambios del sistema estructural, es importante destacar que el producto de esta acción se traduce en que el puente varía su ley de momentos flectores, de una completamente negativa a una ley que tiende hacia los valores positivos. Este cambio es producto del hiperestatismo interno producido cuando los efectos de una «T» se oponen a los efectos de la otra, luego de que el tablero es continuo, y por las acciones externas, asimismo, dicha continuidad conlleva a que las pilas absorban parte de los esfuerzos que se generan gracias a la morfología típica de estos puentes (puentes pórtico).

En la construcción de puentes por voladizos sucesivos, la sección transversal típica es la sección en cajón, la cual, presenta amplias ventajas y una gran versatilidad. Estas características le permiten al ingeniero proyectista cumplir con las funciones de seguridad estructural, serviciabilidad, economía y estética, con especial atención a esta última característica, ya que, de esta proviene la capacidad de estos puentes de adaptarse a formas y figuras atractivas al público y de convertirse en parte del paisaje.

Ante las observaciones antes mencionadas, cabe resaltar que una condicionante importante que necesita especial cuidado en el diseño de estos puentes cuando de hormigón in-situ, es la geometría de la sección transversal. Esta definición tendrá su repercusión sobre los programas de trabajo, ya que, secciones transversales más complejas tienden a demandar más tiempo y, por ende, extender la ruta crítica en los plazos de ejecución. En ese mismo sentido, dicha complejidad puede inhibir una de las ventajas del sistema que es la optimización de los tiempos por los equipos de trabajo gracias a la naturaleza cíclica y repetitiva.

Es importante destacar, que una vez analizados las postulaciones de los autores en los que se basa esta investigación, se infiere que la idea de preferir hormigones fundidos en obra sobre elementos prefabricados tiene su razón de ser en optimización de costes y en facilidades constructivas, a pesar de que estas requieren un cálculo más minucioso.

En otro orden, definir correctamente las cargas que actuarán durante la construcción, es una parte crítica para confeccionar el modelo estructural, puesto que, las secuelas de estas acciones son esfuerzos en la estructura que pueden llegar a ser, inclusive, de mayor magnitud, que las que tendrán lugar en servicio. Por otra parte, el momento en que estas sollicitaciones se presentan, es cuando la estructura posee un nivel mínimo de resistencia y carece de la redundancia necesaria, lo que magnifica aún más los efectos.

En virtud de lo expuesto anteriormente, es a bien aclarar que para los voladizos hormigonados in-situ una de las acciones que no está muy clara en la norma empleada es el peso del hormigón fresco. Sin lugar a dudas, a pesar de que la construcción se realice de forma simétrica a ambos lados, existe un desfase en el hormigonado de los dos frentes, dado que, por motivos constructivos, el hormigón primero se vierte en la fase de una ménsula y luego en la otra. Esta diferencia en la ejecución, inminentemente, se traduce en descompensación de los esfuerzos en ese instante y debe de ser considerado en los modelos de cálculos por el ingeniero proyectista.

En referencia al software empleado para el análisis, es posible constatar su capacidad de cálculo y su robustez, evidenciado en la inclusión de las formulaciones de diferentes normativas y especificaciones de diseño, consideración de las acciones reológicas, versatilidad y potencia para el modelado de diferentes tipologías, facilidad de entrada de datos, etc.

En cuanto al caso de estudio, es posible observar lo minucioso del ajuste de las familias de pretensado en las diferentes fases, evidenciado en el cambio de comportamiento del tablero cuando pasa de ser una estructura isostática a una continua, debido a la acción de los tendones de solidarización y a los efectos del momento hiperestático, donde la fuerza ejercida que no solo aumenta las compresiones en la fibra donde actúa, sino que se manifiesta en toda la profundidad de la sección transversal. En otro ámbito, pero en el mismo sentido, se constata cómo las pérdidas de propiedades de los materiales inciden en la respuesta de la estructura a «tiempo infinito», ya que, por sus efectos, fue necesario aumentar la cantidad de pretensado en tendones y en fuerza a los cables, para así mitigar su efecto desde la etapa de construcción.

Finalmente, se concluye que, construir tableros de puentes por voladizos sucesivos, es una técnica ampliamente empleada, en la que optar por elementos hormigonados in-situ, parece ser la primera opción de los ingenieros de puentes, a pesar de que, en su proceso constructivo, esta decisión repercute en un riguroso y constante control de deformaciones, así como en una magnificación de los efectos que sufrirá el hormigón.

9.2 Líneas futuras

Una vez concluido este estudio sobre el comportamiento de los tableros de hormigón postesados construidos por voladizos sucesivos hormigonados in-situ, se proponen una serie de posibles ideas para proseguir con la investigación de esta tipología.

En primera instancia se propone continuar con el cálculo y análisis de los demás elementos del viaducto, así pues, se complementa el modelo con la inclusión del diseño de las columnas, estribos, aparatos de apoyo, cimentaciones, cajetines de pretensado, diafragmas, acero de refuerzo, entre otros. Esto así, porque, a pesar de que analizar los efectos que tienen lugar en la construcción del tablero resulta un proceso complejo, de igual forma, concebir los demás elementos ayudará a entender el puente como un conjunto, así como a identificar otras características de este sistema y examinar la influencia del proceso constructivo en otros elementos aparte del tablero.

Como bien se apunta en el documento, en el caso aplicado objeto de estudio, se establece el proceso constructivo como un parámetro de investigación, así que, dada las posibles modificaciones en el orden de ejecución de las tareas, se considera interesante evaluar variaciones en la secuencia de construcción. Así, por ejemplo, se propone analizar el comportamiento de la estructura si primero se ejecuta la dovela de cierre y luego las fases de los vanos externos, donde conjuntamente se verifique si es necesario el empleo de una familia adicional de pretensado, para posteriormente, en caso de que sea factible, establecer una longitud máxima de avance que no comprometa la estabilidad de la estructura. Esta idea tiene como fin estudiar la omisión del uso de cimbras para las fases sobre estribos cuando los vanos exteriores son mayores a la mitad del vano central.

Continuando con la idea de evaluar el proceso constructivo, se identifica que un posible concepto a desarrollar a partir de esta investigación, es modificar el modelo de diseño para que la concepción del tablero incluya una unión pila-tablero monolítica en construcción y en servicio se modifique a una unión simplemente apoyada. En ese sentido, la idea es analizar comparativamente los modelos para examinar su efecto sobre las acciones en servicio y cómo influye esto sobre el diseño de las columnas ante cargas normales y acciones accidentales.

Otro ámbito interesante propuesto como desembocadura de esta investigación, es estudiar la influencia de las propiedades de los materiales en las deformaciones, es decir, analizar modelos con hormigones de características especiales, de forma que se pueda comparar la incidencia de los efectos analizados en este estudio en cada uno de estos (con especial atención en los rasgos del entorno) y su repercusión sobre el control de calidad, para con esto proponer materiales más idóneos conforme varíen las condiciones de la obra.

En la misma línea de evaluar materiales y trayendo a colación los antecedentes del caso estudiado, se considera interesante analizar el puente en el tiempo para comprobar su estado, simulando que ha sido afectado por algún fenómeno de desastre natural, con magnitudes similares a las ya ocurridas en el lugar de emplazamiento. Con esto se busca proponer posibles reparaciones que se adecúen a esta tipología de puentes y al caso práctico de esta tesis.

CAPÍTULO X: REFERENCIAS

A continuación, se presenta en orden alfabético el listado de referencias (bibliográficas, visuales, digitales) sobre los que se fundamenta el desarrollo de los capítulos presentados en esta investigación y que forman parte del núcleo del presente Trabajo de Fin de Máster.

AASTHO. (2010). *AASTHO LRFD Bridge Design Specifications*.
<https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>

Alarcón López, A. (2002). *Estudio Teórico-Experimental sobre la reparación y refuerzo de puentes de dovelas con fibras de carbono*. Universidad Politécnica de Cataluña.

Arenas de Pablo, J. J. (1995). Puentes construidos por voladizos sucesivos. *Hormigón y Acero*, 36–37.

Baker, B. (1884). *The Forth Bridge. Engineering* (Vol. 38).

Bathe, K.-J., & Wilson, E. L. (1976). Numerical methods in finite element analysis. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 11(9), 1485–1485.
<https://doi.org/10.1002/nme.1620110913>

Bishara, A. G., & Papakonstantinou, N. G. (1990). Analysis of cast-in-place concrete segmental cantilever bridges, 116(5), 1247–1268.

Casado, F. (1964a). Ejecución De Puentes Pretensados Por Voladizos Sucesivos Continuación, 16(158).

Casado, F. (1964b). Ejecución De Puentes Pretensados Por Voladizos Sucesivos Continuación, 16.

Casado, F. (1964c). Ejecución De Puentes Pretensados Por Voladizos Sucesivos Continuación, 16(157).

Chang, S. P., & Kim, W. J. (1991). Behaviour of prestressed concrete bridges considering construction stages. *ETH-Bibliothek*, 62.
<https://doi.org/http://doi.org/10.5169/seals-47652> Nutzungsbedingungen

Chen, W.-F., & Duan, L. (2014). *Bridge Engineering Handbook: Superstructure design* (2nd ed.). Taylor & Francis Group, LLC.

Código Hondureño de la Construcción (CHOC-08)

Condori Mojo, P., & Machicao Cao, D. (2015). *Diseño de un puente segmental de 380m de longitud como propuesta para la construcción del puente ubicado en la Autopista Arequipa - La Joya*. Universidad Nacional de San Agustín.

De Vittorio, S. (2011). *Time Dependent Behaviour of Reinforced Concrete Slabs*. Universidad de Sydney.

Fu, C. C., & Wang, S. (2015). *Computational Analysis and Design of Bridge Structures Analysis and Design of Bridge Structures* (Vol. 9781466579).

International Federation for Structural Concrete (fib). (2013). *Model Code for Concrete Structures 2010*. Ernst & Sohn.

Lambert, L. (2010). *Ouvrages précontraints construits par encorbellements successifs*.

Lucko, G. (1999). *Means and Methods Analysis of a Cast-In-Place Balanced Cantilever*

Segmental Bridge: The Wilson Creek Bridge Case Study. Virginia Polytechnic Institute and State University.

Manterola, J. (2006). *Puentes: Apuntes para su diseño, cálculo y construcción* (1era ed.). Marid: LERKO PRINT, S.A.

Mathivat, J. (1980). *Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado por Voladizos Sucesivos* (1era ed.). Paris: Editions Eyroles.

Menn, C. (1990). *Prestressed Concrete Briges*. Alemania: Birkhäuser Verlag AG.

Neville, A. M., & Brooks, J. J. (2010). *Concrete Technology. Building and Environment* (2da ed., Vol. 11). Pearson. [https://doi.org/10.1016/0360-1323\(76\)90009-3](https://doi.org/10.1016/0360-1323(76)90009-3)

Peña, P. (2016). *Concepción y dimensionamiento estructural del puente sobre la rambla del Puerto (Teruel)*. Universidad Politécnica de Valencia.

Percivati F. (2006). *Métodos y sistemas constructivos en puentes de hormigón y reciente utilización en la República de Argentina*. [citado 19 Nov 2017]. Disponible en: <http://materias.fi.uba.ar/7405/apuntes/SIABE0039.pdf>

Podolny, W., & Muller, J. M. (1982). *Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges*.

Ramirez Coria, E., & León Avila, N. (2010). *Apoyo Didáctico En La Asignatura De Puentes CIV 312*. Universidad Mayor de San Simón.

Shiu, K.-N., & Russell, H. (1987). Effects of time-dependent concrete properties on prestress losses. *Canadian Journal of Civil Engineering*, (14), 649–654. <https://doi.org/10.1139/I87-095>

Vinueza Elizalde, H. A. (2017). *Determinación del estado actual resistente y de servicio analizando la estabilidad del Puente San Pedro*. Universidad de las Fuerzas Armadas.

CAPÍTULO XI: ANEJOS

11.1 Anejo I

La siguiente gráfica (Figura 61) muestra la envolvente de momentos flectores mínimos para la estimación del pretensado de construcción:

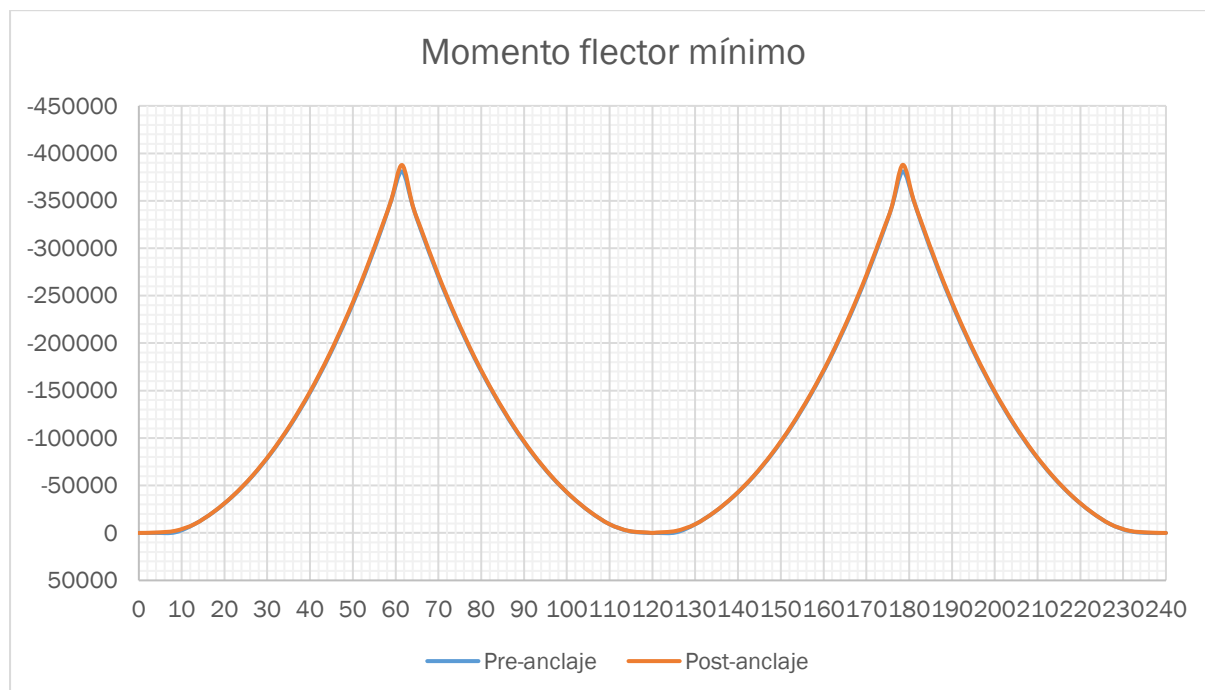


Figura 61: Momentos flectores mínimos en construcción
Fuente: Elaboración propia

En la siguiente gráfica (Figura 62) se muestran los valores de los momentos flectores máximos que tienen lugar durante la construcción antes de producirse la continuidad

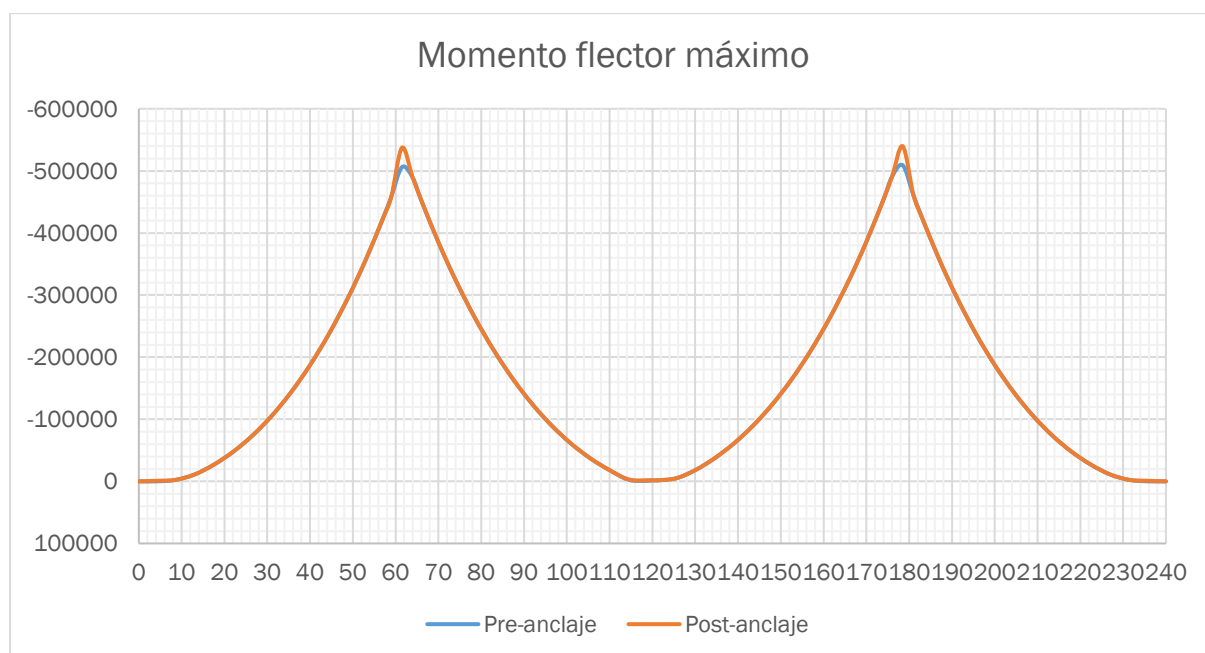


Figura 62: Momentos flectores máximos en construcción
Fuente: Elaboración propia

La siguiente tabla (Tabla 20) representa los valores de los momentos flectores mínimos y máximos, pre y pos anclaje en fase constructiva, antes de la continuidad

Fase Texto	Distancia m	M _{max} pre anclaje kN-m	M _{min} pre anclaje kN-m	M _{max} pos anclaje kN-m	M _{min} pos anclaje kN-m
	0	0.00	0.00	0.00	0.00
Fase 25	4	0.00	-461.80	0.00	-841.44
Fase 12i	8.5	-640.12	-2266.19	-4395.76	-4397.86
Fase 11i	13	-9229.10	-9307.09	-13315.21	-13319.39
Fase 10i	17.5	-22139.02	-22319.47	-26863.08	-26871.52
Fase 9i	22	-38907.05	-39217.20	-47480.69	-47500.22
Fase 8i	26.5	-59661.24	-60136.29	-73458.93	-73488.00
Fase 7i	31	-84585.88	-85236.67	-105107.58	-105147.24
Fase 6i	35.5	-113886.24	-114744.10	-142871.20	-142922.63
Fase 5i	40	-147829.01	-148894.65	-187168.54	-187232.20
Fase 4i	44.5	-186701.63	-188002.37	-238466.63	-238543.59
Fase 3i	49	-230913.21	-232389.32	-297347.20	-297437.94
Fase 2i	53	-274783.98	-276464.71	-356564.38	-356660.94
Fase 1i	57	-323753.66	-325420.49	-422813.90	-422882.87
Dovela 0-1	59	-350609.67	-351027.00	-458721.53	-458744.16
	61.5	-380977.07	-387691.86	-506265.79	-533783.50
	64	-344349.27	-344778.39	-485704.57	-485796.68
Fase 1d	66	-318018.48	-319645.30	-449570.41	-449723.30
Fase 2d	70	-269981.81	-271620.30	-382657.23	-382845.55
Fase 3d	74	-226958.67	-228395.13	-322568.00	-322737.83
Fase 4d	78.5	-183604.27	-184704.37	-262416.38	-262535.07
Fase 5d	83	-145657.76	-146555.12	-209583.38	-209666.35
Fase 6d	87.5	-112197.03	-113053.68	-163392.29	-163492.06
Fase 7d	92	-83423.93	-84070.63	-123483.21	-123554.77
Fase 8d	96.5	-58906.84	-59303.54	-89396.05	-89442.92
Fase 9d	101	-38539.11	-38779.30	-60718.58	-60745.56
Fase 10d	105.5	-21903.45	-22094.68	-37025.20	-37052.55
Fase 11d	110	-9124.80	-9209.70	-18024.77	-18041.36
Fase 12d	114.5	-1920.91	-2125.08	-2256.43	-3001.33
Cierre	119	0.00	-453.93	-811.42	-1697.85
	120	0.00	0.00	-1678.07	-1697.11
	121	0.00	-454.58	-1377.96	-1677.08
Fase 24i	125.5	-540.88	-2124.42	-2656.76	-2999.26
Fase 23i	130	-9122.83	-9206.44	-18013.27	-18029.64
Fase 22i	134.5	-21906.52	-22091.80	-37013.54	-37040.05
Fase 21i	139	-38530.65	-38780.64	-60704.46	-60732.27
Fase 20i	143.5	-58911.64	-59295.41	-89384.55	-89426.60
Fase 19i	148	-83422.92	-84070.96	-123468.78	-123539.64
Fase 18i	152.5	-112195.77	-113046.26	-163379.05	-163471.85
Fase 17i	157	-145628.38	-146545.04	-209622.86	-209715.75

Fase Texto	Distancia m	M _{max} pre anclaje kN-m	M _{min} pre anclaje kN-m	M _{max} pos anclaje kN-m	M _{min} pos anclaje kN-m
Fase 16i	161.5	-183591.14	-184671.10	-262658.78	-262777.21
Fase 15i	166	-226920.97	-228366.85	-323150.08	-323321.55
Fase 14i	170	-269917.44	-271565.33	-383654.85	-383845.83
Fase 13i	174	-317935.84	-319560.79	-451090.38	-451245.88
Dovela 0-2	176	-344254.20	-344684.15	-487526.61	-487619.00
	178.5	-380886.00	-387879.44	-510435.98	-536048.86
	181	-350790.29	-351207.50	-461218.46	-461248.95
Fase 13d	183	-323915.16	-325584.10	-424725.28	-424795.80
Fase 14d	187	-274913.96	-276586.03	-357864.26	-357961.33
Fase 15d	191	-231005.37	-232472.72	-298158.40	-298249.88
Fase 16d	195.5	-186758.27	-188068.74	-238874.81	-238945.60
Fase 17d	200	-147873.71	-148938.75	-187320.38	-187383.71
Fase 18d	204.5	-113913.14	-114777.27	-142924.85	-142981.87
Fase 19d	209	-84605.67	-85255.23	-105148.92	-105188.42
Fase 20d	213.5	-59669.66	-60151.22	-73486.88	-73517.39
Fase 21d	218	-38914.55	-39224.39	-47500.64	-47519.95
Fase 22d	222.5	-22141.07	-22327.32	-26904.14	-26913.15
Fase 23d	227	-9233.67	-9312.85	-13373.72	-13377.93
Fase 24d	231.5	-1863.84	-2266.14	-4472.05	-4474.36
Fase 26	236	0.00	-460.85	0.00	-916.54
	240	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 20: Cuantificación de los esfuerzos fase constructiva

Fuente: Elaboración propia

La siguiente tabla (Tabla 21) presenta las cargas que el peso del hormigón fresco le transmitirá a la estructura en fase constructiva, aquí se muestran solo los producidos por una «T» porque por ser simétricas, transmitirán la misma carga.

Por otra parte, es bueno resaltar que no se cuantifican las dovelas sobre pila ni las dovelas sobre apeos o cimbras porque es un esfuerzo que no será soportado por el tablero en fase constructiva.

Fase		Distancia	Área (m ²)	Volumen (m ³)	Carga (kN)	Momento (kN-m)
Fase 24i	Fase 12i	8.50	7.43	33.89	847.29	1906.41
Fase 23i	Fase 11i	13.00	7.63	34.98	874.52	1967.67
Fase 22i	Fase 10i	17.50	7.92	36.45	911.17	2050.13
Fase 21i	Fase 9i	22.00	8.28	38.29	957.24	2153.79
Fase 20i	Fase 8i	26.50	8.74	40.51	1012.74	2278.66
Fase 19i	Fase 7i	31.00	9.27	43.11	1077.66	2424.73
Fase 18i	Fase 6i	35.50	9.89	46.08	1152.00	2592.01
Fase 17i	Fase 5i	40.00	10.59	49.43	1235.77	2780.49
Fase 16i	Fase 4i	44.50	11.38	53.16	1328.97	2990.17
Fase 15i	Fase 3i	49.00	12.25	50.68	1267.01	2534.02
Fase 14i	Fase 2i	53.00	13.09	54.19	1354.71	2709.42

Fase Texto		Distancia m	Área m ²	Volumen m ³	Carga kN	Momento kN-m
Fase 13i	Fase 1i	57.00	14.00	64.09	1602.23	3605.02
Dovela 0-2	Dovela 0-1	61.50	SECCION PILA			
Fase 13d	Fase 1d	66.00	13.98	64.03	1600.81	3601.83
Fase 14d	Fase 2d	70.00	13.02	54.00	1349.94	2699.87
Fase 15d	Fase 3d	74.00	12.14	50.32	1258.10	2516.20
Fase 16d	Fase 4d	78.50	11.24	52.60	1314.92	2958.56
Fase 17d	Fase 5d	83.00	10.43	48.74	1218.45	2741.50
Fase 18d	Fase 6d	87.50	9.71	45.30	1132.44	2547.98
Fase 19d	Fase 7d	92.00	9.08	42.28	1056.89	2377.99
Fase 20d	Fase 8d	96.50	8.55	39.67	991.80	2231.54
Fase 21d	Fase 9d	101.00	8.11	37.49	937.17	2108.63
Fase 22d	Fase 10d	105.50	7.77	35.72	893.00	2009.25
Fase 23d	Fase 11d	110.00	7.51	34.37	859.29	1933.41
Fase 24d	Fase 12d	114.50	7.35	33.44	836.05	1881.10
Cierre		120.00	7.28	14.57	364.20	364.20

Tabla 21: Cuantificación de los esfuerzos por peso propio

Fuente: Elaboración propia

En la siguiente tabla (Tabla 22) se muestra la posición de los tendones de pretensado de construcción, medidos verticalmente desde la fibra extrema de la losa superior:

Posición		Fase												
		Dovela 0-2	24i	23i	22i	21i	20i	19i	18i	17i	16i	15i	14i	13i
		Dovela 0-1	1d	2d	3d	4d	5d	6d	7d	8d	9d	10d	11d	12d
121	4													-0.35
125.5	8.5												-0.35	-0.13
130	13											-0.35	-0.13	-0.13
134.5	17.5										-0.35	-0.13	-0.13	-0.13
139	22									-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
143.5	26.5								-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
148	31							-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
152.5	35.5						-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
157	40					-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
161.5	44.5				-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
166	49			-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
170	53		-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
174	59	-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
178.5	61.5	-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
183	66	-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
187	70		-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
191	74			-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
195.5	78.5				-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
200	83				-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
204.5	87.5				-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
209	92					-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
213.5	96.5					-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
218	101						-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
222.5	105.5							-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
227	110								-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
231.5	114.5									-0.35	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
236	119										-0.35	-0.13	-0.13	-0.13

Tabla 22: Posición vertical de la familia de pretensado de construcción
Fuente: Elaboración propia

En la siguiente tabla (Tabla 23) se muestra la posición de los tendones de pretensado de construcción, medidos horizontalmente respecto al eje de simetría vertical de la sección transversal

Posición		Fase												
		Dovela 0-2	24i	23i	22i	21i	20i	19i	18i	17i	16i	15i	14i	13i
		Dovela 0-1	1d	2d	3d	4d	5d	6d	7d	8d	9d	10d	11d	12d
121	4													± 3.14
125.5	8.5													± 2.74 ± 3.96
130	13													± 3.14 ± 2.04 ± 3.96
134.5	17.5													± 2.74 ± 3.84 ± 2.04 ± 3.96
139	22													± 3.14 ± 2.16 ± 3.84 ± 2.04 ± 3.96
143.5	26.5													± 2.74 ± 3.72 ± 2.16 ± 3.84 ± 2.04 ± 3.96
148	31													± 3.14 ± 2.28 ± 3.72 ± 2.16 ± 3.84 ± 2.04 ± 3.96
152.5	35.5													± 2.74 ± 3.60 ± 2.28 ± 3.72 ± 2.16 ± 3.84 ± 2.04 ± 3.96
157	40													± 3.14 ± 2.40 ± 3.60 ± 2.28 ± 3.72 ± 2.16 ± 3.84 ± 2.04 ± 3.96
161.5	44.5													± 2.74 ± 3.48 ± 2.40 ± 3.60 ± 2.28 ± 3.72 ± 2.16 ± 3.84 ± 2.04 ± 3.96
166	49													± 3.14 ± 2.52 ± 3.48 ± 2.40 ± 3.60 ± 2.28 ± 3.72 ± 2.16 ± 3.84 ± 2.04 ± 3.96
170	53													± 2.74 ± 3.36 ± 2.52 ± 3.48 ± 2.40 ± 3.60 ± 2.28 ± 3.72 ± 2.16 ± 3.84 ± 2.04 ± 3.96
174	59	± 3.14	± 2.74	± 3.36	± 2.52	± 3.48	± 2.40	± 3.60	± 2.28	± 3.72	± 2.16	± 3.84	± 2.04	± 3.96
178.5	61.5	± 3.14	± 2.74	± 3.36	± 2.52	± 3.48	± 2.40	± 3.60	± 2.28	± 3.72	± 2.16	± 3.84	± 2.04	± 3.96
183	66	± 3.14	± 2.74	± 3.36	± 2.52	± 3.48	± 2.40	± 3.60	± 2.28	± 3.72	± 2.16	± 3.84	± 2.04	± 3.96
187	70		± 2.74	± 3.36	± 2.52	± 3.48	± 2.40	± 3.60	± 2.28	± 3.72	± 2.16	± 3.84	± 2.04	± 3.96
191	74			± 3.14	± 2.52	± 3.48	± 2.40	± 3.60	± 2.28	± 3.72	± 2.16	± 3.84	± 2.04	± 3.96
195.5	78.5				± 2.74	± 3.48	± 2.40	± 3.60	± 2.28	± 3.72	± 2.16	± 3.84	± 2.04	± 3.96
200	83					± 3.14	± 2.40	± 3.60	± 2.28	± 3.72	± 2.16	± 3.84	± 2.04	± 3.96
204.5	87.5						± 2.74	± 3.60	± 2.28	± 3.72	± 2.16	± 3.84	± 2.04	± 3.96
209	92							± 3.14	± 2.28	± 3.72	± 2.16	± 3.84	± 2.04	± 3.96
213.5	96.5								± 2.74	± 3.72	± 2.16	± 3.84	± 2.04	± 3.96
218	101									± 3.14	± 2.16	± 3.84	± 2.04	± 3.96
222.5	105.5										± 2.74	± 3.84	± 2.04	± 3.96
227	110											± 3.14	± 2.04	± 3.96
231.5	114.5												± 2.74	± 3.96
236	119													± 3.14

Tabla 23: Posición vertical de la familia de pretensado de construcción
Fuente: Elaboración propia

11.2 Anejo II

La construcción del tablero del Puente Santa Rita está condicionada por la elección de un par de carros de avance, a groso modo, el proceso constructivo inicia con los trabajos preliminares de limpieza de terreno, movimiento de tierras, ejecución de zapatas para columnas y estribos, en donde se estima se tardará un mes para completar las tareas. Con las cimentaciones construidas, se procede a la construcción de las pilas y con esto se da paso al inicio de la construcción del tablero.

En la construcción de la primera dovela se emplean jabalcones en forma de voladizos anclados en la columna para soportar el encofrado de la dovela sobre pila; a esta tarea se le asigna una duración de tres semanas. Una vez culminada esta fase es posible el ensamblaje de los carros de avance encima de esta, para lo que se estima sean necesarias otras tres semanas.

Con las dovelas sobre pila debidamente hormigonadas, curadas y tesadas y los carros montados, es posible iniciar la construcción de las dovelas en voladizo, para esta obra se propone la construcción simétrica a cada lado como se detalla en el apartado 3.5. Es a bien aclarar que, para esta obra se reconoce el inicio de cada fase con el avance de los carros, de modo que finalizará con el tesado de los torones, así pues, una fase estará compuesta por las siguientes tareas ejecutadas en secuencia

- Separación de los carros de hormigonado y los rieles
- Avance y anclaje de los rieles en la nueva posición
- Montaje de los carros sobre los rieles
- Avance y anclaje de los carros en la nueva posición
Estas tareas se estima que se realizarán en 1 día
- Armado de la losa inferior, almas y detalles de sección
- Avance y fijación del encofrado interior
- Instalación de la armadura pasiva en la losa superior
- Instalación de los ductos de pretensado, enfilado de los torones y reajuste de la posición de los ductos
- Vertido del hormigón (iniciando desde el borde externo hasta la cara de la dovela ya hormigonada, esto así, para garantizar que los carros hayan alcanzado su mayor flecha al inicio del vertido)
Estas tareas se estima que se tardarán en 3 días en completar
- Fraguado y/o curado del hormigón hasta alcanzar una resistencia mínima a compresión de 25 MPa.
- Tesado de los cables de pretensado
Estas tareas se estiman que se completarán en 3 días

En el siguiente diagrama (Figura 63) se puede observar el orden de la secuencia de tareas necesarias para completar el tablero del Puente Santa Rita.

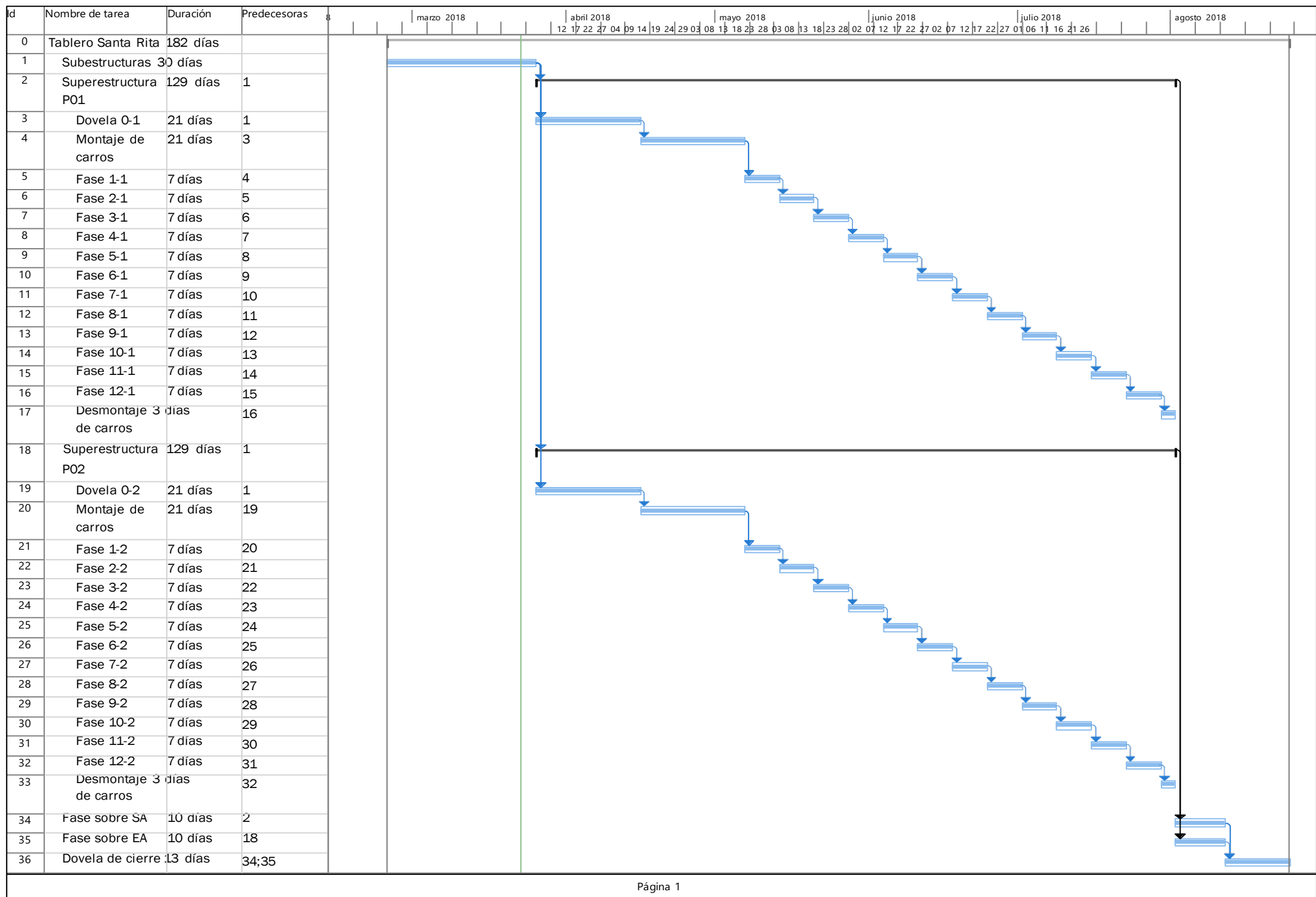


Figura 63: Programa de trabajos
Fuente: Elaboración propia