



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**MODELACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN POR ETAPAS DE
UN PUENTE ATIRANTADO EN DOBLE VOLADIZO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

ISRAEL IVÁN LEÓN GARCÍA

TUTOR:

ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ

ABRIL DEL 2009



JURADO ASIGNADO:

Presidente: **M. I. Carlos Javier Mendoza Escobedo**

Secretario: **Dr. José Alberto Escobar Sánchez**

Vocal: **Dr. Roberto Gómez Martínez**

1^{er}. Suplente: **Dr. Oscar López Bátiz**

2^{do}. Suplente: **M. I. Carlos Adán Montoya Beltrán**

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ

DEDICATORIAS

A mis padres:

Diego A. León Rodríguez y Juana F. García Santiago

por no limitar mi modo de pensar, por apoyarme en cada una de mis decisiones,
gracias por enseñarme a ser una persona honesta, responsable y trabajadora...

A mis dos entrañables hermanas:

Blanca Estela y Alma Mónica

por entenderme, por ser parte de mi sostén de vida, y por cuidarme hasta de mi mismo...

A mi abuelo:

Tomas León Silva †

por toda la falta que me has hecho durante estos años a mi y a mi padre...

Para

Alicia †

porque al igual que hace cuatro años, comparto el sueño de la vida contigo...

AGRADECIMIENTOS

A mis colegas y amigos

Roberto Gómez, Oscar López, J. Alberto Escobar, David Muria
por permitirme trabajar con ustedes, por dedicarme de su tiempo
y por su amistad a lo largo de estos años...

Carlos Montoya Beltrán y Carlos Javier Mendoza,
por los comentarios hechos a este trabajo...

Luis Miguel Alemán Vargas
gracias por ser mi amigo y hermano...

Berenice Dorantes Munguia
por tu amistad, tu tiempo, y por llevarme
en el corazón como yo te llevo en el mío...

Edith Laguna León
porque tu amistad aún con la distancia existe,
porque aprecio tus palabras y los momentos que pasamos juntos...

Luciano Fernández, Mauricio Zenteno, Antonio Taveras, Daniel Aldama, Joel de la Rosa, Juliana Mosquera, Cesar Arredondo, Fabián de la Serna, Raúl Sanchez, Celia Lazcano, Martín Arenas y Ronald Cesar por obsequiarme su amistad, por permitirme pasar buenos momentos a su lado, por tolerar mi carácter y porque de cada uno de ustedes sólo me llevo lo mejor ...

Noemí Salcido, Jessie Cervantes y Janet Serrano,
por contagiarme del optimismo que muchas veces me falta,
y por enseñarme que la vida es más fácil de lo que parece...

Sandra Romero
por darme otra forma de pensar respecto a la vida, por ser honesta y tolerante conmigo, porque así como yo quiero lo mejor para ti, se que tú también quieres lo mejor para mi y porque al final siempre terminas regalándome una sonrisa, gracias
flaca...

Finalmente GRACIAS a todos aquellos que por omisión o descuido no menciono, pero que a lo largo de estos 28 años han contribuido a formar la persona que soy actualmente...

*...en estos días pensé en mis amigos y amigas
y entre ellos apareciste tú...
No estabas arriba, ni abajo, ni en medio...
No encabezabas ni concluías la lista...
No eras el número uno, ni el número final...
Lo que sé es que destacabas por alguna cualidad que transmitías
y con la cual desde hace tiempo se ennoblece mi vida...
Y tampoco tengo la pretensión de ser el primero,
el segundo o tercero de tu lista
Basta que me quieras como amigo.
Entonces entendí que realmente somos amigos...
Hice lo que todo amigo:
Oré... y le agradecí a Dios por ti...*

Jorge Luis Borges

Agradecimientos especiales

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por el apoyo brindado con la beca económica a mi persona de agosto de 2005 a julio de 2007.

A la Coordinación de Mecánica Aplicada del Instituto de Ingeniería, encabezada por el Dr. Roberto Gómez Martínez por el espacio proporcionado a mi persona desde marzo de 2004, por la beca otorgada a mi persona durante 2004, y 2008, así como por permitirme trabajar en importantes proyectos como lo son los puentes El Infiernillo, Río Rosas, San Cristóbal (en las dos fases), Chiapas y El Baluarte.

CONTENIDO

CONTENIDO	II
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 OBJETIVOS	2
CAPÍTULO 2 MARCO CONCEPTUAL.....	3
2.1 INTRODUCCIÓN.....	3
2.2 PUENTES ATIRANTADOS	3
2.3 COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO.....	5
2.3.1 Flujo plástico.....	6
2.3.2 Contracción y expansión	11
2.4 PRESFUERZO	12
2.4.1 Principio del presfuerzo	12
2.4.2 Pérdidas de presfuerzo.....	13
CAPÍTULO 3 PUENTE “EL BALUARTE”	17
3.1 INTRODUCCIÓN.....	17
3.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES	18
3.3 ELEMENTOS QUE CONFORMAN EL PUENTE	19
3.3.1 Estribos.....	20
3.3.2 Pilas.....	21
3.3.3 Pilonos.....	22
3.3.4 Dovelas de concreto	25
3.3.5 Dovelas de acero.....	27
3.3.6 Piezas puente.....	30
3.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.....	31
3.4.1 Proceso constructivo general	31
3.4.2 Procedimiento constructivo, voladizo en pilas y pilones	36
CAPÍTULO 4 MODELACIÓN MATEMÁTICA.....	41
4.1 INTRODUCCIÓN.....	41
4.2 MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO.....	41
4.2.1 Análisis de esfuerzos en elementos tridimensionales	42
4.3 CRITERIOS DE FALLA DE LOS MATERIALES	44
4.3.1 Criterio de la superficie de falla de Von Misses	44
4.3.2 Criterio de la superficie de falla de Mohr-Coulomb	44
4.4 CÁLCULO Y DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS EMPLEADOS.....	45
4.4.1 Características de los materiales.....	45
4.4.2 Flujo plástico y contracción.....	47
4.4.3 Pérdidas de presfuerzo, AASHTO-LRFD-04	56
4.5 MODELACIÓN DE LOS ELEMENTOS	59
4.5.1 Elementos tipo placa o cascaron.....	60
4.5.3 Elementos tipo barra	61
4.5.3 Materiales	64
4.6 SIMULACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.....	66
4.7 SIMULACIÓN DEL SISTEMA DE SOPORTE	67
4.8 VERIFICACIÓN DEL MODELO.....	67
4.8.1 Verificación por peso	68
CAPÍTULO 5 RESULTADOS GENERALES	69
5.1 INTRODUCCIÓN.....	69
5.2 DEFINICIÓN DE PUNTOS Y PLACAS DE CONTROL	69
5.3 TRAMOS LATERALES DE CONCRETO	72

5.3.1	Deflexiones por etapas	72
5.3.2	Esfuerzos obtenidos por etapas conforme al criterio de Mohr-Coulomb	80
5.4	TRAMO CENTRAL DE ACERO	85
5.4.1	Deflexiones por etapas	85
5.4.2	Esfuerzos obtenidos por etapas, conforme al criterio de Von Mises	91
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		95
6.1	INTRODUCCIÓN.....	95
6.2	CONCLUSIONES.....	95
6.3	RECOMENDACIONES.....	98
REFERENCIAS		99
APÉNDICE A VERIFICACIÓN DEL MODELO POR PESO		102
A.1	INTRODUCCIÓN.....	102
A.2	DOVELAS DE CONCRETO Y DOVELAS DE PILA	102
A.3	VIGA MAESTRA Y DETALLE "A".....	106
A.4	PIEZAS PUENTE CON SOSTÉN Y SIN SOSTÉN.....	108
A.5	LOSAS PREFABRICADAS	109
A.6	PILAS, TRABES CABEZALES E INTERMEDIAS	110
A.7	PILONES.....	111
A.8	COMPORTAMIENTO DE TODO EL CONJUNTO.....	111
APÉNDICE B FASES DEL PROYECTO Y RESULTADOS		113
B.1	SECUENCIA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO	113
B.2	RESULTADOS DE ESFUERZOS EN DOVELAS DE ACERO	122

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

En forma general, los puentes atirantados se componen por un tablero, un sistema de tirantes que sujetan a este de diferentes puntos y suben la carga a un pilón, mismo que se localiza en la prolongación de una de las pilas del puente.

Este trabajo presenta una evaluación aproximada de la construcción por etapas en doble voladizo de un puente atirantado, mediante la modelación por etapas del mismo, empleando el programa SAP2000; se realiza un análisis no lineal de las etapas constructivas, lo que permite tomar en cuenta los fenómenos de flujo plástico y contracción del concreto. Aquí es muy importante agregar, que al diseño de un puente y a las fuerzas actuantes, habrá que sumar el comportamiento a corto y largo plazo de los diferentes materiales, así como de las variadas técnicas de construcción que se emplean.

El puente en estudio es “El Baluarte”, de 1124 m de longitud, localizado entre los límites territoriales de los Estados de Durango y Sinaloa. Se ubica en el corredor carretero Mazatlán-Matamoros, uniendo de este modo los puertos comerciales del Golfo de México con el Pacífico. En términos generales, el puente se constituye por un claro central de dovelas de acero, claros adyacentes construidos por dovelas de concreto presforzado empleando la técnica del doble voladizo, siendo el sistema de piso a base de losas prefabricadas. Todos los elementos se soportan por 152 tirantes, dos pilones, 8 pilas y dos estribos.

Este trabajo se compone de 6 capítulos y 2 apéndices, siendo el primero de ellos el presente. En el capítulo 2 se hace referencia a un marco conceptual abordándose los conceptos de puentes atirantados, flujo plástico, contracción y los que corresponden al presfuerzo, particularmente los que conciernen a las pérdidas del mismo. En el capítulo 3 se describe ampliamente el proyecto del puente “El Baluarte”, indicando los elementos que le componen, así como las diferentes etapas constructivas a seguir según proyecto.

En el capítulo 4 se comenta sobre el modelado del puente, considerando los puntos siguientes: Método del elemento finito (MEF), representación de esfuerzos en el MEF, leyes de comportamiento de materiales del concreto y acero, los parámetros empleados (módulo de elasticidad, resistencia a la compresión del concreto, flujo plástico, contracción, etc.), el modelado de los elementos que componen el puente, la verificación de su comportamiento y las simulaciones numéricas empleadas para el sistema de soporte de dovelas (carro de colado). Es importante mencionar que el sistema de atirantado únicamente se da de la pila 2 a la 9, pero por proceso constructivo de doble voladizo, es necesario considerar el efecto de los volados izquierdo y derecho de estas para evitar asimetrías en cargas y la aparición de momentos de volteo en la base de las pilas.

Posteriormente, en el capítulo 5 se presentan los resultados generales obtenidos, identificando los nudos y placas a emplearse para la estimación de resultados, dando estos en términos de deformaciones y esfuerzos; del mismo modo se discuten los resultados por etapas de construcción, así como el estado final de deformaciones. Por último en el capítulo 6 presentan los comentarios, conclusiones y recomendaciones de este trabajo.

Debe mencionarse también que el presente trabajo única y exclusivamente pretende evaluar el comportamiento del puente en la forma que se ha indicado. No se consideran los siguientes aspectos:

- Revisión estructural del diseño de los componentes del puente;
- Aquéllas zonas que presenten concentraciones de esfuerzos, lo que implica un detallado más amplio del modelo, o en su defecto, el aislamiento de estos elementos incluyendo aquellos elementos que en su momentos fueron omitidos;
- Los efectos aerodinámicos producidos por el viento y los asociados al sismo, y
- Los efectos de temperatura en que se pueda ver inmerso el puente durante su vida útil.

Se incluyen dos apéndices, A y B, los que tienen como fin dar una visión más amplia de la verificación de comportamiento del modelo, por peso y el proceso de construcción indicado en el programa.

1.1 OBJETIVOS

Los objetivos del presente trabajo son:

- Evaluar el comportamiento del puente durante las diferentes etapas de construcción, considerando las propiedades del concreto como: flujo plástico y contracción;
- Dar un soporte técnico, de lo que puede esperarse durante la construcción del puente, y sugerir recomendaciones al proyecto mismo.

CAPÍTULO 2

MARCO CONCEPTUAL

2.1 INTRODUCCIÓN

Como parte importante del presente trabajo, se hace una revisión, breve y clara de los principales conceptos involucrados. Los conceptos que se indican, y que son los que más se mencionan en los diferentes capítulos son:

- Puentes atirantados;
- Comportamiento del concreto (flujo plástico, contracción); y
- Comportamiento del presfuerzo (pérdidas).

Respecto al primer punto, se presenta una visión simple de los puentes atirantados sin recurrir a una revisión histórica. Los puntos subsecuentes se consideraron dada su importancia en el comportamiento de los puentes a lo largo de su vida útil, y que de no valorarse de forma correcta podrían reducir las condiciones de seguridad del mismo.

Por último, aún cuando los efectos de temperatura y los debidos al viento (fenómenos aerodinámicos) son de importancia, como se mencionó en el capítulo 1, estos no son abordados en el presente trabajo.

2.2 PUENTES ATIRANTADOS

Un puente atirantado, de forma sencilla, se define como un sistema formado por vigas longitudinales y transversales, un tablero y elementos de soporte como, pilas y pilones en compresión, así como cables inclinados en tensión que dan soporte al tablero, lo que proporciona rigidez a varios puntos a lo largo del claro. El trabajo y la acción del conjunto permiten que las componentes horizontales sean tomadas por las vigas y que no se requieran anclajes masivos. En forma importante, la correlación de estos elementos depende del sistema de atirantamiento, distinguiéndose la distribución transversal y horizontal de tirantes (Pozos, 2004; Torre, 2000; Podolny, 1976 y 1982).

En el primer caso, las distribuciones de tirantes corresponden a los tipos uniaxial o lateral, (de forma simétrica o asimétrica, o bien, pueden estar inclinados al plano o verticales, Figura 2.1).

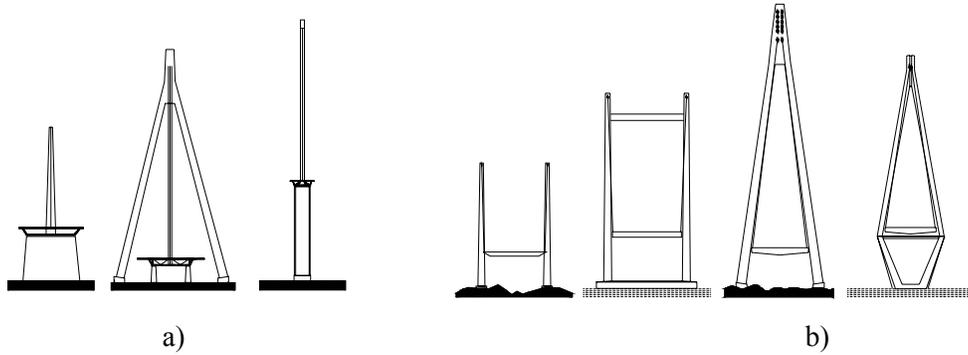


Figura 2.1.- Distribución transversal de cables: a) uniaxial, b) lateral

En la suspensión uniaxial se solicita una mayor rigidez local del tablero (que se logra con una sección en cajón) y un aseguramiento de la resistencia en la conexión tirante-tablero, con el fin de distribuir adecuadamente la carga. En el caso lateral se presenta un comportamiento más estable ante los fenómenos aerodinámicos (dada la reducción de demandas de torsión) y por lo tanto es posible emplear secciones abiertas en el tablero.

Longitudinalmente, se distinguen cuatro disposiciones de los tirantes (Figura 2.2):

- En *abanico*.- Todos los tirantes convergen en el vértice del pilón y soportan la componente máxima de las cargas vivas y muertas, siendo mínima la carga axial del tablero;
- En *semiabanico o abanico modificado*.- Los tirantes se reparten regularmente en la parte superior del pilón;
- En *arpa*.- Todos los tirantes son paralelos entre sí, reduciendo los riesgos de inestabilidad dinámica del pilón a causa del reparto de los tirantes en toda la altura; y
- En *estrella*.- Los cables se reparten en la altura del pilón, uniéndose en un solo punto del tablero (pila o estribo), sin que los puntos de anclaje sean distribuidos tanto como sea posible.

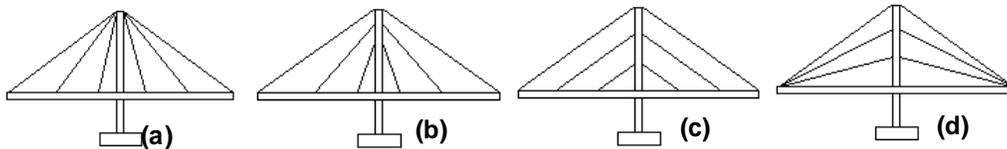


Figura 2.2.- Distribución longitudinal de tirantes: a) en abanico, b) semiabanico, c) arpa, d) estrella

En el caso del pilón, este es un elemento en *cantilever* capaz de soportar compresiones producto del arreglo individual de cables. En relación a su esquema longitudinal, este puede ser del tipo flexible si únicamente cuenta con un elemento vertical, o del tipo rígido como un pilón en forma de *A*. Transversalmente su esquema depende de la distribución de los cables si es uniaxial o lateral.

En lo que corresponde a los diferentes tipos de tableros, tienen los siguientes tipos:

- Tableros de acero;
- Tableros ortotrópicos;
- Tableros de concreto; estos últimos tienen su origen en los puentes en doble voladizo, con los tramos cortos directamente soportados por cables. Se reconocen las ventajas siguientes:

- La componente horizontal de la fuerza en el tirante provoca compresión al tablero sometido a flexión, favoreciéndolo, dado que el concreto actúa mejor a compresión;
- Las deflexiones por carga viva son pequeñas debido a la relación carga viva a carga muerta, y por lo tanto los puentes atirantados de concreto son aplicables a cargas masivas de tránsito; y
- La erección de la superestructura y los tirantes es relativamente fácil con la tecnología actual del presfuerzo, prefabricación y construcción con segmentos en doble voladizo.
- Tableros mixtos

En la forma más general, este tipo de tablero depende de la configuración del atirantado, del número de tirantes, tratando siempre que sea lo más ligero posible, pero garantizando siempre la estabilidad aerodinámica y su facilidad de construcción (Figura 2.3).

ARREGLO	SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO	TIPO DE VIGA	SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TABLERO
DOBLE VIGA I		VIGA DE CAJÓN SIMPLE	
VIGA CAJÓN RECTANGULAR SIMPLE		VIGA DE CAJÓN DOBLE	
VIGA CAJÓN CENTRAL CON ALMAS LATERALES DE VIGAS I		VIGA DE CAJÓN DOBLE	
VIGA CAJÓN CELULAR SIMPLE CON DOBLE ALMA INCLINADA		VIGA DE CAJÓN DOBLE	
VIGA CAJÓN TRAPEZOIDAL SIMPLE		VIGA CAJÓN MULTIPLE	
VIGA CAJÓN RECTANGULAR DOBLE			
VIGA CAJÓN TRAPEZOIDAL DOBLE			

Figura 2.3.- Secciones de tableros: a) acero, b) concreto reforzado y presfuerzo

2.3 COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO

El concreto es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla en proporciones determinadas, de cemento, agregados y agua. Para el caso que ocupa este trabajo, el concreto presfuerzo es una modalidad del concreto reforzado, donde se crea un estado de esfuerzos de compresión en el concreto antes de la aplicación de las cargas. Una vez aplicadas estas, los esfuerzos de tensión producidos quedan contrarrestados o reducidos.

Si se considera que durante un estado de carga ocurre una deformación inicial y que posteriormente esta se verá aumentada con el tiempo, aún con la carga inicial, se estaría hablando del fenómeno de flujo plástico o deformación diferida. En este sentido y considerando el tiempo t como la variable preponderante para la predicción de la deformación por flujo plástico, se tendría una deformación dependiente del tiempo.

Por otra parte, dadas las características de humedad relativa y temperatura del sitio en que se encuentre el elemento de concreto, y si estas se mantienen razonablemente constantes a lo largo del tiempo, entonces la deformación asociada a la contracción por secado del concreto sería una deformación independiente del tiempo.

Por lo anterior, y con el fin de ampliar la visión de estos conceptos, en lo que sigue se describirán ambos.

2.3.1 Flujo plástico

En forma general, la deformación por flujo plástico se asocia a la existencia de una carga sostenida durante un lapso de tiempo t durante el cual, debido al reacomodo interno de las partículas de concreto, se permite cierta deformación del tipo diferida (para los elementos de acero estructural, es posible omitir este tipo de deformaciones, ya que se presentan en edades para las cuales la vida útil misma del elemento ya se ha alcanzado, es decir, una proyección de 70 a 100 años).

En 1936 Freyssinet (Nilson, 1978), ya indicaba que el fenómeno de *flujo plástico* se podía atribuir al cambio en la estructura capilar del concreto, por la presencia de una carga, es decir:

“Bajo un esfuerzo de compresión, dentro de la estructura interna del concreto los tubos capilares tienden a deformarse, lo que provoca un desplazamiento de las láminas de agua hacia aquellas zonas donde el flujo capilar es mayor tratando de liberar tensión. De este modo se induce un esfuerzo de compresión y desplazamientos parciales de las cargas externas. La deformación resultante es el *flujo plástico* que constituye un fenómeno de *retraso elástico* (deformación diferida), por la demora en el tiempo en que se restablece el equilibrio de la presión de vapor entre el concreto y el medio ambiente.”

Considerando un estudio de deformaciones asociadas a un esfuerzo (Šmerda, 1978), si se parte del hecho que existen aquéllas que son dependientes e independientes de este, es posible indicar que las segundas básicamente son debidas a las condiciones del sitio (temperatura y humedad relativa), mientras que en el primer caso se puede decir que existe la denominada *instantánea* y la *diferida*. Aún cuando existe cierta incertidumbre, debido a que un esfuerzo es siempre introducido en el concreto durante un *intervalo definido* del tiempo y no es claro, cuando termina una y cuando comienza la otra, es posible considerar por ejemplo, que si la deformación en un espécimen se mide cuando se alcanza cierto esfuerzo especificado, entonces esta deformación puede ser considerada como “independiente” y por lo tanto denominada *instantánea*. Las deformaciones que se presenten posteriormente a este punto, se pueden considerar dependientes del tiempo o *diferidas*.

Bajo los conceptos anteriores de deformación *instantánea* y *diferida*, se puede suponer que en ambos casos, estos pueden dividirse en deformaciones reversibles ó irreversibles (Tabla 2.1). Así, la deformación *instantánea* se divide en elástica instantánea (ϵ_e) e inelástica instantánea (ϵ_{ne}), de naturaleza plástica. Mientras que, la deformación *diferida* se conforma por la elástica diferida ($\epsilon_{e,d}$), e inelástica diferida ($\epsilon_{ne,d}$) de naturaleza viscosa. En la Figura 2.4 se muestra una curva deformación-tiempo en la cual se ilustran las deformaciones aquí descritas.

Tabla 2.1.- Deformaciones dependientes e independientes

Deformación	Dependientes de un esfuerzo.		Independientes de un esfuerzo
	Instantánea	Diferida	
reversible	elástica ϵ_e	elástica $\epsilon_{e,d}$	dilatación térmica y contracción - expansión
irreversible	inelástica ϵ_{ne}	inelástica $\epsilon_{ne,d}$	

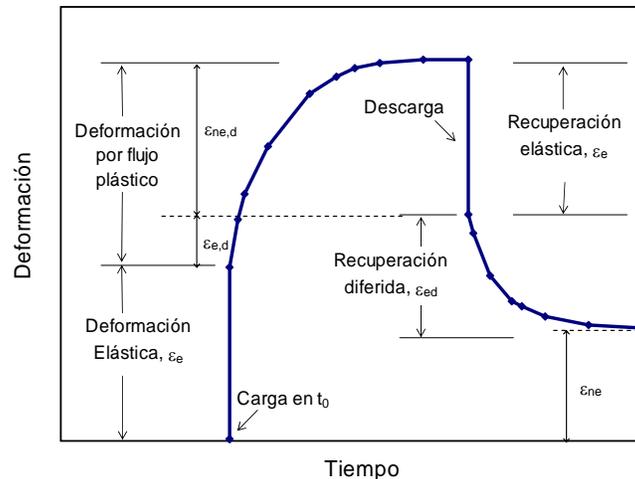


Figura 2.4.- Curva deformación-tiempo

Así, la deformación por flujo plástico puede calcularse como:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{e,d} + \varepsilon_{ne,d} \quad (2.1)$$

En cuanto a la definición de cada una de las fases es posible indicar lo siguiente. Si para la deformación *instantánea*, se adopta un esfuerzo permisible igual a $\frac{1}{2}$ de la resistencia (aproximadamente), con una relación σ/ε_e constante, entonces la deformación elástica instantánea es:

$$\varepsilon_e = \sigma/E_c \quad (2.2)$$

donde

- E_c es el módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2); y
- σ es la resistencia a la compresión del concreto (kg/cm^2).

Así mismo, la deformación inelástica instantánea (ε_{ne}) se puede explicar por medio de la plasticidad del concreto que aunque no tiene un límite definido, sí es posible asumir que ε_{ne} es una deformación permanente alcanzada en un periodo muy corto. Por ejemplo, si se toma un pistón friccionante conectado a las paredes de un cilindro, el cual conforme $P < P_T$ (donde P es la fuerza aplicada al pistón y P_T es la resistencia generada por la fricción entre el pistón y las paredes), ningún desplazamiento x en el pistón ocurrirá. Pero, una vez que $P > P_T$ (es decir la fuerza de fricción se ve vencida), el pistón comienza a moverse tanto como P sea aplicada, hasta que P sea discontinua (el pistón no regresa a su posición original), y se tenga una deformación x permanente.

Por su parte, la deformación inelástica diferida ($\varepsilon_{ne,d}$) puede ser explicada por medio de las propiedades viscosas del concreto ($\varepsilon_{ne,d} = \varepsilon_v$) cuando el agua interna es expulsada de los microporos de gel de concreto bajo el efecto de un esfuerzo sostenido (lo que implica necesariamente un movimiento interno). Así, la velocidad de deformación dependerá del esfuerzo y de la viscosidad del material. Un modelo que corresponde a un material idealmente viscoso ($v_o = \text{constante}$) se representa por medio de un pistón ejerciendo presión en un líquido con viscosidad v_o . En este caso, la fuerza P se debe al escape del líquido alrededor del pistón, el cual se mueve como consecuencia. Cuando P cesa, el movimiento del pistón es discontinuo y por lo tanto se tiene un desplazamiento x diferido en el intervalo inelástico.

Teóricamente, la deformación del concreto puede ser explicada por todos los componentes de la deformación:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_e + \varepsilon_{ne} + \varepsilon_{e,d} + \varepsilon_{ne,d} \quad (2.3)$$

Cabe mencionar que en la representación de las deformaciones mediante modelos, estos asumen materiales con propiedades *ideales*.

Funciones de estimación del flujo plástico

Para la estimación del flujo plástico se plantean varias funciones (Atrushi, 2003) que están basadas en modelos constitutivos, para lo cual existen dos tipos de formulaciones. En el primero la función de flujo plástico es formulada como el producto de las funciones de la edad en que es cargado el miembro y de la duración de la carga. Es decir:

$$\varphi(t, t') = \frac{1}{E_{(t')}} [1 + \varphi_0 f_1(t') g_1(t - t')] \quad (2.4)$$

donde:

$E_{(t')}$ módulo de elasticidad al momento de la carga;

φ_0 parámetro de flujo plástico (constante);

$f_1(t')$ función que expresa el efecto de la edad en que se carga (efecto de envejecimiento); y

$g_1(t - t')$ función que representa el desarrollo del flujo plástico con el tiempo bajo la carga.

Este tipo de formulación ha sido adoptada por el *Comité Europeo del Concreto (CEB-FIP)*, por sus siglas en francés), el *Instituto Americano del Concreto (Comité 209)* y por *Bazant-Panula* en su modelo presentado en 1978.

El otro tipo de formulación, está basado en la suma de dos o más componentes, nombradas de recuperación elástica y de flujo plástico permanente:

$$\varphi(t, t') = \frac{1}{E_{(t')}} + \varphi_1 f_2(t - t') + \varphi_2 [g_2(t - t')] \quad (2.5)$$

donde:

φ_1, φ_2 constantes;

$f_2(t - t')$ función que expresa el desarrollo de la componente de recuperación elástica; y

$g_2(t - t')$ función que representa el desarrollo del flujo permanente con el tiempo.

Linealidad y flujo plástico

Como parte del estudio del fenómeno de flujo plástico, si se parte de la teoría de la *Elasticidad*, se tiene que el esfuerzo es proporcional a la deformación. Sin embargo, uno de los problemas fundamentales en la investigación del flujo plástico es la realización de pruebas experimentales donde se mantenga esta hipótesis, dado que se involucra la variable t , por lo que de este modo (Šmerda, 1978):

$$\varepsilon_{c(t)} = A_{(t)}\sigma \quad (2.6)$$

donde $A_{(t)}$ depende del tiempo y del módulo de elasticidad $E_{c(t)}$ del concreto. Así, considerando la expresión 2.2 en términos del tiempo ($E_{c(t)}$):

$$\varepsilon_{c(t)} = \frac{\varphi_{(t)}}{E_{c(t)}}\sigma = \varphi_{(t)}\varepsilon_{e(t)} \quad (2.7)$$

Si lo anterior se mantuviera para un módulo de elasticidad constante

$$\varepsilon_{c(t)} = \varphi_{(t)} \frac{\sigma}{E_c} \rightarrow \left. \frac{\sigma}{E_c} \right\} = \varepsilon_e \quad (2.8)$$

Luego, definiéndose el coeficiente de flujo plástico como el cociente de la deformación del flujo plástico a la elástica, entonces:

$$\varphi_{(t)} = \frac{\varepsilon_{c(t)}}{\varepsilon_e} \quad (2.9)$$

Experimentalmente, esta expresión es correcta bajo esfuerzos de compresión uniaxiales, y en un cierto rango de la relación del esfuerzo σ a la resistencia del concreto R_c ($\sigma/R_c \approx 0.4$ o 0.5). Cuando este límite es excedido el flujo plástico deja de ser lineal.

Si ahora se considera el principio de la superposición (suma de las deformaciones de los diferentes estados) que parte del principio de linealidad entre el esfuerzo y la deformación, y que evidentemente esto se aplica cuando esfuerzos de diferentes valores son introducidos en el concreto al mismo tiempo t_o , el flujo plástico resultante ε_c en el tiempo t es igual a la suma de los incrementos de flujo plástico ε_{ci} bajo un esfuerzo σ_i . Así:

$$\varepsilon_c(t) = \sum \varepsilon_{ci} = \frac{\varphi(t)}{E_c} \sum \sigma_i \quad (2.10)$$

Para el análisis del flujo plástico, la validez del principio de superposición se generaliza en los casos en que el concreto es sujeto a esfuerzos en tiempos diferentes.

Flujo plástico y Relajación

Como ya se ha mencionado, el fenómeno de flujo plástico esta asociado a las deformaciones ocurridas (posterior a la instantánea) por la presencia de un esfuerzo constante. Sin embargo, si las deformaciones por flujo plástico se ven limitadas a cierto valor, entonces el esfuerzo original se reduce con el tiempo y ocurre el fenómeno de la *relajación* (considerando que se mantiene constante la deformación). Este fenómeno en especímenes de concreto es ilustrado en la Figura 2.5. Se muestra, que el esfuerzo decrece en rangos amplios en concretos jóvenes de forma análoga al flujo plástico (es decir, la relajación es mas alta en concretos jóvenes, reduciéndose con el tiempo). Por su parte, el efecto del flujo plástico y la reducción del esfuerzo son más pronunciados en (Atrushi, 2003):

- elementos compuestos por materiales con una significativa diferencia en las propiedades del flujo plástico entre sí (acero y concreto);
- estructuras donde el flujo plástico varia a través del espesor; y

- en situaciones en los que los esfuerzos se desarrollan por deformaciones impuestas.

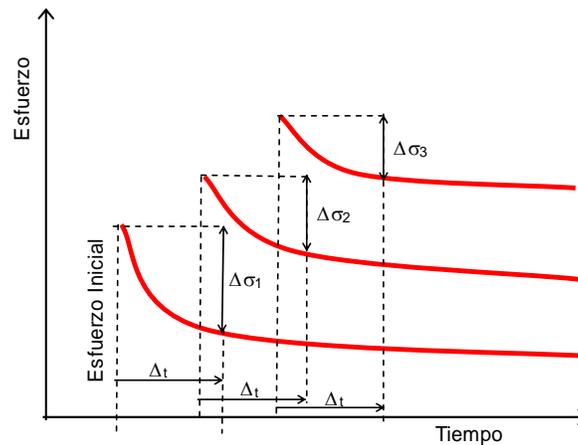


Figura 2.5.- Efecto de la carga en la edad durante la relajación

Nota: $\Delta\sigma_i$ representa la pérdida de esfuerzo por relajación, dada la edad del espécimen al momento de cargarse

Factores que influyen en el flujo plástico

De acuerdo con la naturaleza de los factores que afectan al flujo plástico, estos pueden dividirse en: factores intrínsecos y extensivos (Atrushi, 2003). En el primer grupo se encuentra la resistencia a la compresión del concreto, las características de la pasta de cemento, el módulo de elasticidad del agregado, el porcentaje del agregado en el concreto y el tamaño máximo del agregado (cualquiera de estos, puede incrementar o reducir el flujo plástico o contracción respectivamente). En el segundo grupo están aquellos factores que pueden variar posterior al descimbrado, como: la temperatura, la edad de carga, la duración de la carga, el tipo de carga (tensión o compresión). Además, el tamaño del espécimen y la humedad relativa del medio son factores que afectan el flujo plástico.

De forma breve, a continuación se indica en qué forma afectan los factores mencionados al desarrollo del flujo plástico, mientras que en la Figura 2.6 se muestran los factores más importantes.

- Edad del concreto.- Durante las primeras semanas bajo carga, el nivel de flujo plástico es mayor para concretos jóvenes que para concretos viejos. Este efecto se encuentra relacionado con el grado de hidratación del concreto;
- Nivel de esfuerzo.- Si se acepta que el flujo plástico es proporcional al esfuerzo aplicado, (por lo menos hasta 0.4 a 0.5 de la resistencia), entonces, posterior al límite de proporcionalidad, el flujo plástico se incrementa debido a efectos no lineales;
- Temperatura.- La deformación por flujo plástico aumenta con el incremento de la temperatura T . En este sentido, conforme T crece, se induce una reducción de la relación agua-cemento lo que conlleva a la reducción del flujo plástico. Generalmente, dependiendo de la edad del concreto, el primer efecto es usualmente mayor que el segundo;
- Agua/Cemento.- Conforme la relación agua/cemento se reduzca, se incrementa el módulo de elasticidad y la resistencia del concreto, reduciendo el efecto de flujo plástico;
- Humedad relativa.- Bajo humedad equilibrada el flujo plástico tiende a reducirse con el tiempo; y

- Agregado.- En general, un aumento del contenido de agregados en el concreto reduce el flujo plástico. Un agregado con un módulo de elasticidad elevado, permitirá oponer mayor resistencia al desarrollo del flujo plástico.

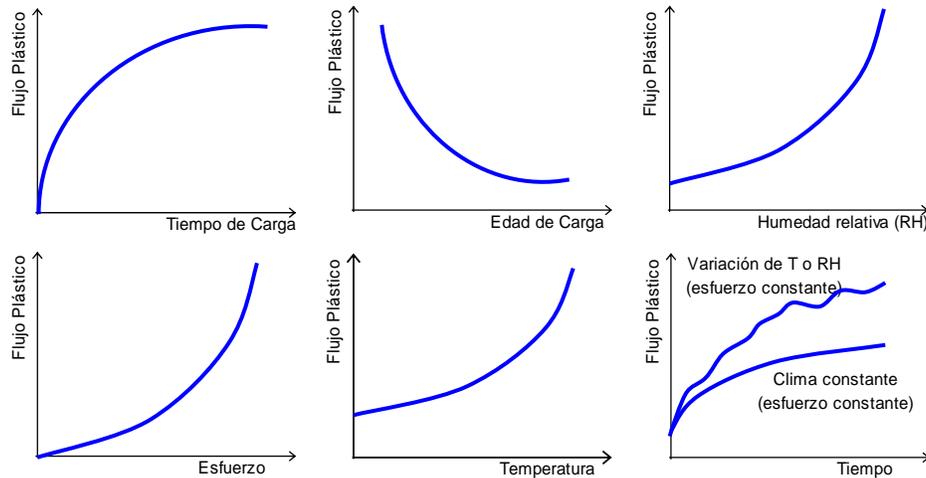


Figura 2.6.- Factores que afectan el flujo plástico

2.3.2 Contracción y expansión

Los fenómenos de contracción y expansión, que se presentan en el concreto, afectan de dos modos al miembro en que se presente. En el primero de los casos, cuando debido a las condiciones de sitio (humedad relativa) se propicia la reducción del contenido de humedad en el miembro, se tendría una reducción del volumen (lo que, genera a su vez esfuerzos de tensión, en aquellos elementos con restricción al desplazamiento). Por su parte, cuando las condiciones de sitio lo permiten, y se genera la absorción de humedad al mismo miembro, existe por lo tanto un incremento en el volumen. Por lo anterior, para estos dos procesos, carece de importancia el momento en que se somete a carga el miembro.

En general, tanto la contracción como la expansión, dependen de las condiciones ambientales, de la edad del concreto, de la composición de la mezcla (del método de preparación de esta) de las dimensiones del elemento estructural, y de otros factores similares a los del flujo plástico. Ambas tipos de deformaciones son funciones del tiempo.

De forma breve, a continuación se indica en que forma afectan los factores mencionados:

- Efecto del tiempo en la edad del concreto.- En casos de temperatura y humedad constantes en ambientes secos, la contracción se desarrolla de forma rápida, y posteriormente se desarrolla de forma lenta, hasta estabilizarse (valor final, $\epsilon_{s.c.}$). En condiciones de humedad favorables, las deformaciones por expansión se desarrollan de forma similar. Por otra parte, para concretos jóvenes se alcanza un valor último mayor de contracción o expansión que para concretos viejos;
- Dimensión del miembro estructural.- A los efectos de las condiciones ambientales, habrá que agregarse la superficie del miembro a exponerse; y

- Relación Agua/Cemento.- Esta ejerce una gran influencia en la contracción por secado: para relaciones grandes, mayores valores de contracción. Esto si se considera que la porosidad del concreto empleado en el miembro, depende de esta relación (lo que provoca la aparición de grietas por tensión).

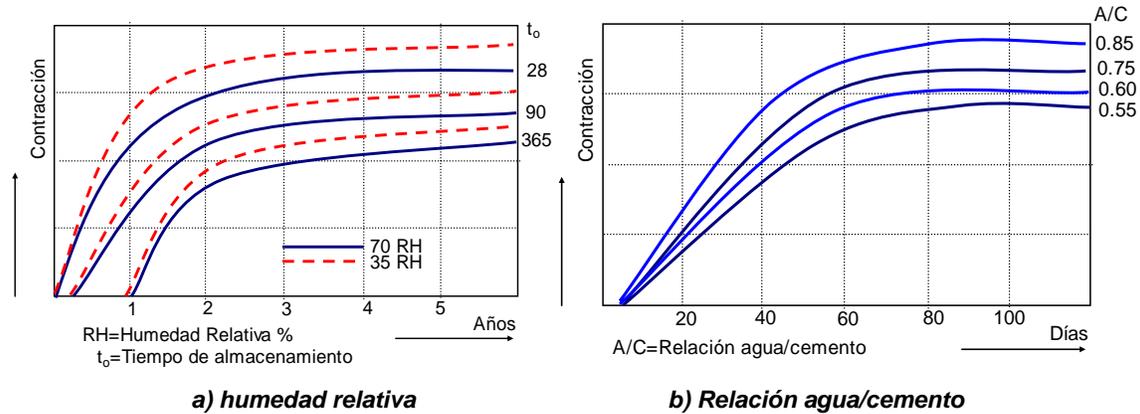


Figura 2.7.- Factores que afectan a la contracción

Expresión teórica para determinar la contracción por secado

La contracción que se desarrolla desde el instante τ hasta el tiempo t , es usualmente expresada a través de la relación (Šmerda, 1978):

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{s\infty} [k_s(t) - k_s(\tau)] \quad (2.11)$$

donde:

$\varepsilon_{s\infty}$ es el valor final de la contracción, la cual depende de las condiciones ambientales, del tamaño del miembro y de la relación A/C;

t es el tiempo para el cual se mide la contracción;

τ es la edad del concreto a partir de la cual se mide la contracción; y

k_s expresa la función de contracción, que usualmente es gobernada por una relación exponencial de la forma:

$$k_s = (1 - e^{-0.5t})^{0.5} \quad (2.12)$$

2.4 PRESFUERZO

2.4.1 Principio del presfuerzo

Dada la reducida capacidad del concreto a soportar tensión, es posible someter a compresión, las zonas en tensión, mediante una fuerza de tensión (previa o posterior), bajo la cual, los esfuerzos de tensión que actúan en la estructuras, sean anulados por la compresión.

Por ejemplo, si se tiene una viga de concreto sometida a flexión (debido a los efectos del peso propio, PP y la sobrecarga natural, P) en la que se generan esfuerzos de tensión y compresión a

$\frac{1}{2}$ del claro L , es posible plantear la anulación o reducción de los esfuerzos de tensión en la fibra inferior, bajo el precepto de la aplicación del presfuerzo. En este caso, si un cable de presfuerzo se encuentra inmerso en la viga mencionada, con una excentricidad dada, y se somete a tensión (I), entonces, los esfuerzos de tensión debidos al esfuerzo longitudinal de compresión σ_v y al momento de presfuerzo $M_v=Ve$, originan en el concreto (en la zona de tensión), esfuerzos de compresión que anulan los esfuerzos de tensión originales (provocados por el peso propio y la sobrecarga). En este sentido, el grado de presfuerzo se puede elegir de forma que, para la carga de servicio total, se anule la tensión en el borde inferior de la zona de tensión comprimida, o bien, que se permita cierta producción de esfuerzos de tensión. Lo anterior explicado se ilustra en la Figura 2.8.

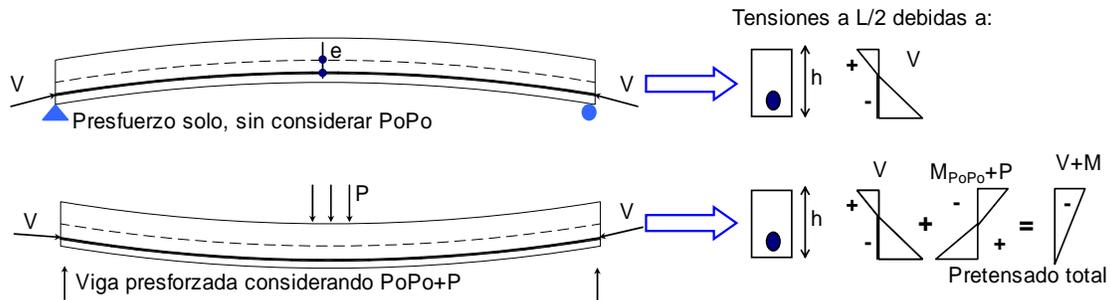


Figura 2.8.- Principio del presfuerzo

Las ventajas del concreto presforzado son:

- Por el empleo de materiales de alta resistencia, se pueden adoptar mayores claros y estructuras más esbeltas;
- El presfuerzo mejora la capacidad de servicio, debido a que se reduce la fisuración del concreto; y
- Se tiene una elevada resistencia a la fatiga, porque las amplitudes de oscilación de las tensiones en el acero de presfuerzo se mantienen reducidas, aun para un presfuerzo parcial.

2.4.2 Pérdidas de presfuerzo

Corrimiento del anclaje

Debido al proceso de tensado que se aplique, generalmente la fuerza del sistema de tensado (actuador o gato hidráulico) al liberarse, hace que la tensión del acero de presfuerzo se transfiera a la masa de concreto mediante los anclajes. Durante esta fase, ocurre un pequeño deslizamiento en los anclajes después de la transferencia, ya que las cuñas se acomodan en la periferia de los tendones, o en su defecto, el deslizamiento ocurre ya que se deforma el dispositivo de anclaje. Esto, provoca una pérdida inmediata en la fuerza de presfuerzo, la que depende del sistema de la aplicación del tensado o del dispositivo de anclaje (el valor del corrimiento δ_L puede variar de 1 a 10 mm, sin embargo). Conocido el valor del corrimiento, las pérdidas pueden calcularse como:

$$AS = \frac{\delta_L}{L} E_p \quad (2.13)$$

donde:

- AS pérdida de presfuerzo por deslizamiento del anclaje (kg/cm^2);
 δ_L corrimiento del anclaje (cm);
 E_p módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (kg/cm^2); y
 L longitud del tendón (cm), que podrá ser reducida a L_1 cuando exista fricción, calculándose como:

$$L_1 = \sqrt{\frac{\delta_L E_p}{f_i \left(\frac{\mu \Sigma \alpha}{L} + K \right)}} \quad (2.14)$$

en la cual:

- f_i esfuerzo después de la transferencia (kg/cm^2);
 μ coeficiente de fricción (1/rad);
 K coeficiente de pérdida de tensión lineal (1/m); y
 α suma de los valores absolutos del cambio angular de la trayectoria en el acero de presfuerzo (rad)

Las pérdidas por desplazamiento del cable en el anclaje serán máximas en el anclaje mismo, reduciéndose conforme la fricción contrarreste el deslizamiento. En elementos presforzados se omite el cálculo de estas pérdidas, por ser pequeñas, por lo que se acostumbra tensar un poco más para absorber el deslizamiento.

Fricción

Cuando se tensan los cables de presfuerzo se presenta el problema de fricción entre los ductos y los cables, ya que a pesar de que se trate de mantener la posición del ducto durante el colado, este se desplaza, y a su vez el apoyo (o anclaje) puede moverse o quedar defasado por problemas constructivos (Leonhardt, 1978). Ante esto, el eje real del cable resulta en una línea más o menos ondulada que difiere, tanto vertical, como horizontalmente, de la ubicación teórica prevista. Se habla en este caso, de una ondulación involuntaria, o de ángulos de desvío *involuntarios*, β (en si, los cables pueden tener una curvatura prevista que incluye un ángulo de desvío α_x desde donde se aplica el tensado $x=0$, hasta el punto x considerado), Figura 2.9.

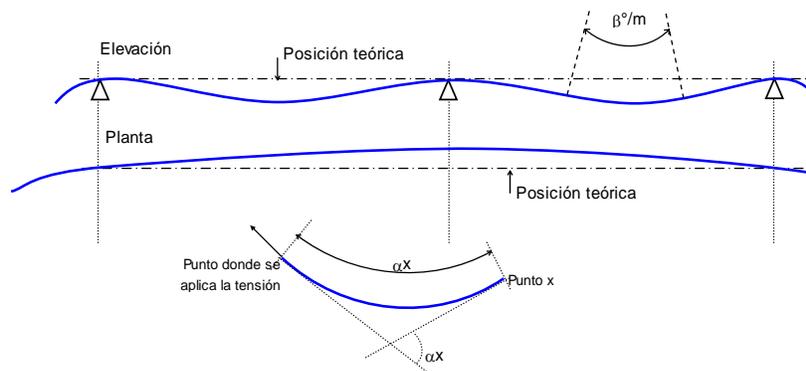


Figura 2.9.- Ondulación involuntaria β°/m de los elementos tensores rectos y el ángulo de desvío α previsto.

Por su parte, si un cable se tensa libremente puede resultar entonces exactamente recto, siempre que se prescinda de la flecha debida al peso propio. Pero si se encuentra ubicado en un ducto que no es recto, entonces el cable debe apoyarse en una zona curva, contra el ducto, dando origen a un esfuerzo de desvío u por unidad de longitud, que depende del esfuerzo de tensado y del ángulo de desvío o del radio de curvatura en la zona en que apoyen contra la ducto $u=V/r$ (Figura 2.10). Al tensar, el acero de presfuerzo debe desplazarse longitudinalmente con respecto al ducto, por lo que se originan resistencias por fricción R y r , que reducen el esfuerzo de tensado a lo largo del elemento tensor en función de los esfuerzos de desvío y del coeficiente de fricción μ .

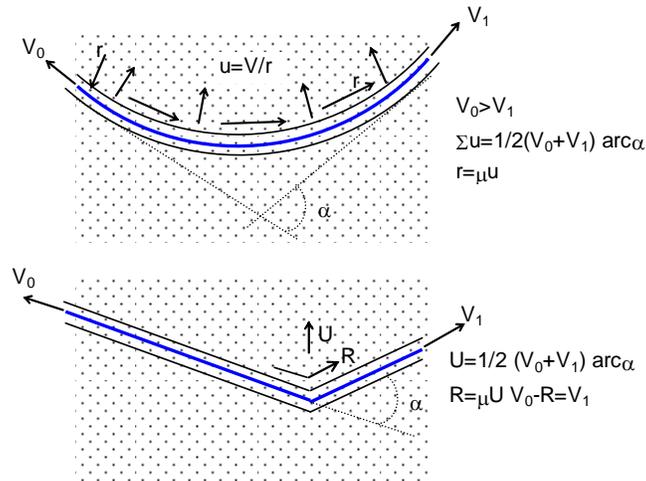


Figura 2.10.- Esfuerzos de desvío para curvatura constante y en lugares de quiebre de tramos rectos.

En relación con el coeficiente de fricción μ , que corresponde al deslizamiento del acero de presfuerzo en ductos de deslizamiento, este depende de la dureza y de la conformación superficial de ambas partes, de la presión de contacto y del deslizamiento. Respecto a esto, dado que durante el movimiento originado por el tensado se da una abrasión entre dos superficies, el coeficiente de fricción tiende a reducirse al aumentar el alargamiento.

Acortamiento elástico

Cuando la fuerza de tensado es transferida a un miembro de concreto, existirá un acortamiento elástico en el miembro a medida que este se comprime (por la acción del actuador ó gato). El acortamiento se puede determinar a partir de las relaciones esfuerzo-deformación del concreto (conocida L). En este caso, el acortamiento elástico que contribuye a las pérdidas depende del método de tensado (pretensado o presforzado, o postensado).

Para elementos presforzados, en los cuales el tendón esta adherido al concreto al momento de la transferencia, el cambio en la deformación del acero es el mismo que el de la deformación de compresión del concreto al nivel del centroide del acero (Angulo, 2000).

Por su parte, los miembros postensados, cuando se tensan al mismo tiempo todos los tendones, la deformación elástica del concreto ocurre cuando se aplica la fuerza del actuador, y existe una compensación automática para las pérdidas por acortamiento elástico, las cuales por lo tanto no necesitan calcularse (es decir, son cero). Sin embargo, cuando se usan tendones múltiples, lo que implica un proceso de tensado secuencial, entonces existe el caso de pérdidas de presfuerzo. Esto se explica, porque el primer tendón que se tense sufrirá una pérdida de esfuerzo cuando se

tense el segundo, y posteriormente, el primero y el segundo sufrirán pérdida de esfuerzo cuando se tense el tercero, y así sucesivamente.

Relajamiento

Se habla de relajamiento cuando la longitud deformada de una barra de acero se mantiene constante y la tensión inicial en el acero disminuye (o bien, el esfuerzo), es decir, cuando se produce una descarga de tensión σ_t (Leonhardt, 1988). La causa común de este fenómeno y el flujo plástico son producto de las modificaciones existentes en la estructura cristalina del concreto, las que ocurren cuando el acero se encuentra solicitado en forma permanente. La Figura 2.11 corresponde a las deformaciones por relajación de un alambre para distintas tensiones iniciales y temperaturas, obtenidas de ensayos de hasta 10,000 h de duración, extrapoladas a 100 años.

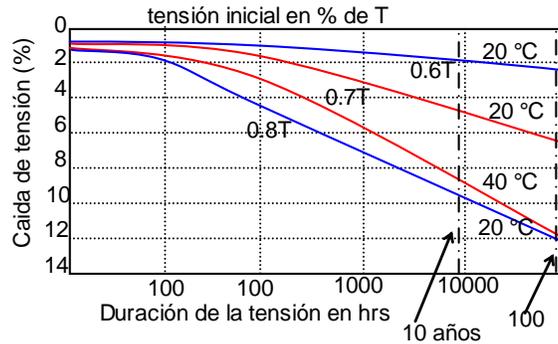


Figura 2.11.- Relajación de un alambre relevado de esfuerzos¹ en función de la tensión inicial y de la temperatura

Dado que los ensayos de flujo plástico y de relajación se efectúan, en general, solamente hasta 1000 h, (aún cuando las deformaciones dependientes del tiempo o, respectivamente, las pérdidas de tensión, no hayan finalizado), para estimar valores de relajación y flujo plástico, asociados, para duraciones mayores de tiempo, los alargamientos como las pérdidas de tensión responden a una relación del tipo:

$$\epsilon_k = k_1 + k_2 \log t \quad (k_1, k_2 = \text{constantes}) \quad (2.15)$$

donde puede emplearse una escala del tipo logarítmica para el tiempo, ya que la expresión mostrada, permite extrapolar los resultados a periodos de tiempo largos.

¹ Son tratados térmicamente, por lo que se eliminan los esfuerzos residuales y se garantiza un límite proporcional más alto (Collins, 1991)

CAPÍTULO 3

PUENTE “EL BALUARTE”

3.1 INTRODUCCIÓN

Como parte del programa sectorial de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes 2001-2006 (SCT), el Gobierno Federal planteó la necesidad de ampliar la cobertura y accesibilidad de la infraestructura carretera nacional, mediante la modernización, construcción y proyección de los corredores carreteros que permitieran optimizar la comunicación hacia regiones y centros poblacionales.

De los actuales corredores carreteros, el Mazatlán-Matamoros con las adecuaciones necesarias permitirá conectar la zona comercial e industrial del Norte con el pacífico mexicano, y acelerar en el desarrollo económico y social de las ciudades que se encuentren a su paso (Mazatlán, Durango, Torreón, Gómez Palacios, Saltillo, Monterrey, Reynosa, y Matamoros, entre otras). Sin embargo, actualmente el tramo Durango-Mazatlán es el único que falta para conformar el corredor en una autopista de altas especificaciones.

Por lo anterior, la Dirección General de Carreteras de la SCT ha proyectado (considerando las características geográficas de la Sierra Madre Occidental), una vía de dos carriles (uno por sentido), con un ancho de vía de 12 m; constituida por 56 túneles, 135 puentes, de los cuales 62 son viaductos, siendo el puente “El Baluarte” el más importante de todos. Todo lo anterior permitirá ligar las grandes arterias longitudinales que van del centro al norte de la República (Fig. 3.1).



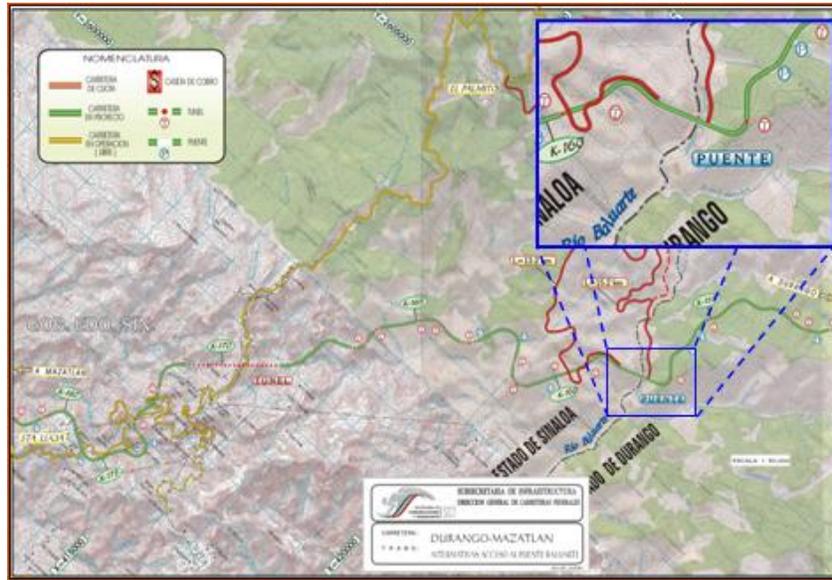
Figura 3.1.- Corredores carreteros del país

En lo que sigue se describirán más las características del proyecto, los elementos que le constituyen, así como el procedimiento constructivo que se plantea.

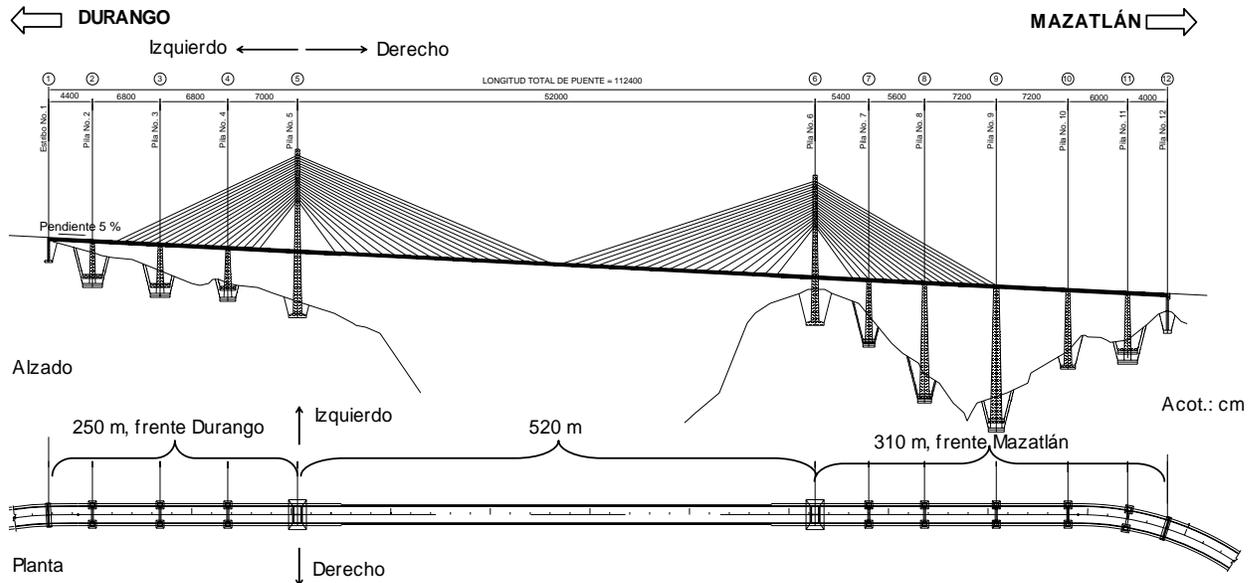
3.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES

Ubicación:

El puente “El Baluarte” se localiza en los límites territoriales de los Estados de Durango y Sinaloa en un tramo carretero que forma parte del llamado corredor Mazatlán-Matamoros. Geográficamente, este corredor cruza parte del sistema montañoso de la Sierra Madre Occidental, además de la barranca por la que fluye el río del mismo nombre. Particularmente, el puente se encuentra localizado en el kilómetro 156+956.217 a una elevación respecto al nivel del mar de 1156.15 m en el frente Durango, y en el frente Sinaloa en dirección a Mazatlán en el kilómetro 158+080.217 a 1099.95 m sobre el nivel del mar. En la Figura 3.2a se muestra la localización geográfica del puente, y en la Figura 3.2b se ilustra la proyección en alzado y en planta del mismo.



a) Localización



b) Elevación y planta del puente

Figura 3.2.- Puente El Baluarte

Estructuración

La estructura está formada por dos viaductos de concreto postensado adyacentes al claro principal de 520 m, de los cuales 432 m corresponden a una estructura de acero. En el lado Durango, el viaducto tiene una longitud de 250 m (considerando que el tramo 1-2 es de acceso), mientras que en el frente Mazatlán el viaducto tiene una longitud de 310 m (con los tramos 9-10, 10-11, 11-12 de acceso), Figura 3.2b. El puente tiene por lo tanto, una longitud de 1124 m repartida en 11 tramos soportados por 2 estribos, 8 pilas y 2 pilones con longitudes entre tramos de 44, 68, 68, 70, 520, 54, 56, 72, 72, 60 y 40 m.

Como se muestra en la Figura 3.2b los tramos 1-2, 10-11 y 11-12 presentan una pequeña curvatura, mientras que los tramos intermedios son prácticamente rectos, con una pendiente vertical del 5 % de dirección Durango a Mazatlán. En esta dirección, dado que el cadenamamiento va de Durango a Mazatlán, en la misma Figura se ilustra la distribución de los sentidos izquierdo derecho.

Cada uno de los tramos adyacentes al principal se estructura mediante dovelas de concreto presforzadas colocadas en ambos extremos longitudinales (aguas arriba y abajo, a la izquierda y derecha de cada pila) construidas con la técnica del doble voladizo, uniendo cada tramo de dovela con una pieza de puente. El tramo central se constituye por secciones de dovelas metálicas, colocando entre cada una de ellas una pieza puente. El sistema de piso en todo el puente es a base de losas aligeradas. El atirantado únicamente se da desde el eje 2 al eje 9

La altura máxima de los pilones a partir del nivel de rasante es de 101 m librando una profundidad al barranco de hasta 390 m. De las pilas, la más alta es de 148 m (de nivel de cimentación a nivel de rasante).

Para el tipo de atirantamiento se ha escogido el de abanico con un número total de 19 tirantes. En el tramo principal se localizan a cada 12m, y a cada 8 m en los tramos adyacentes, para un total de 76 tirantes en cada uno de los pilones 5 y 6. De los tirantes, la longitud máxima es de 280 m, y el número de torones por tirante varía de 20 a 47.

3.3 ELEMENTOS QUE CONFORMAN EL PUENTE

De forma listada se mencionan los elementos que conforman al puente, dando más detalles de los mismos posteriormente.

- Estribos en el eje 1 y 12;
- Pilas en los ejes 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10 y 11;
 - Trabes intermedias en los ejes 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10 y 11;
 - Trabes cabezales en los ejes 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 y 11;
 - Dovelas de pila en los ejes 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 y 11; y
 - Sistema de presfuerzo en las trabes intermedias y superiores o cabezales.
- Pilones en los ejes 5 y 6;
 - Tirantes 1 a 19 (152 en total)
- Dovelas de concreto de los dobles voladizos;

- Sistema de presfuerzo de construcción, cierre, y continuidad;
- Piezas puente con y sin sostén de losa inferior, y travesaños; y
- Losas del sistema de piso.
- Dovelas de acero del tramo principal;
 - Piezas puente sin sostén de losa inferior, y travesaños; y
 - Losas del sistema de piso.

En el apartado de proceso constructivo se describirá más ampliamente la ejecución de las diferentes etapas constructivas y como se asocian los elementos entre sí.

3.3.1 Estribos

Los estribos corresponden a los ejes 1 y 12, mismos que se ilustran en la Figura 3.3. Conforme a la Figura 3.2b los tramos de acceso 1-2, 10-11, 11-12 presentan una pequeña curvatura, por lo que transversalmente estos tramos tienen una pendiente transversal.

En el estribo 1, se proyectó construir un muro de respaldo (para el sostén del relleno una vez finalizada la obra), los bancos de apoyo con las bases de neopreno, así como topes laterales que limitan el desplazamiento transversal de la estructura ante la existencia de fuerzas dinámicas como el sismo. Por las características geográficas, el extremo derecho del estribo se soporta directamente sobre el terreno, mientras que el extremo izquierdo se soporta por una pila de 7.3 m de altura como se muestra en la Figura.

En el caso del estribo 12 se consideró conveniente emplear el mismo sistema de marcos como en los ejes intermedios, en los cuales se tiene una trabe intermedia (riostra) y una trabe cabezal; en esta última se construyen los bancos de apoyo con las bases de neopreno y los topes laterales.

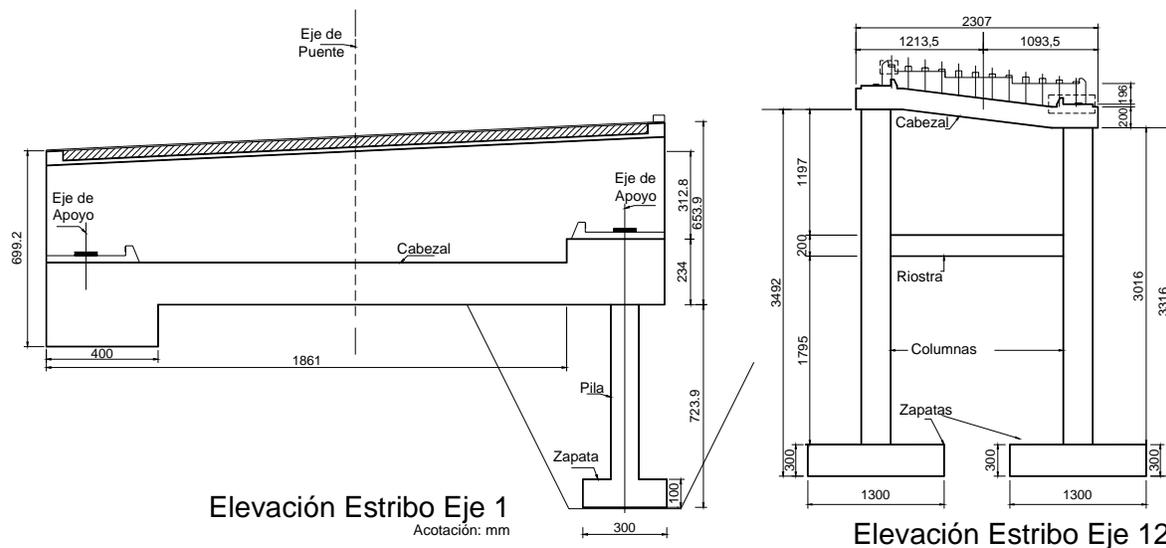


Figura 3.3.- Estribos 1 y 12, respectivamente

3.3.2 Pilas

Las pilas colocadas en los ejes 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10 y 11 se forman por dos columnas de sección rectangular hueca, siendo el ancho variable en su altura en el sentido longitudinal y constante en el sentido transversal. En función de la altura de cada una de las pilas, se construyen dos traveses intermedias paralelas entre si, de sección rectangular maciza, y posteriormente en el extremo superior se construye una trabe cabezal de sección hueca para unir las dovelas de pila respectivas (recordando que se cuenta con una dovela de pila por columna orientadas a izquierda y derecha del trazo transversal).

Las traveses intermedias, así como las traveses cabezales o superiores cuentan con un sistema de prefuerzo, el cual se aplica una vez alcanzado el 80 % de la resistencia del elemento en cuestión (para las pilas, en general, la resistencia a la compresión del concreto es de 350 kg/cm^2 , por lo que para tensado se debe esperar hasta los 280 kg/cm^2).

En la Figura 3.4 se ilustra de forma general la concepción de una pila, así como ejemplos de dos secciones de traveses intermedias y una trabe superior, y en la Tabla 3.2 se dan los datos correspondientes a las secciones de columna, las traveses intermedias y las traveses cabezales. En el apartado de dovelas se dará más información sobre las dovelas de pila.

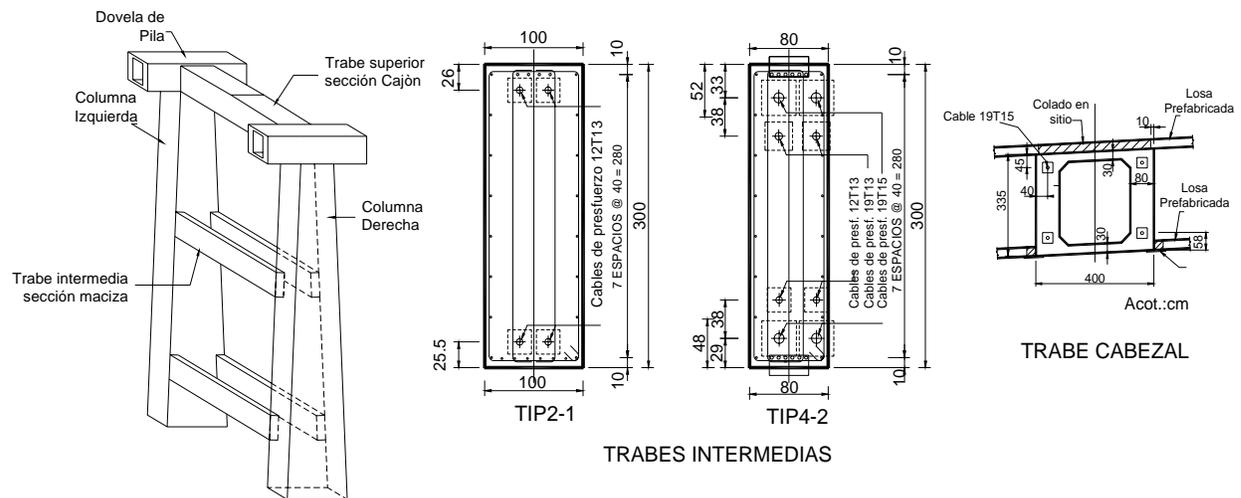


Figura 3.4.- Arreglo general de una pila, y ejemplos de traveses intermedias y traveses cabezales o superiores

Como puede observarse, las traveses intermedias están orientadas de forma tal que sus ejes coinciden con las caras de las columnas, por lo que su eje de simetría vertical se encuentra rotado respecto al eje de simetría del eje de la pila en cuestión. También, por la configuración y cadenamamiento, las columnas izquierdas quedan, orientadas hacia aguas arriba y las columnas derechas hacia aguas abajo, siendo las derechas más cortas que las izquierdas.

Tabla 3.2.- Características de columnas

Eje	Columnas					Trabes Intermedias				Trabes cabezales			
	H_Izq/Der (m)	Sec.Mayor/ Menor (m)	t _{long} (m)	t _{trans} (m)	No. Trabes Intermedias	H (m)	B (m)	No. Cables	Tipos de Cables	H (m)	B (m)	No. Cables	Tipos de Cables
2	40.3/31.3	2.80×6.00/ 2.80×4.00	0.80	1.00	1	3.0	1.0	4	12T13	3.3	4.0	4	19T15
3	46.9/36.9	2.80×7.75/ 2.80×4.00	1.00	1.00	2	3.0	1.0	4	12T13	3.3	4.0	4	19T15
4	44.5/36.5	2.80×7.80/ 2.80×4.00	0.80	0.80	2	3.0	0.8	4/8	12T13/ 19T13/ 19T15	3.3	4.0	4	19T15
7	59.3/57.3	2.80×69.6/ 2.80/4.00	0.70	0.70	2	3.0	0.7	8	19T13	3.3	4.0	4	19T15
8	114.5/ 109.5	2.80×9.72/ 2.80×4.00	0.70	0.70	5	3.0	0.7	4/8	19T13/ 12T13	3.3	4.0	4	19T15
9	139.9/ 130.9	2.80×11.72/ 2.80×5.50	0.70	0.70	7	3.0	0.8	4/8	12T13/ 19T13/ 19T15	3.3	5.5	4	19T15
10						3.0	0.7	8	12T13/ 19T13	3.3	5.5	4	19T15
11						3.0	1.0	4	12T13/ 19T13	3.1	4.0	4	19T15

Nota: Las secciones de columna corresponden a la columna de mayor altura. El No. de trabes intermedias corresponde a los pares. Los cables de presfuerzo en las trabes intermedias varían en las pilas 4, 8 y 9, por ejemplo en la pila 8 las trabes 1, 2 y 3 llevan 8 cables, mientras que la 4 y 5 solo 4 (la numeración se da de abajo hacia arriba). La fuerza de tensado en el 12T13 es de 119 t, en el 19T13 de 189 t, y en el 19T15 es de 269 t, siendo aplicada solo en un extremo en todos los casos.

B es la base, H la altura, en las trabes intermedias; mientras que t es el espesor de las paredes de las pilas.

3.3.3 Pilones

Los pilones se localizan en los ejes 5 y 6, y se conforman por 6 elementos: base, brazos inferiores, cabezal, brazos superiores, mástil, y sistema de atirantado.

La base de cada pilón está formada por un doble cajón que varía en altura en el sentido longitudinal, siendo constante en la dirección transversal. Las alturas que alcanzan a partir de la cimentación, es de 26.93 m y 8.58 m para el pilón 5 y 6, respectivamente. Después de estas zonas, las dimensiones y elevaciones de los pilones se mantienen iguales.

Los brazos inferiores inician a partir de la zona superior de la “base” con una sección transversal rectangular hueca que varía en ambos sentidos, en toda su altura, hasta los 31.40 m (la inclinación es de 70 a 78°, a partir de una horizontal en la base, a la cara externa del brazo). Por su parte los brazos superiores cierran un ángulo de 103°, medido desde la horizontal del cabezal, a la cara externa del brazo. Del mismo modo, estos brazos tienen una sección transversal rectangular hueca variable en ambas sentidos en toda la altura, alcanzando hasta 50 m.

Desde el punto de vista constructivo, una vez finalizados los brazos inferiores, se está en posibilidad de construir las dovelas de pila respectivas junto con la trabe superior, que a diferencia de las pilas intermedias, maneja un sistema de tres losas (inferior, media y superior). Alcanzada la resistencia del concreto, las trabes superiores se postensan.

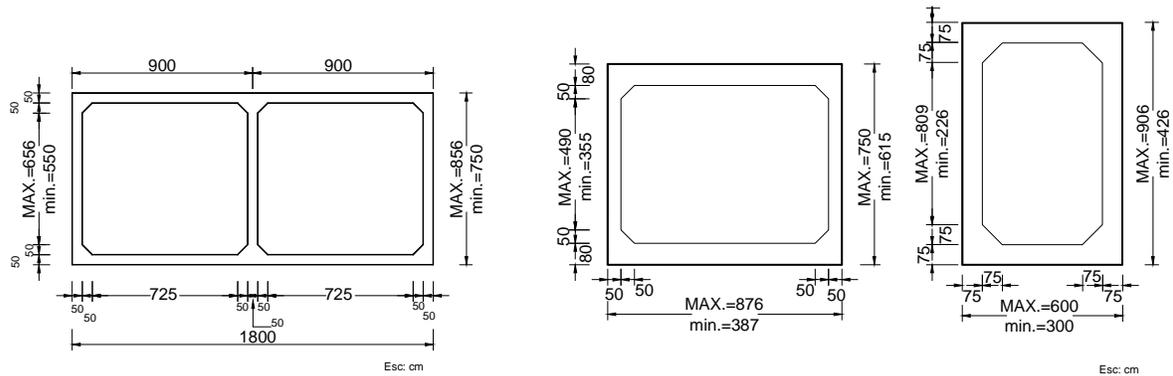
El mástil se compone por dos cajones individuales de sección constante, uniéndose en dos zonas: primero, cuando finalizan los brazos superiores a 5.68 m alcanzando dos puntos de control; y segundo, antes de alcanzar los dos últimos puntos de control (a 9.40 m del punto extremo hacia

abajo). Cada punto de control está a cada 2.50 m, contabilizándose hasta 18 espacios. La altura máxima que se alcanza en esta zona es de 51 m.

En el caso de los tirantes, el tipo de anclaje a emplear es el denominado "anclaje interno" de modo tal que en cada cara del pilón (a la izquierda o derecha) se tendrá un sistema de anclaje independiente uno del otro, sin recurrir a traslapes entre los anclajes.

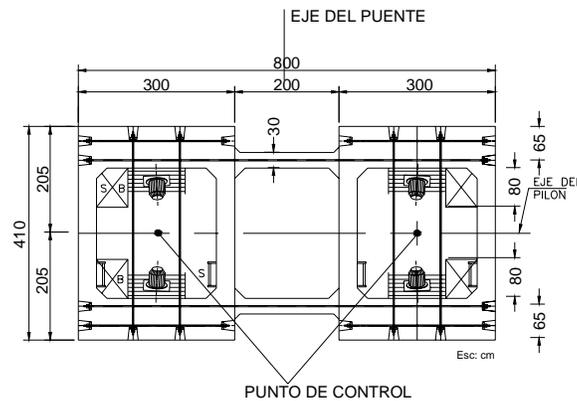
En las Figuras 3.5a, 3.5b, 3.5c y 3.6, se muestran cortes de la sección de la base, brazos inferiores y superiores, mástil y los pilones 5 y 6 en su totalidad, respectivamente

El pilón 5 tiene una altura de 169 m y el pilón 6 de 150.65 m, medidos a partir del nivel de cimentación.



a) sección transversal de la base

b) brazos inferiores y superiores



c) mástil

Figura 3.5.- Elementos que forman los pilones 5 y 6

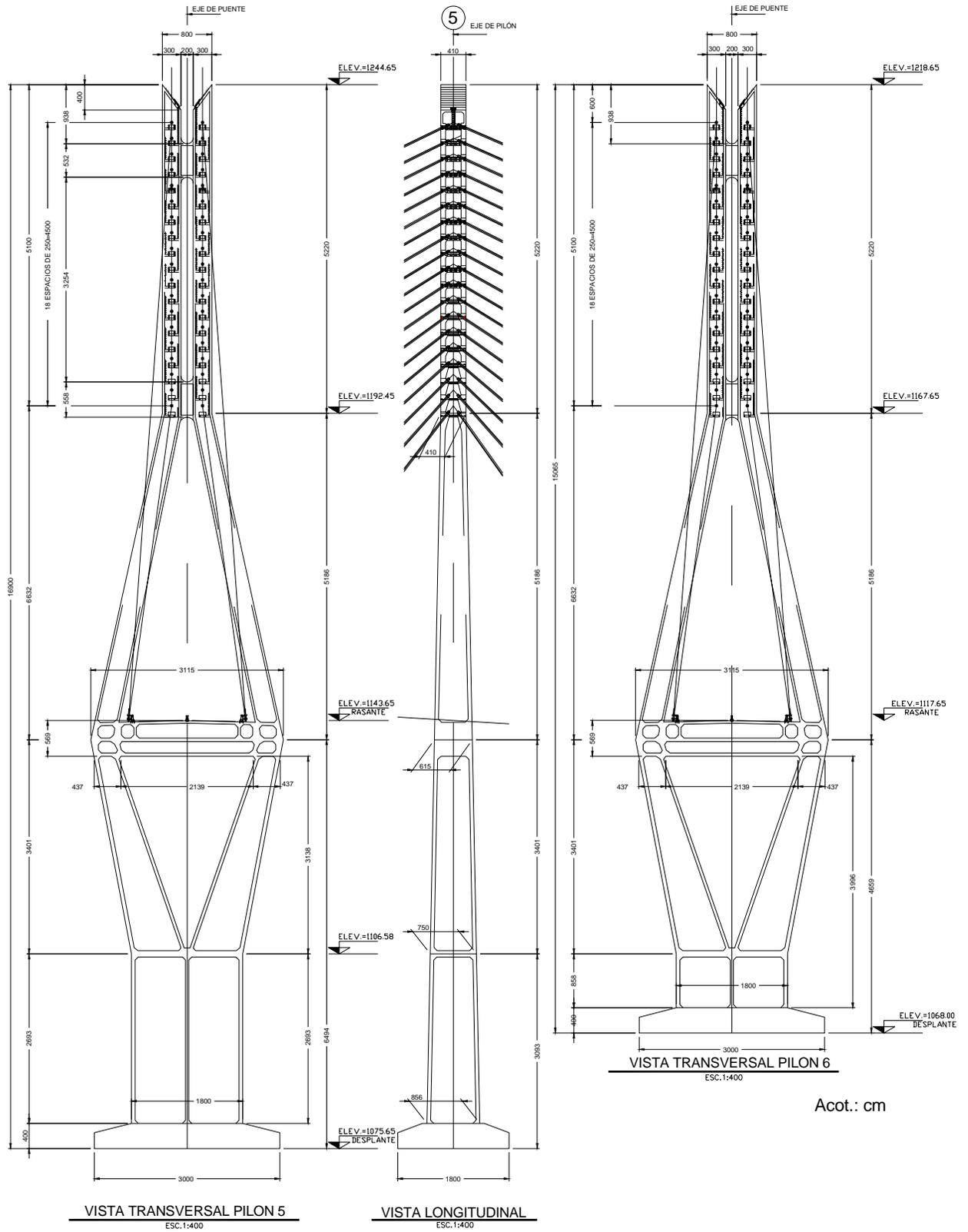


Figura 3.6.- Vista general en alzado de los pilones 5 y 6

3.3.4 Dovelas de concreto

Las dovelas de concreto asemejan un prisma rectangular que tiene 4 m de largo; 2.80 m de ancho y 3.40 m de altura. En las dovelas, el espesor del alma es de 40 cm, mientras que el espesor del patín superior es de 30 cm, y en el patín inferior es de 20 cm a partir de la dovela 4i o 4d hacia adentro del claro, cambiando únicamente en las dovelas 1d-1i, 2d-2i y 3d-3i (70 cm, 56 cm y 38 cm, respectivamente). Como excepción, las dovelas 1d o 1i se construirán de 3.25 m de longitud, manteniendo las otras características ya mencionadas.

Dado que las dovelas de concreto llevan presfuerzo, se deberán prever los anclajes de los diferentes cables que se requieran. En primer término existirán anclajes para los cables de construcción (que corren por la parte superior de las almas de cada dovela), es decir, una familia de anclajes en cada dovela de 4 o 3.25 m; y en segundo término se armarán y colarán de forma monolítica los bloques de anclaje y de desviación correspondientes a los cables de cierre y continuidad.

En la parte central de cada dovela existe un diafragma de concreto, que dependiendo de los elementos que lleguen a la dovela, puede mantenerse constante hasta $\frac{1}{2}$ de la altura (a partir del patín superior), o bien, semejar un muro de patín a patín dejando el espacio necesario para el paso de peatón. Como tarea básica, los diafragmas unen con una pieza puente las dos dovelas izquierda y derecha del cadenamamiento en cuestión. Para lograr tal unión se deja una conexión especial a base de una placa de acero de $\frac{3}{4}$ " con 36 conectores tipo Nelson o similares. Asociado a lo anterior se tiene un "mogote" de concreto en el patín superior el cual se refuerza con cuatro barras de acero de alta resistencia, las cuales se postensan para incrementar la fuerza resistente del conjunto y soportar las fuerzas actuantes del tirante asociado.

Las dovelas de pila, estas se construyen de forma similar, pero son de 5.5 m de largo, contando con dos diafragmas verticales en el patín superior que convergen con un "mogote" de concreto (el cual se refuerza también). Con el par de diafragmas se permite el anclaje y llegada, de los cables de continuidad y futuros que se indican en el proyecto (debe entenderse, por ejemplo, que si se ancla en la dovela de pila DP-2 un cable de continuidad, este se puede mantener en varios tramos hasta que se ancla en el otro extremo en la dovela de pila DP-4). Por su parte, las almas se amplían transversalmente en la parte central, así como los patines inferiores y a diferencia de las dovelas del doble voladizo, las dovelas de pila se unen transversalmente mediante la trabe superior o cabezal que se mencionó en el apartado de pilas. Una vez en conjunto con la trabe cabezal, es necesario aplicar el presfuerzo transversal indicado, para proporcionar la resistencia suficiente a la zona que soportara el trabajo de los dobles voladizos.

En las Figuras 3.7 se muestra el corte transversal del arreglo de la dovela de concreto con las piezas de puente existentes, mientras en la Figura 3.8 se ilustran los cortes transversales de una dovela de doble voladizo y una dovela de pila.

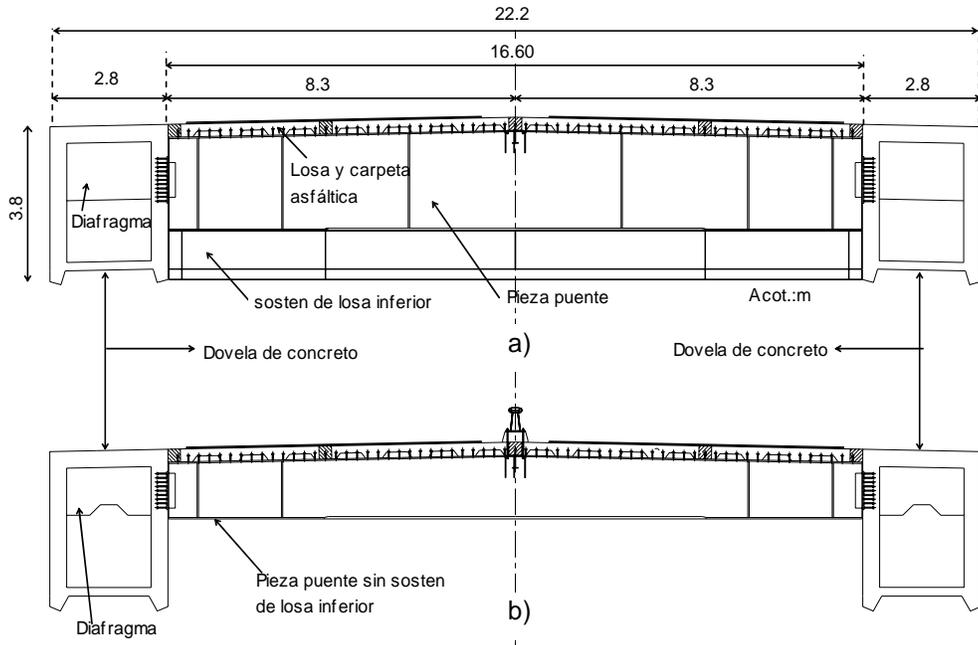


Figura 3.7.- Arreglo de dovelas de concreto, a) con pieza puente y sostén de losa inferior y b) sin sostén de losa inferior

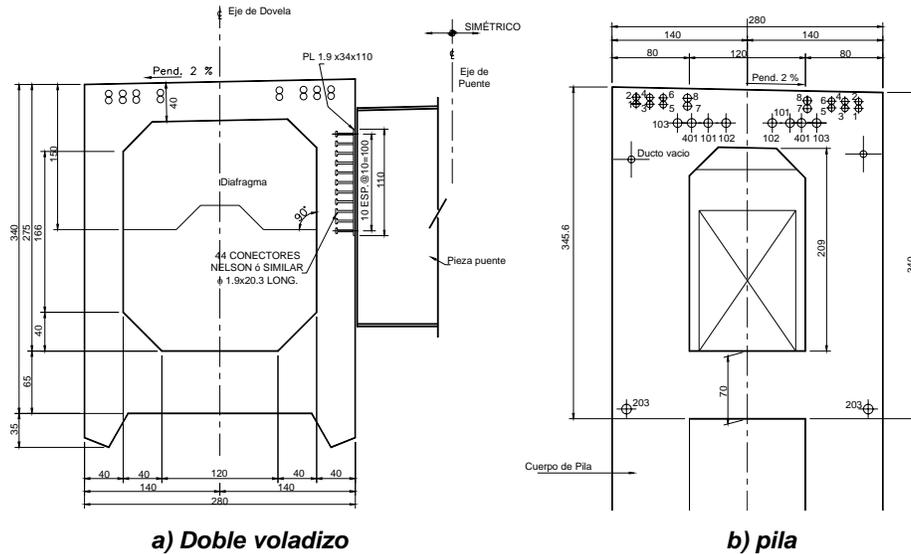


Figura 3.8.- Cortes transversales de dovelas

Con relación al presfuerzo, una vez que la dovela de pila en conjunto con la trabe cabezal de la pila brinda la seguridad para comenzar el doble voladizo, se dejará en la dovela derecha 1d o izquierda 1i todos los ductos necesarios para las familias de cables de construcción. Estos, al aplicar la técnica del cocido pasarán de lado a lado (de izquierda a derecha longitudinalmente), anulando uno de ellos cada vez que se avance un tramo de dovela, hasta llegar a la dovela de cierre, en lo que podría ser el centro del claro. Con esto en mente, el mayor número de familias de cables de construcción es 8 (dado que es el mayor número de dovelas en forma simétrica) y el menor 4. En un caso excepcional, para los pilones 5 y 6 se colocarán hasta 10 dovelas a la derecha e izquierda, respectivamente, naciendo los cables 8d, 9d, 10d, 8i, 9i y 10i de los diafragmas de las dovelas de

pila. En cierta forma se mantiene la simetría si se asume que las dovelas 1 a 7 en ambos casos tienen familias completas de cables.

Con base en lo anterior, en la Tabla 3.3 se muestra el número de dovelas por tramo y las que corresponden a los lados derecho e izquierdo del doble voladizo.

Tabla 3.3.- Dovelas entre tramos

Tramo	No. dovelas	Nota
1-2	9	1i-8i de P2
2-3	16	1d-8d de P2 y 1i-7i de P3
3-4	16	1d-7d de P3 y 1i-8i de P4
4-5	16	1d-8d de P4 y 1i-7i de P5
5-6	20	1d-10d de P5 y 1i-10i de P6
6-7	12	1d-7d de P6 y 1i-4i de P7
7-8	13	1d-4d de P7 y 1i-8i de P8
8-9	17	1d-8d de P8 y 1i-8i de P9
9-10	17	1d-8d de P9 y 1i-8i de P10
10-11	14	1d-8d de P10 y 1i-5i de P11
11-12	7	1d-6d de P11

Nota: La nomenclatura indica: 1d, dovela 1 derecha e 1i, dovela 1 izquierda, así sucesivamente. Ya se consideran todas las dovelas de cierre.

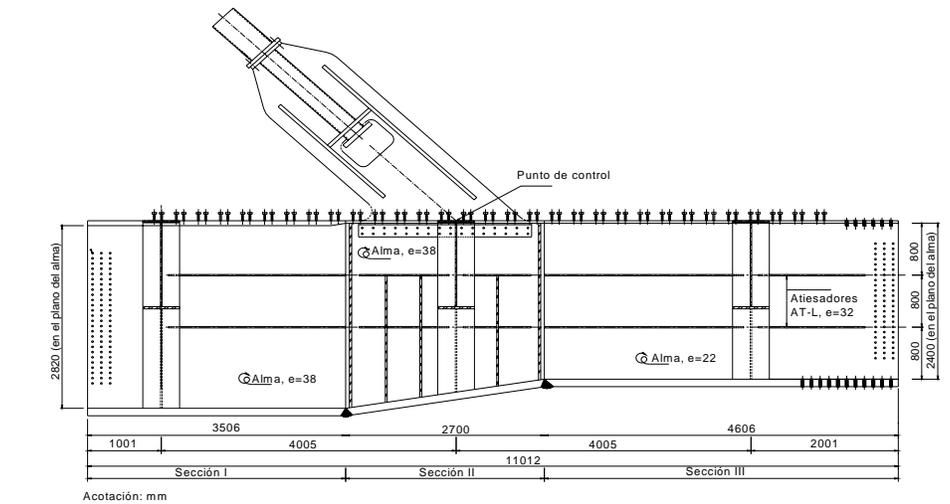
3.3.5 Dovelas de acero

El tramo central se compone de 38 dovelas metálicas de acero A-50, 37 de 12 m y la central de 2 m de longitud. Cada dovela de acero se compone por dos vigas maestras, tres piezas puente y seis conexiones tipo "A". La viga maestra se arma como una sección "I" con patines asimétricos en espesor y anchura; el alma de la viga está inclinada 84° respecto a la horizontal del patín inferior¹. Cada módulo, de 12 m de longitud, se arma por tres secciones diferentes entre sí, siendo generalmente cada una de 4 m de longitud. Al conjunto de la viga, se añaden atiesadores longitudinales (2 en toda la altura del alma). Como excepción, en las vigas maestras de la dovela metálica 1 (DM1) se emplean también atiesadores verticales, sobretodo en la sección media

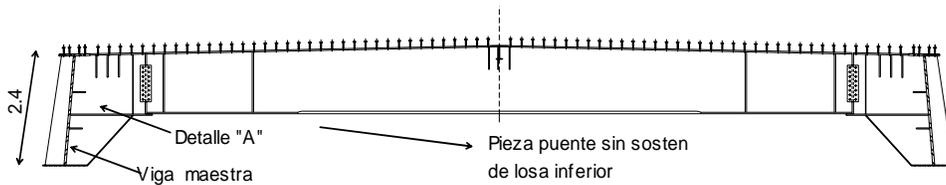
Entre cada módulo se colocan 3 piezas puente que permiten unir transversalmente con el módulo del extremo contrario. Para lograr la conexión entre ambos se plantea soldar un muñón (detalle "A") de 1.60 m de longitud, que reciba a la pieza puente. En la Figura 3.9 se ilustra la dovela DM1, y el detalle tipo "A", así como el arreglo transversal con la pieza puente (sin sostén de losa inferior).

La dovela DM1 se arma en la primera sección con un peralte mayor, la parte media es de transición y en la tercera se establece la altura base que se empleará para las dovelas restantes (DM2-DM36). Conviene señalar que la dovela DM37 es la gemela de la DM1, por lo que en el sentido del cadenamamiento, la altura del primer tramo es el peralte base, en la parte media se da la transición y en el último se incrementa el peralte para la transición con las dovelas de concreto (dovela D10i de la pila 6 en este caso).

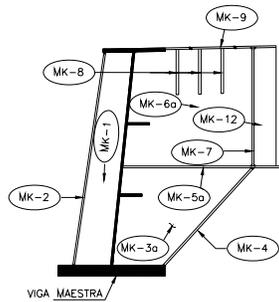
¹ Considerados los efectos del viento, uno de ellos es la fuerza de arrastre, la cual, en base a la disposición u orientación de las paredes de la sección será menor o mayor, en este caso, la inclinación del alma obedece propiamente a reducir el efecto de la fuerza de arrastre.



a) Dovela DM1, vista longitudinal



b) vista transversal, arreglo con pieza puente



c) detalle A

Figura 3.9.-Cortes y elementos de dovela metálica

En la Tabla 3.4, utilizando la nomenclatura de proyecto, se indica el espesor y área de cada elemento. En la 3.5 se dan los datos para cada módulo de 12 m.

Tabla 3.4.- Características de los elementos MK

Elemento	A (m ²)	t (m)
MK1	0.920	0.019
MK2	1.04	0.019
MK3	1.16	0.019
MK4	0.776	0.019
MK5	0.921	0.022
MK6	1.810	0.019
MK7	0.66	0.019
MK8	0.60	0.019
MK9	0.63	0.019
MK12	0.32	0.013

Tabla 3.5.- Características de las dovelas metálicas

Dovela	Sección	P. Sup.			Alma			P. Infeior			Atiesadores			Vol. /Sec.. m³
		t (m)	b (m)	Vol. (m³)	t (m)	h (m)	Vol. (m³)	t (m)	b (m)	Vol. (m³)	t (m)	b (m)	Vol. (m³)	
DM1/DM37	I	0.076	0.7	0.2128	0.038	2.82	0.42864	0.114	1.5	0.684	0.032	0.25	0.064	2.78
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.114	1.5	0.684	0.032	0.25	0.064	2.44
	III	0.038	0.7	0.1064	0.022	2.4	0.2112	0.114	1.5	0.684	0.032	0.25	0.064	2.13
DM2/DM36	I	0.038	0.7	0.1064	0.022	2.4	0.2112	0.114	1.5	0.684	0.032	0.25	0.064	2.13
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.114	1.5	0.684	0.032	0.25	0.064	2.44
	III	0.038	0.7	0.1064	0.022	2.4	0.2112	0.102	1.5	0.612	0.032	0.25	0.064	1.99
DM3/DM35	I	0.038	0.7	0.1064	0.022	2.4	0.2112	0.102	1.5	0.612	0.032	0.25	0.064	1.99
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.102	1.2	0.4896	0.032	0.25	0.064	2.05
	III	0.038	0.7	0.1064	0.022	2.4	0.2112	0.102	1.2	0.4896	0.032	0.25	0.064	1.74
DM4/DM34	I	0.038	0.7	0.1064	0.022	2.4	0.2112	0.102	1.2	0.4896	0.022	0.25	0.044	1.70
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.102	1.2	0.4896	0.022	0.25	0.044	2.01
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.089	1.2	0.4272	0.022	0.25	0.044	1.52
DM5/DM33	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.089	1.2	0.4272	0.022	0.25	0.044	1.52
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.089	1.2	0.4272	0.022	0.25	0.044	1.88
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.089	1.2	0.4272	0.022	0.25	0.044	1.52
DM6/DM32	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.089	1.2	0.4272	0.022	0.25	0.044	1.52
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.089	1.2	0.4272	0.022	0.25	0.044	1.88
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.076	1.2	0.3648	0.022	0.25	0.044	1.40
DM7/DM31	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.076	1.2	0.3648	0.022	0.25	0.044	1.40
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.076	1.2	0.3648	0.022	0.25	0.044	1.76
	III	0.038	0.7	0.1064	0.02	2.4	0.192	0.076	1.2	0.3648	0.022	0.25	0.044	1.41
DM8/DM30	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.076	1.2	0.3648	0.022	0.25	0.044	1.40
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.076	1.2	0.3648	0.022	0.25	0.044	1.76
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.064	1.2	0.3072	0.022	0.25	0.044	1.28
DM9/DM29	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.064	1.2	0.3072	0.022	0.25	0.044	1.28
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.064	1.2	0.3072	0.022	0.25	0.044	1.64
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.064	1.2	0.3072	0.022	0.25	0.044	1.28
DM10/DM28	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.064	1.2	0.3072	0.022	0.25	0.044	1.28
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.064	1.2	0.3072	0.022	0.25	0.044	1.76
	III	0.038	0.7	0.1064	0.02	2.4	0.192	0.064	1.2	0.3072	0.022	0.25	0.044	1.30
DM11/DM27	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.064	1.2	0.3072	0.022	0.25	0.044	1.28
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.064	0.9	0.2304	0.022	0.25	0.044	1.61
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.064	0.9	0.2304	0.022	0.25	0.044	1.13
DM12/DM26	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.064	0.9	0.2304	0.022	0.25	0.044	1.13
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.064	0.9	0.2304	0.022	0.25	0.044	1.61
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.98
DM13/DM25	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.98
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	1.46
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.98
DM14/DM24	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.98
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	1.46
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.98
DM15/DM23	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.98
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	1.46
	III	0.038	0.7	0.1064	0.016	2.4	0.1536	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.92
DM16/DM22	I	0.038	0.7	0.1064	0.016	2.4	0.1536	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.92
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	1.46
	III	0.038	0.7	0.1064	0.016	2.4	0.1536	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.92
DM17/21	I	0.038	0.7	0.1064	0.016	2.4	0.1536	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.92
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	1.46
	III	0.038	0.7	0.1064	0.016	2.4	0.1536	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.92
DM18/DM20	I	0.038	0.7	0.1064	0.016	2.4	0.1536	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.92
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	1.46
	III	0.038	0.7	0.1064	0.016	2.4	0.1536	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.92
DM19		0.038	0.7	0.0532	0.016	2.4	0.0768	0.044	0.9	0.0792	0.022	0.25	0.022	0.23

3.3.6 Piezas puente

Como se ya se mencionó, para poder unir transversalmente un par de dovelas de concreto o acero, es necesario colocar una pieza de unión denominada “*pieza puente*”. Para fines de diseño, existen dovelas en los tramos de concreto que se unirán empleando una pieza puente con un sistema de sostén de losa inferior, mientras que en las dovelas restantes se colocarán las piezas puente básicas. En el caso único del tramo central, en ninguna de las vigas maestras se colocará una pieza puente con sostén. En la Figura 3.10 se ilustra como ejemplo la distribución de piezas puente para el tramo 2-3: las líneas “gruesas” indican el espesor de las losas (para este caso las dovelas 1, 2, 3 y 4 derechas de la pila 2 y 1, 2, 3 y 4 izquierdas de la pila 3 tienen losas inferiores).

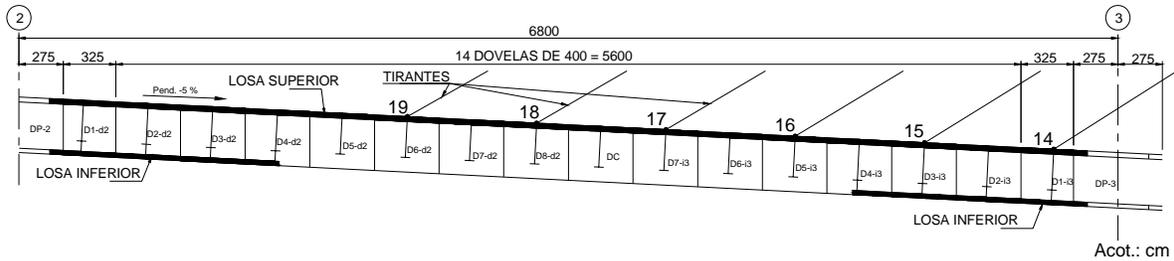


Figura 3.10.- Distribución de piezas puente con sostén y sin sostén de losa inferior

En la Tabla 3.6 se muestra cuáles son las dovelas que llevan pieza puente con sostén de losa inferior.

Tabla 3.6 Distribución de piezas puente con sostén

Tramo	Dovelas Derechas	Dovelas Izquierdas
1-2	-	-
2-3	D1-2d, D2-2d, D3-2d, D4-2d	D1-3i, D2-3i, D3-3i, D4-3i
3-4	D1-3d, D2-3d, D3-3d, D4-3d	-
4-5	-	D1-5i, D2-5i, D3-5i, D4-5i, D5-5i, D6-5i, D7-5i
5-6	D1-5d, D2-5d, D3-5d, D4-5d, D5-5d, D6-5d, D7-5d	D1-6i, D2-6i, D3-6i, D4-6i, D5-6i, D6-6i, D7-6i, D8-6i
6-7	TODAS	TODAS
7-8	D1-7d, D2-7d, D3-7d, D4-7d	D1-8i, D2-8i, D3-8i, D4-8i,
8-9	D1-8d, D2-8d, D3-8d, D4-8d	D1-9i, D2-9i, D3-9i, D4-9i
9-10	D1-9d, D2-9d, D3-9d, D4-9d	
10-11	-	-
11-10	-	-

Nota: El sentido derecho o izquierdo corresponde al del cadenamiento del camino, no a la posición en el sentido transversal

La pieza puente es una viga armada en sección “*T*” de altura variable, la cual crece de los extremos al centro. Se compone por 3 secciones, 2 extremas y una central, donde el cambio básico se da por los espesores de patines inferiores. Con relación a las diferencias entre la empleada con el sistema de sostén y la que va sin éste, estas son: el peralte y la distribución de los atiesadores verticales.

En relación con el sistema de sostén, en el extremo del patín inferior de la pieza puente se anexa una sección armada en *T* invertida. En la Figura 3.11a se muestra la sección transversal de la pieza puente con sostén, y en la 3.11b la pieza puente básica.

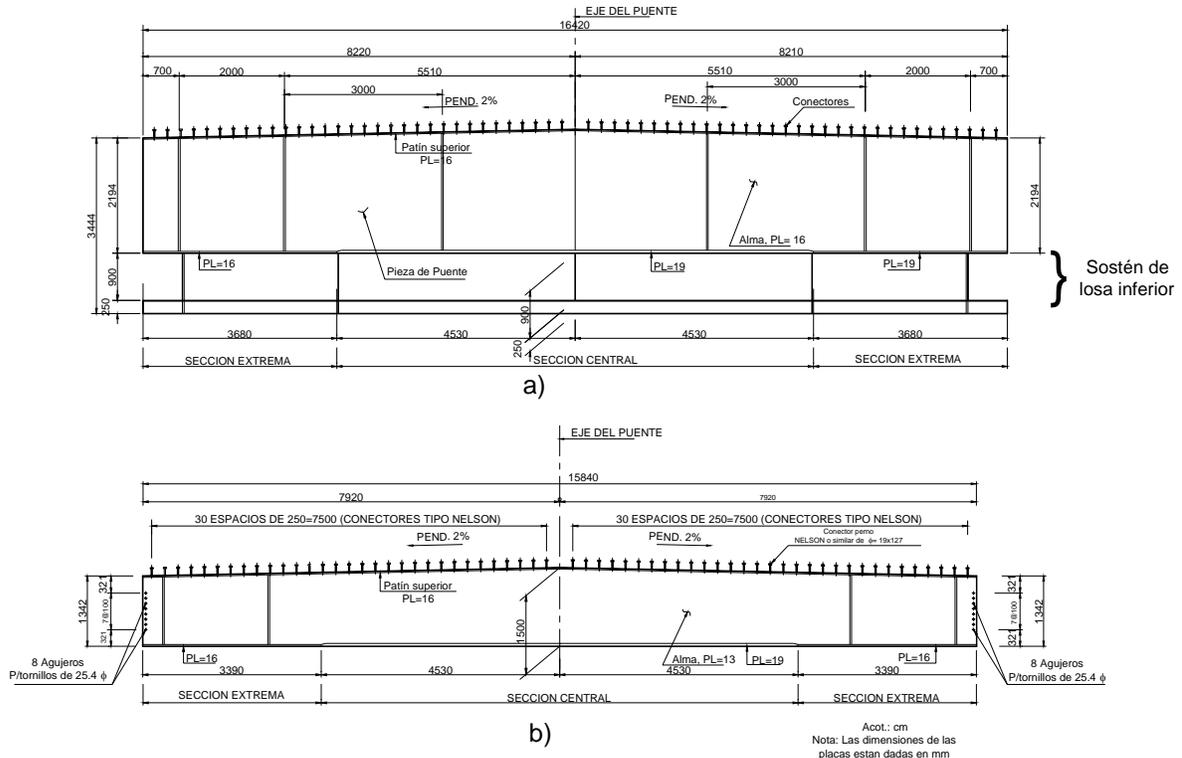


Figura 3.11.- Pieza puente con sostén de losa inferior (a) y pieza puente sin sostén (b)

3.4 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Se describe de forma general el proceso constructivo, por fases de ejecución, de todo el puente, desde la cimentación hasta el cierre estructural y apertura del tráfico del mismo. Posteriormente, en forma detallada se explican los procedimientos constructivos asociados a los dobles voladizos.

3.4.1 Proceso constructivo general

1.- Se inicia con la ubicación topográfica del puente y de cada uno de los apoyos. Después se procede a la construcción de las zapatas de cimentación de los mismos y a continuación se construyen por etapas los cuerpos de los pilones 5 y 6 y en forma completa los apoyos 1, 2, 3, 10, 11 y 12.

2.- Concluidos los apoyos mencionados, se construirán las dovelas de pila en los apoyos 2, 3, 10 y 11 junto con la trabe superior que las une transversalmente. En los apoyos 1 y 12 se construirán las dovelas de orilla respectivas. Alcanzada la resistencia estructural de las dovelas de pila 2, 3, 10 y 11 se montarán los carros de colado para los cajones en doble voladizo, mismos que en el caso de las pilas 2 y 8 avanzarán de la dovela D1 a la D8, mientras que en la pila 3 hasta la dovela D7, y en la pila 11 a las dovelas D5 y D6 para los extremos izquierdo y derecho, respectivamente. En esta misma fase se inicia la construcción de las pilas 4, 7, 8 y 9. En la Figura 3.12 se ilustra el avance de la construcción al final del proceso mencionado.

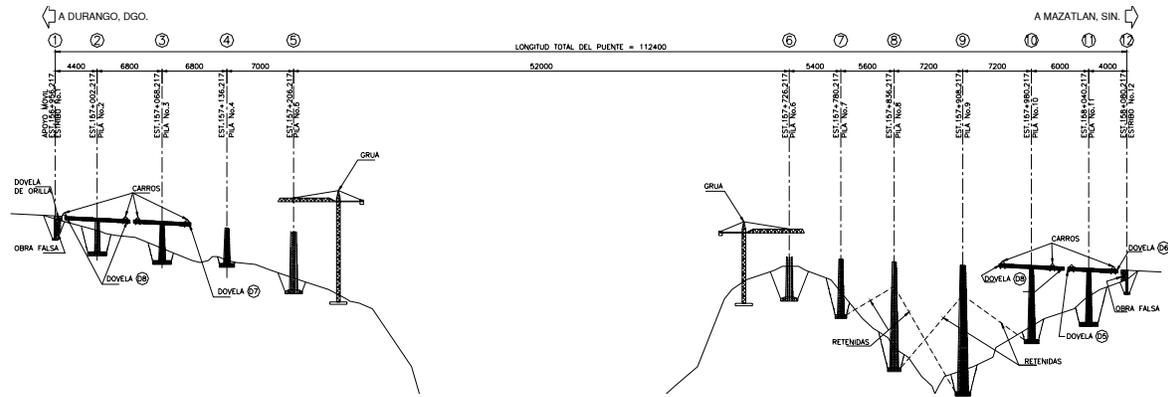


Figura 3.12.- Estado de avance en etapa 2

3.- Al finalizar los dobles voladizos de las pilas mencionadas, se procede al colado de las dovelas de cierre, que para el tramo 1-2 se empleará el carro izquierdo de 2; en el 2-3 el carro derecho de 2; en el tramo 11-12 el carro derecho de 11, y en el 10-11 se usará el carro derecho de 10. Por proyecto, se debe de cerrar primero el tramo 10-11 para continuar con el tramo 11-12.

Asegurados los cierres y tensados los cables de continuidad y cierre se colocan las piezas puente, continuando con la colocación de las losas prefabricadas, armando finalmente las juntas entre ellas para asegurar la liga. Para los tramos 10-11 y 11-12 las losas se armarán y colarán in situ usando como cimbra perdida perfiles montén entre las piezas de puente.

En esta misma etapa se concluirán las partes inferiores de los pilones 5 y 6 junto con la dovela de pila y la trabe superior, continuando con la construcción de los brazos inclinados, los cuales se deben de apuntalar a 18.50 m y a 34.50 m, sobre el nivel de la superestructura. Con esto se pretende evitar que se flexione el brazo hacia el eje del puente; en caso contrario se aplicará al puntal una fuerza hacia fuera que coloque a la pierna en la posición teórica de proyecto. En la Figura 3.13 se ilustran los puntales mencionados.

Concluidas las pilas 4, 7, 8 y 9 se continúa con la construcción de las dovelas de pila en 4, 8 y 9, incluyendo la trabe superior. Completado lo anterior, y asegurada la resistencia de las dovelas de pila se iniciará el montaje de los carros de colado para el doble voladizo desde 4, 5, 8 y 9. En este caso se alcanzará la dovela D8 desde la pila 4, la dovela D7 en el pilón 5, la dovela D8 en la pila 8 y la dovela D8 en la pila 9. Como excepción, conforme se avance en el volado de los pilones 5 y 6, se colocarán las piezas puente y losas prefabricadas y una vez que se llegue a la dovela D6 se podrá instalar y tensar el tirante provisional.

En la Figura 3.13 se ilustra el estado de avance hasta esta fase.

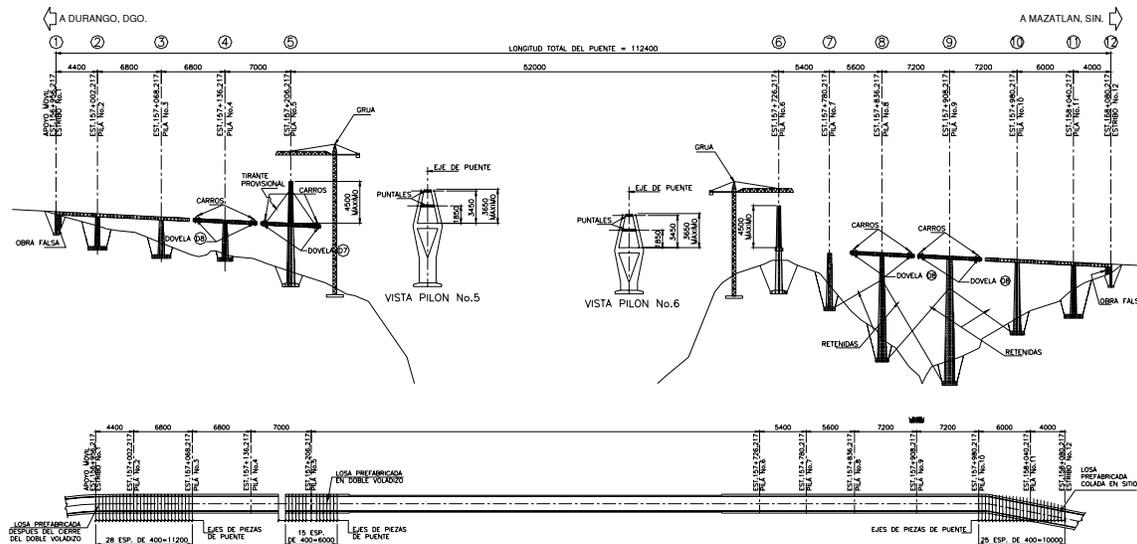


Figura 3.13.- Estado de avance en etapa 3

4.- Posterior a la construcción de los dobles voladizos en las pilas 4, 8 y 9 se llevarán a cabo los cierres correspondientes. Para esto, en el tramo 3-4 se usará el carro izquierdo de 4, en el tramo 4-5 el carro derecho de 4, para 8-9 el carro izquierdo de 9, y para 9-10 el carro derecho de 9. Una vez concluido el cierre del tramo 4-5 se continuará la construcción del pilón 5 hasta la elevación del tirante T5 (a 127 m del nivel de cimentación). Con los cierres de los tramos 3-4, 4-5, 7-8, 8-9 y 9-10, se pueden colocar las piezas puente y las respectivas losas prefabricadas.

Los dobles voladizos continuarán ahora en el pilón 6 alcanzando la dovela D4 y en la pila 7 la dovela D4, para finalizar con el cierre del tramo 7-8.

5.- En esta fase se prosiguen los colados en la pila 6 hasta llegar a la dovela D9 en el lado izquierdo y la dovela D7 en el derecho. De este modo, con el carro derecho de la pila 6 se cierra el tramo 6-7. Enseguida se continua con la construcción del pilón 6 hasta la elevación del tirante T5 (108.50 m a partir de la cimentación, o bien 62.70 m a partir de la superestructura). En relación a los puntales colocados en las patas inclinadas, una vez que se inicie la construcción de la zona de anclaje de T2, podrán desmontarse y retirarse de la obra.

Alcanzada la dovela D9 se instalarán y tensarán los tirantes T1 a la izquierda y derecha del pilón 5 y 6. Para el pilón 5 el tirante T1-5i se ancla en la dovela D8-d4 del tramo 4-5, y el T1-5d en la dovela D9-5d del mismo pilón. En pilón 6 el tirante T1-6i se ancla en la dovela D9-6i, y el tirante T1-6d en la dovela D4-7i. Una vez instalado el tirante T1 se podrá colar la dovela D10 de los pilones 5 y 6.

Es importante que para el colado de la parte superior de los pilones 5 y 6 (zona de anclaje de tirantes), se prevea no dejar libre esa parte del pilón sin el apoyo del tirante, en un máximo de cinco tirantes. Así mismo, tendrá que tomarse en cuenta que el concreto del pilón alrededor de un tirante deberá tener una vida de 45 días antes de tensarse. En la Figura 3.14 se muestra el estado de avance hasta esta etapa.

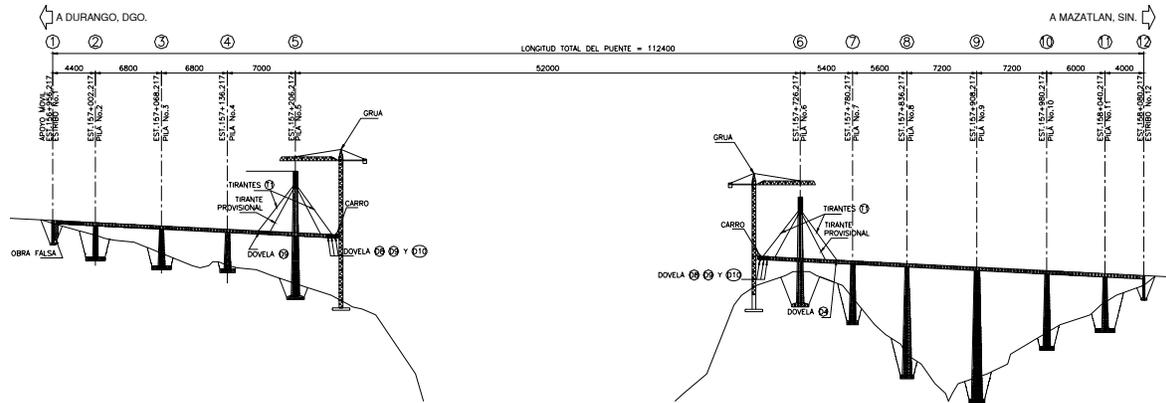


Figura 3.14.- Estado de avance en la etapa 5

6.- Concluidos los dobles voladizos, el material de la superestructura cambia a acero, colocando 37 dovelas de 12 m cada una, y una de 2 m de longitud. En este caso las dovelas se componen por dos traveses extremos longitudinales de acero, 3 piezas puente transversales, losas prefabricadas y juntas coladas en sitio de la losa de concreto en el piso de rodamiento, así como un tirante por cada módulo de 12 m. El ciclo de construcción descrito en forma secuencial sería:

- Se coloca en forma individual cada tramo de 12 m de la trabe longitudinal utilizando un escantillón y realizando la conexión atornillada con la pieza previa. Se verifica el alineamiento y nivelación de la pieza antes del apriete final de los tornillos;
- Se montan las piezas puente transversales, y se conectan a las traveses longitudinales mediante una conexión atornillada (detalle "A");
- Se coloca el tirante T_i y su correspondiente en los tramos laterales del viaducto, aplicando solamente un porcentaje o fracción de la tensión inicial especificada. Después de concluir la instalación del tirante T_2 y antes de tensarlo, deberá retirarse el tirante provisional (como se indica en el etapa 3);
- Se instalan las losas prefabricadas y el acero de refuerzo de las juntas de la losa. Se efectúa el colado de la juntas de la losa en el tramo de 12 m en cuestión, incluyendo la trabe longitudinal y pieza de puente;
- Después de que el concreto haya alcanzado un 80% de la resistencia especificada, se aplica porcentaje faltante de la tensión inicial especificada para el tirante T_i ; y
- Realizado lo anterior, se desplaza el equipo de montaje a la posición de siguiente ciclo y se acercan los elementos para la ejecución del siguiente; esto será repetido sucesivamente hasta haber logrado el montaje del tirante T19.

En la Figura 3.15 se ilustra el procedimiento descrito, y en la 3.16 la forma antes del cierre del tramo central.

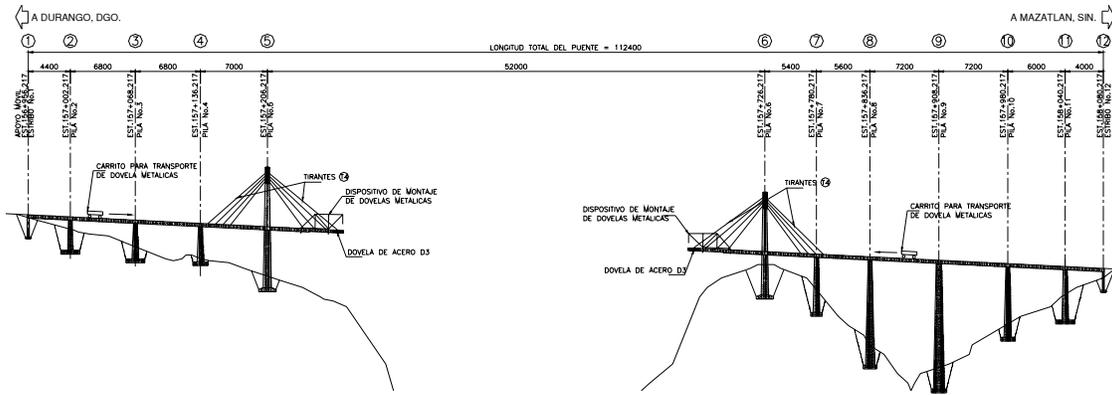


Figura 3.15.- Estado de avance en etapa 6

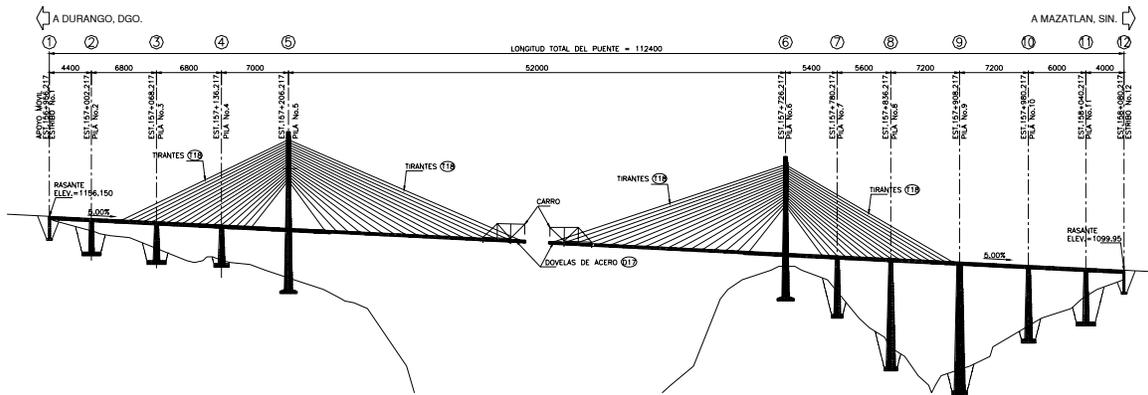


Figura 3.16.- Avance de construcción en etapa 7

Fase 7.- En esta etapa se realiza el cierre del tramo 5-6 montando los siguientes elementos de la dovela de cierre:

- Trabe longitudinal de dos metros de longitud;
- Colocación de losas prefabricadas y acero de refuerzo de las juntas de la losa; y
- Colado de las juntas de la losa

En la Figura 3.17 se muestra el cierre del puente en el tramo central.

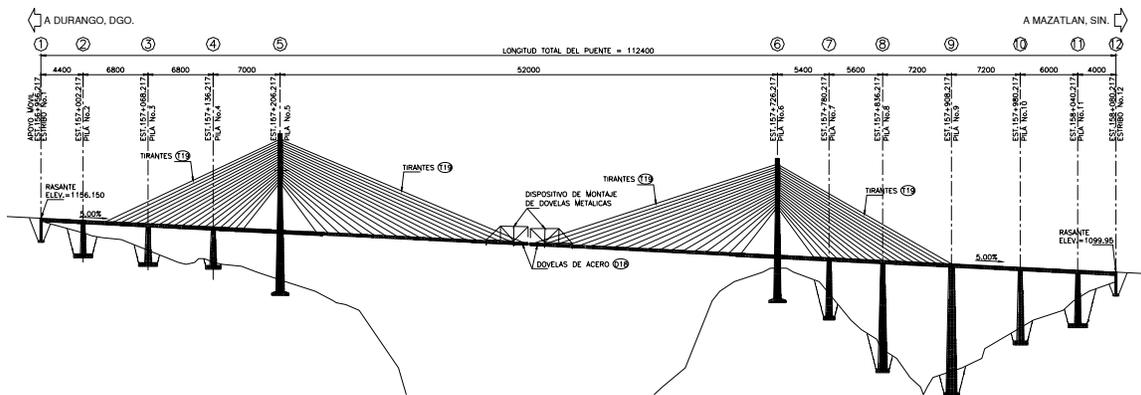


Figura 3.17.- Ejecución del cierre del puente

Finalmente se realizará el desmontaje de los equipos de colocación de traveses longitudinales y piezas de puente, procediendo a construir guarniciones, parapetos y colocar la carpeta asfáltica en la losa de rodadura. Concluido esto, se inspeccionarán todos los elementos del puente para verificar las buenas condiciones antes de la puesta en servicio del puente.

3.4.2 Procedimiento constructivo, voladizo en pilas y pilones

Se muestra el proceso detallado para la construcción de los dobles voladizos, en primer término el que corresponde a la construcción de las dovelas de pila, y posteriormente los que corresponden a las pilas 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10 y 11. En el caso particular de los pilones 5 y 6 se añaden más recomendaciones para los dobles voladizos.

Construcción de las dovelas de pila.- Se coloca la cimbra para el colado de la dovela sobre pila (DP). En forma independiente y en tres fases la ejecución es como se indica:

- Se arma y cuela la losa inferior, dejando las preparaciones del refuerzo para la viga transversal (trabe superior o cabezal);
- Se arma y cuelan las almas y paredes verticales de la trabe superior; y
- Por último, se realiza el armado y colado de la losa superior, sin olvidar colocar los ductos y anclajes para el presfuerzo longitudinal y transversal.

En todo momento se empleará concreto con una resistencia a la compresión f'_c de 400 kg/cm². El proceso indicado se debe a la imposibilidad de colar en forma completa, primero, por las cantidades de concreto demandadas, y segundo, porque se asegura el correcto fraguado del concreto, y se evitan los posibles problemas por un vibrado deficiente. La única forma de asegurar las ligas es colocando un aditivo del tipo adherente que permita la unión entre concreto nuevo y “viejo”. En la Figura 3.18 se ilustra el proceso por etapas.

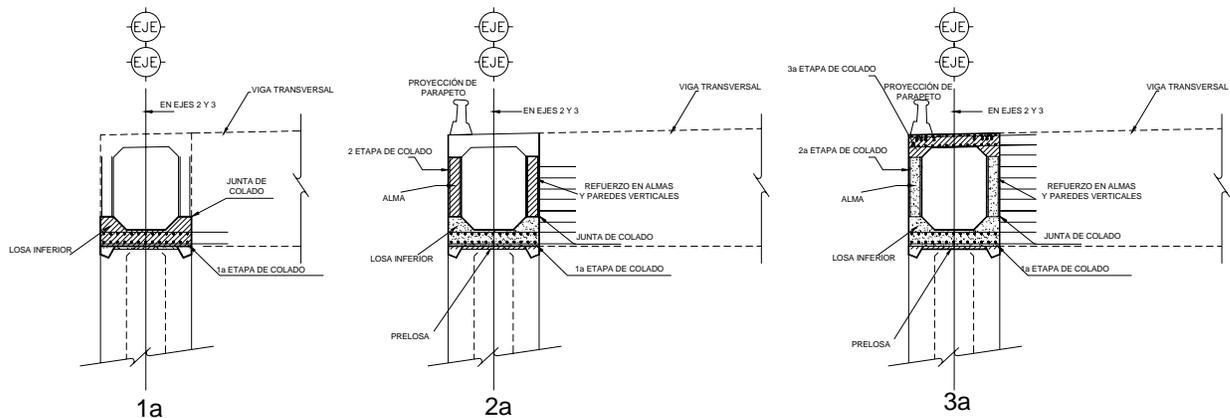


Figura 3.18.- Proceso constructivo de dovela de pila

Dobles Voladizos en 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10 y 11.- Una vez alcanzada la resistencia a la compresión del concreto, se coloca el carro de colado respectivo. En la Figura 3.19 se ilustra el carro de colado que permitirá el avance de los dobles voladizos.

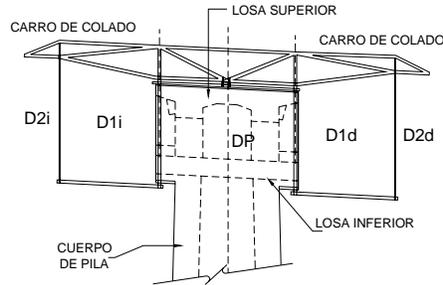


Figura 3.19.- Colocación de carro de colado

Montados los carros de colado en las dovelas de pila, se continúa en la siguiente forma:

1. Colocación del acero de refuerzo de las dovelas D1d y D1i (en patines superior e inferior, almas y diafragmas);
2. Prolongación de los ductos para los cables de presfuerzo, recordando colocar los anclajes de los mismos;
3. Colado simultáneo de las dovelas mencionadas, con concreto de $f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$;
4. Una vez alcanzado el 80 % de la resistencia a la compresión del concreto (320 kg/cm^2), se tensarán los cables de construcción 1d y 1i, desde el lado Mazatlán simultáneamente; y
5. La secuencia de los puntos 1 a 4 se repetirá a partir de la dovela 2 hasta culminar el volado. Es importante anotar que la secuencia de tensado se tendrá que verificar en los planos de proyecto (generalmente las dovelas 1 a 3 se tensan sólo por un lado, mientras que de la 4 en adelante se tensan por ambos lados).

Ejemplo de lo anterior se muestra en la Figura 3.20a y el secuencial para las dovelas restantes en la 3.20b.

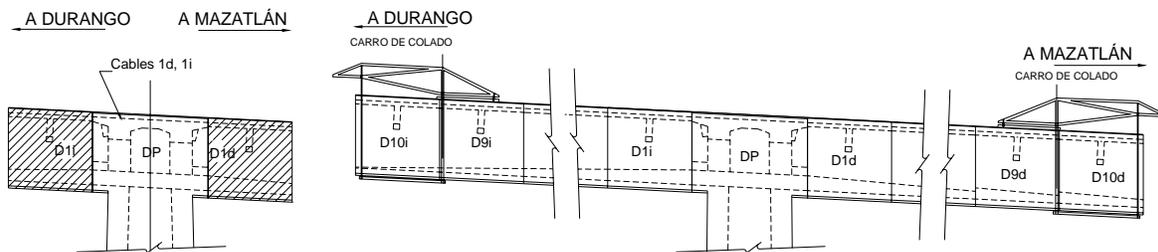


Figura 3.20.- Proceso de tensado

Concluidas las etapas de doble voladizo y colada la dovela de cierre se debe seguir el proceso siguiente para los cables de continuidad y cierre (Figura 3.21):

- En el cierre del tramo 1-2, se retiran los carros de colado de la pila 2, tensando los cables de cierre y de continuidad No. 201, 202, 201, 101 y 301;
- En el cierre de los claros 2-3 y 10-11, se retiran los carros de colado y se tensan los cables No. 102, 203, 204, 214 y 215;
- En el cierre del claro 11-12, se retiran los carros de colado y se tensan los cables de cierre y continuidad No. 111, 112, 216 y 302;

- En el cierre de los claros 3-4 y 9-10, se retiran los carros de colado y se tensan los cables No. 103, 110, 205, 212 y 213;
- En el cierre del claro 8-9, se retiran los carros de colado y se tensan los cables No. 108, 109, 210, 211;
- En el cierre del claro 7-8, se retiran los carros de colado y se tensan los cables No. 107, 108 y 209; y
- En el cierre de los claros 4-5 y 6-7, se retiran los carros de colado y se tensan los cables No. 104, 105, 106, 107, 206, 207 y 208.

Las fuerzas de tensado que se aplicaran en los cables se indican en la Tabla 3.7.

Tabla 3.7.- Datos para el tensado, según procedimiento constructivo.

Datos de presfuerzo						
Cable	Unidad	Esfuerzo al tensar (kg/cm ²)	Fuerza de Tensado (t)	Tensado por	Long. (m)	Alarg. (cm)
201	19T15	150.8	397	Un lado	18.46	12.17
202	19T15	150.8	397	Un lado	34.48	22.21
203	19T15	150.8	397	dos lados	91.74	58.45
204	19T15	150.8	397	dos lados	43.68	29.08
205	19T15	150.8	397	dos lados	56.51	36.90
206	19T15	150.8	397	dos lados	31.67	22.09
207	19T15	150.8	397	dos lados	19.65	13.82
208	12T13	151.3	180	dos lados	27.66	19.36
209	12T13	151.3	180	dos lados	19.65	13.76
210	12T13	151.3	180	dos lados	27.66	19.29
211	12T13	151.3	180	dos lados	19.65	13.82
212	19T15	150.8	397	dos lados	43.68	28.98
213	19T15	150.8	397	dos lados	51.69	37.04
214	19T15	150.8	397	dos lados	48.44	31.29
215	19T15	150.8	397	dos lados	39.68	26.41
216	19T15	151.3	180	dos lados	22.47	15.41
101	19T15	150.8	397	dos lados	46.95	32.82
102	19T15	150.8	397	dos lados	116.81	75.53
103	19T15	150.8	397	dos lados	141.01	75.53
104	19T15	150.8	397	dos lados	143.03	76.61
105	19T15	150.8	397	dos lados	74.40	49.45
106	19T15	151.3	180	dos lados	58.30	40.27
107	19T15	151.3	180	dos lados	115.31	75.49
108	19T15	150.8	397	dos lados	132.73	82.22
109	19T15	150.8	397	dos lados	148.70	91.68
110	19T15	150.8	397	dos lados	136.69	72.22
301 (Pila 2)	19T15	150.8	397	dos lados	41.50	29.43
302 (pila 11)	19T15	150.8	397	dos lados	41.50	29.43
T-1	19T13	151.3	285	dos lados	56.0	42.81

Los diámetros asociados a los cables tipo 12T13, 19T13 y 19T15 son: 11.88 cm², 18.81 cm² y 26.79 cm², respectivamente

Una vez concluidos los dobles voladizos, y ejecutado el tensado de los cables de continuidad y cierre, (como se indica en el apartado de procedimiento constructivo general) se colocan las piezas puente correspondientes, los travesaños longitudinales, y finalmente las losas prefabricadas.

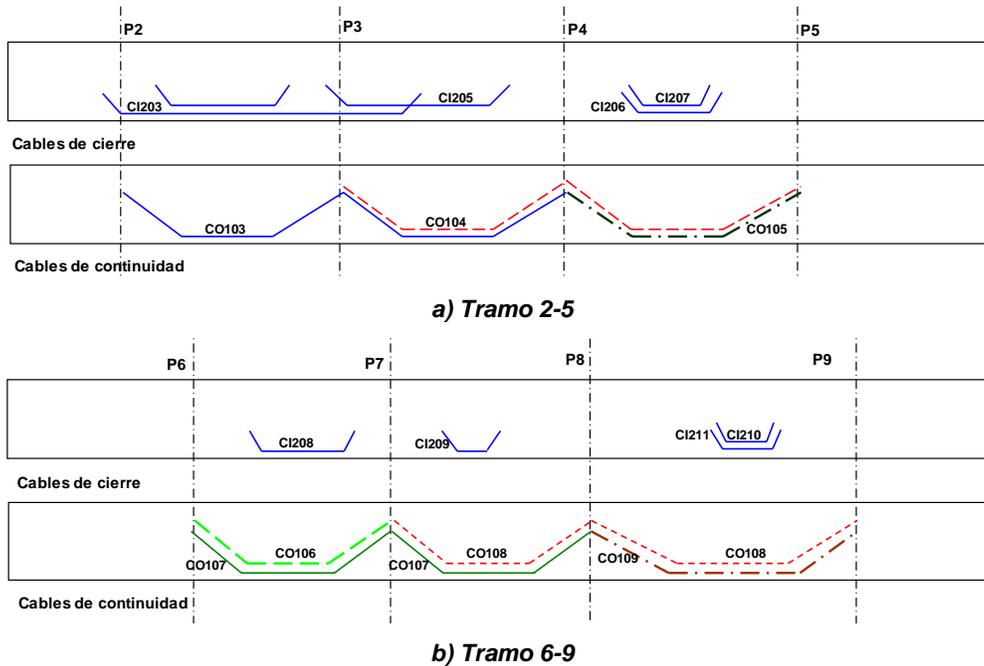


Figura 3.21.- Trayectoria de cables de cierre y continuidad

Dobles voladizos en los pilones 5 y 6.- Dada la particularidad de los voladizos en los pilones, se deben seguir los puntos indicados en el apartado anterior y tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

- Armado, colado y tensado de los cables de construcción de la dovela D_i ;
- Colocación de la pieza puente respectiva;
- Inicio y culminación del mismo ciclo para D_{i+1} ;
- Teniendo como soportes las piezas puente de las dovelas D_i y D_{i+1} , colocar las losas prefabricadas en la parte superior e inferior del tramo respectivo; y
- En forma secuencial se empleará el procedimiento indicado en los puntos anteriores.

En las Figuras 3.22 se ilustra lo anterior.

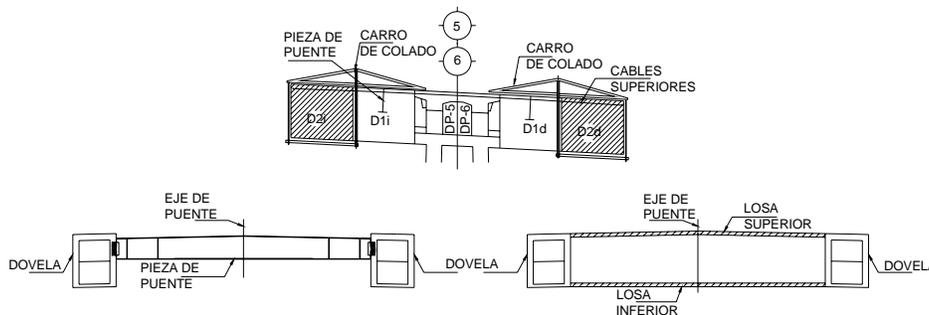


Figura 3.22.- Colocación de pieza puente y losas en P5 y P6

En este caso, en la etapa de doble volado, una vez que se alcance la dovela D_6 se colocará el tirante provisional que se tensará a 195 t. Del mismo modo, una vez puesta la dovela D_9 se puede colocar y tensar el tirante T_1 . La instalación del tirante T_1 se da de modo que desde el pión 5 el

tirante T1-5i se ancle en la dovela D8-d4 del tramo 4-5 y el tirante T1-5d en la dovela D9-5d. En el mismo sentido, desde el pilón 6 el tirante T1-6i se debe anclar en la dovela D9-6i y el T1-6d en la dovela D4-7i.

Finalizada la dovela D10 (derecha e izquierda de P5 y P6, respectivamente), se procede a colocar un escantillón apoyado en las dovelas D6 y D9. Ejecutado lo anterior y habiendo fijado la dovela DM1 al voladizo de concreto por medio de presfuerzo, es posible colocar el tirante T2. De este modo los tirantes hacia adentro del claro central se colocarán @ 12 m y hacia fuera @ 8 m, hasta completar los 19 tirantes respectivos.

En cada caso, una vez colocado el tirante i , se montarán las piezas de puente y la losa superior, para finalmente retensar el tirante en turno. En el caso del tirante 2, una vez finalizado el proceso de tensado es posible entonces retirar el tirante provisional. En la Figura 3.23 se muestra un esquema de lo antes explicado.

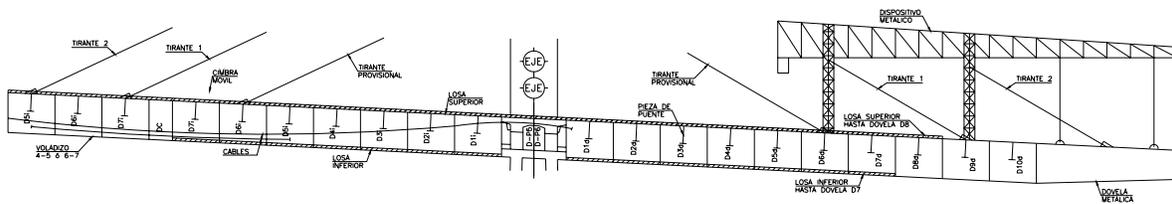


Figura 3.23.- Secuencia del tensado en los tirantes y colocación de DM1

CAPÍTULO 4

MODELACIÓN MATEMÁTICA

4.1 INTRODUCCIÓN

El puente se modeló matemáticamente usando el Método del Elemento Finito, por lo que, a continuación se da una breve presentación del tema así como la forma en que se calculan los esfuerzos en placas que considera el método mismo.

En este sentido, con base en el comportamiento natural de los materiales empleados para la ejecución del puente (acero y concreto), en este capítulo se plantean los criterios de falla de estos para la estimación de los esfuerzos actuantes a partir de los esfuerzos principales que brinda el programa. En el caso particular del acero, el *SAP2000* presenta los resultados en términos de esfuerzos bajo la teoría de *Von Misses*, misma que aquí es planteada. En el concreto no ocurre así, por lo que se presenta la teoría de *Mohr-Coulomb* para el cálculo de esfuerzos en el concreto.

Por otra parte, una vez mostrado en el capítulo 3 el desarrollo del proyecto, en el presente capítulo se muestra únicamente la modelación de los tramos que comprenden el atirantado, en este caso, a partir del eje 2 al eje 9, mientras que los tramos no modelados pueden considerarse como tramos de acceso a la estructura principal (los cuales serían, 1-2, 9-10, 10-11 y 11-12).

En este capítulo también se indica lo correspondiente a los parámetros empleados o que solicita el programa, para la construcción del modelo, como lo son las características de los materiales, flujo plástico y contracción, y pérdidas de presfuerzo. Se continúa con el modelado de los diferentes elementos que constituyen al puente, y la validación de este bajo el concepto de verificación de peso.

Por último, se explica la simulación realizada para representar el efecto del sistema de soporte (carro de colado) en los dobles voladizos. Como se indicó en el capítulo 1, se omiten los efectos del viento en la estructura, así como los que corresponden a gradientes térmicos y diseño sísmico.

4.2 MÉTODO DEL ELEMENTO FINITO

El Método del Elemento Finito es una técnica numérica empleada para obtener soluciones aproximadas de ecuaciones diferenciales. Su finalidad es cambiar un problema complejo por una serie de operaciones aritméticas sencillas denominadas *ecuaciones de discretización*.

El medio continuo a tratar, se discretiza a través de líneas, superficies o volúmenes, lo que genera un número finito de elementos conectados por puntos llamados *nodos*. Con la discretización del continuo, a cada elemento y nodo se le asigna un número de identificación, para formar el modelo característico.

A partir de lo anterior, se construye la *matriz característica local*, que contiene las propiedades constitutivas del material y geométricas de cada elemento (cada matriz esta referida a los grados de libertad de cada nudo). Dado lo anterior, es posible armar la llamada *matriz global*

que es la representación total del problema (considerando que entre dos elementos existe un nudo en común, los componentes se suman).

Una forma de poder calcular el orden de la matriz global, es multiplicando la cantidad de nodos por el número de grados de libertad de cada uno de ellos. De la teoría de rigideces se plantea la siguiente expresión:

$$[F] = [K][U] \quad (4.1)$$

donde:

K es la matriz de rigideces global;

U es el vector de variables dependientes primarias; y

F es el vector de acciones ejercidas en cada nodo (cargas externas, flujo de calor, etc.).

Conocidas las acciones (fuerzas o desplazamientos) que se ejercen en el continuo (o en su caso en cada nodo), es posible despejar el vector de variables dependientes primarias y determinar por lo tanto las incógnitas planteadas al principio del problema.

4.2.1 Análisis de esfuerzos en elementos tridimensionales

En la Figura 4.1a, se plantea un cuerpo tridimensional con volumen V y superficie S en el que los puntos en el cuerpo se identifican por las coordenadas x , y , z . Si sobre una parte de la frontera se aplica una fuerza distribuida por unidad de área, T , que provoca que el cuerpo se deforme, entonces las tres componentes de desplazamiento y las correspondientes a la fuerza distribuida son:

$$\mathbf{u} = [u, v, w]^T \quad (4.2)$$

$$\mathbf{f} = [f_x, f_y, f_z]^T \quad (4.3)$$

donde u , v y w son los desplazamientos en las direcciones x , y y z , respectivamente. Mientras que los esfuerzos y las deformaciones unitarias asociados que actúan sobre el volumen diferencial dV son:

$$\boldsymbol{\sigma} = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{yz}, \tau_{xz}, \tau_{xy}] \quad (4.4)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon} = [\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{yz}, \gamma_{xz}, \gamma_{xy}] \quad (4.5)$$

Para materiales isotrópicos, las dos propiedades mecánicas del material que definen su comportamiento son el módulo de *Young*, o de elasticidad E , y la relación de *Poisson* ν . Si se considera un cubo elemental dentro del cuerpo y se utilizan las relaciones establecidas por la ley de *Hooke* es posible definir las relaciones esfuerzo-deformación.

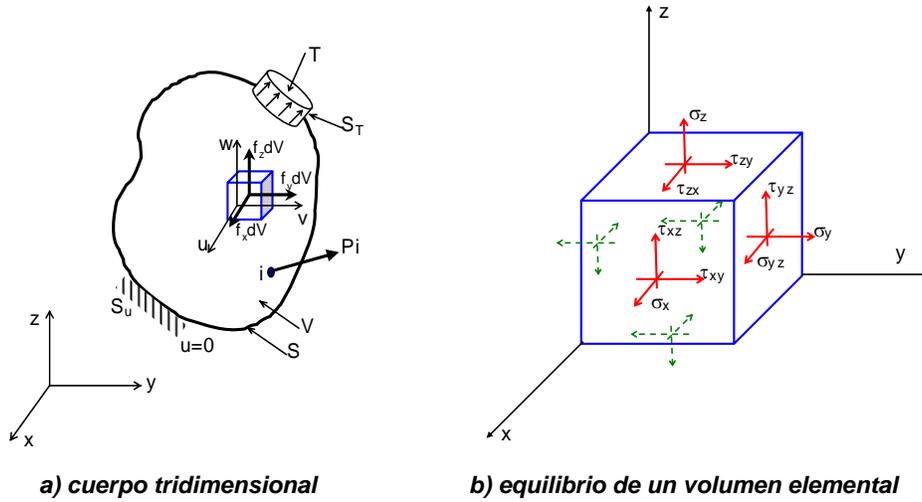


Figura 4.1.- Estudio de esfuerzos

Con base en lo anterior y bajo un desarrollo matemático (Chandrupatla, 1999), es posible llegar a los esfuerzos principales que actúan en un elemento tridimensional, si se utilizan las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned}
 I_1 &= \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \\
 I_2 &= \sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x - \tau_{yz}^2 - \tau_{xz}^2 - \tau_{xy}^2 \\
 I_3 &= \sigma_x \sigma_y \sigma_z + 2\tau_{yz} \tau_{xz} \tau_{xy} - \sigma_x \tau_{yz}^2 - \sigma_y \tau_{xz}^2 - \sigma_z \tau_{xy}^2
 \end{aligned}
 \tag{4.6}$$

donde:

I_1, I_2, I_3 son las invariantes del tensor de esfuerzos en términos de los esfuerzos en x, y y z.

Por lo tanto, los esfuerzos principales están dados por:

$$\begin{aligned}
 \sigma_1 &= \frac{I_1}{3} + c \cos \theta \\
 \sigma_2 &= \frac{I_1}{3} + c \cos \theta \left(\theta + \frac{2\pi}{3} \right) \\
 \sigma_3 &= \frac{I_1}{3} + c \cos \theta \left(\theta + \frac{4\pi}{3} \right)
 \end{aligned}
 \tag{4.7}$$

donde

$$a = \frac{I_1^2}{3} - I_2; \quad b = -2 \left(\frac{I_1}{3} \right)^3 + \frac{I_1 I_2}{3} - I_3; \quad c = 2 \sqrt{\frac{a}{3}}; \quad \theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left(\frac{3b}{ac} \right)
 \tag{4.8}$$

En este sentido, enseguida se indican los criterios adoptados para la determinación de esfuerzos en el acero y el concreto.

4.3 CRITERIOS DE FALLA DE LOS MATERIALES

Se presentan los criterios de falla adoptados para el acero y concreto (Boresi, 2003). Para el primer material se utiliza el criterio de *Von Misses* y para el segundo, el de *Mohr-Coulomb*.

4.3.1 Criterio de la superficie de falla de Von Misses

El criterio de *Von Misses* establece que la fluencia en un material isotrópico comenzará cuando el esfuerzo efectivo σ_e sea igual a σ_y (esfuerzo de fluencia). Bajo esta consideración es posible determinar la aparición de una falla en materiales dúctiles y si el esfuerzo de *Von Misses* está dado por:

$$\sigma_{eVM} = \sqrt{I_1^2 - 3I_2} \quad (4.9)$$

donde I_1 e I_2 son las primeras dos invariantes del tensor de esfuerzo, que en términos de los esfuerzos principales pueden definirse como:

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1$$

por lo tanto:

$$\sigma_{eVM} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (4.10)$$

donde σ_1 , σ_2 y σ_3 corresponden a los esfuerzos principales en las direcciones x , y y z .

4.3.2 Criterio de la superficie de falla de Mohr-Coulomb

El criterio de falla de *Mohr-Coulomb* es una generalización del criterio de *Tresca* que toma en cuenta características tales como la cohesión c y el ángulo de fricción interno ϕ del material. De este modo, en términos de los esfuerzos principales ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$), la ley de fluencia de *Mohr-Coulomb* puede escribirse como:

$$f_{mc} = \sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3)\text{sen}\phi - 2c\text{cos}\phi \quad (4.11)$$

Si ahora se impone un sistema de tensión uniaxial, de forma que la fluencia ocurra para $\sigma_1 = f_{max}$, $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, donde f_{max} es la fuerza de tensión máxima soportada, esta puede calcularse con:

$$f_{t\max} = \frac{2c\text{cos}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \quad (4.12)$$

y para el caso contrario, en el que la fluencia se alcanza bajo un esfuerzo de compresión, para $\sigma_1 = \sigma_2 = 0$, $\sigma_3 = f_{cmax}$ donde f_{cmax} es la fuerza de compresión máxima soportada, se calcula con:

$$f_{c\max} = \frac{2c\text{cos}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \quad (4.13)$$

considerando que:

$$c = \frac{f_{t \max}}{2} \sqrt{\frac{f_{c \max}}{f_{t \max}}} \quad \phi = \frac{\pi}{2} - \tan^{-1} \left(\sqrt{\frac{f_{t \max}}{f_{c \max}}} \right) \quad (4.14)$$

Así, si se conocen los valores que corresponden a las máximas resistencias a compresión y tensión del material, es posible, en términos de estos obtener los valores correspondientes de cohesión y ángulo de fricción interno de la función de fluencia de *Mohr-Coulomb*, y por lo tanto, estimar el esfuerzo del elemento en cuestión, sujeto a los esfuerzos principales.

4.4 CÁLCULO Y DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS EMPLEADOS

Se presentan las propiedades de los materiales indicados en los planos de proyecto. Después se muestran las propuestas existentes para determinar las deformaciones por flujo plástico y contracción. Sin embargo, el programa SAP2000 básicamente se rige (en flujo plástico y contracción) por lo indicado en el Comité Europeo del Concreto (*CEB* por sus siglas en francés). En el mismo sentido, se indican las expresiones empleadas para el cálculo de las diferentes pérdidas por presfuerzo.

4.4.1 Características de los materiales

4.4.1.1 Concreto

En la Tabla 4.1 se indican las resistencias nominales a la compresión f'_c , módulo de elasticidad E_c y resistencia al corte f_r del concreto, de cada uno de los elementos que conforman al puente:

Tabla 4.1.-Propiedades de cada elemento

Elemento	f'_c (kg/cm ²)	$0.80 f'_c$ (kg/cm ²)	E_c (kg/cm ²)	f_r (kg/cm ²)
Dovelas	400	320	319753	40
Pilas	350	280	299102	37
Pilones	350	280	299102	37
Trabes intermedias	350	280	299102	37
Trabes Superiores	350	280	299102	37
Losas	400	320	319753	40

Para la definición de los parámetros mostrados se consideraron los lineamientos del *AASHTO-LRFD-2004*. De este modo se tiene: “En ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad E_c para concretos con densidades entre 1440 y 2500 kg/m³ puede calcularse con la expresión siguiente:

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (4.15)$$

donde:

- γ_c es la densidad unitaria del concreto (kg/m³); y
- f'_c es la resistencia especificada del concreto (MPa).

El módulo de ruptura, o resistencia al corte, f_r para concreto de densidad normal, se obtiene mediante:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \quad (4.16)$$

En el caso de los coeficientes de expansión térmica, y de la relación de *poisson* estos se podrán considerar como: $10.8 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ y 0.2, respectivamente.”

4.4.1.2 Acero

En las piezas puente con y sin sostén de losa inferior, las dovelas metálicas DM1 a DM37 y en todos los casos de conexiones a base de placas de acero, se empleará acero nominal A50 con un esfuerzo a la fluencia mínimo de $F_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$, y un esfuerzo a la fluencia último o de falla $F_u = 4920 \text{ kg/cm}^2$. Se considera un esfuerzo permisible a flexión de $0.55F_y = 1936 \text{ kg/cm}^2$, y un esfuerzo permisible a cortante de $0.40F_y = 1408 \text{ kg/cm}^2$.

4.4.1.3 Acero de presfuerzo

En la Tabla 4.2 se indican las características de los cables de presfuerzo utilizados en las fases de construcción, cierre y continuidad de los dobles voladizos, y los asociados a las traveses intermedias y cabezales. En la Tabla 4.3 se indican las características de los tirantes T1 a T19 izquierdos y derechos de los pilones 5 y 6.

Tabla 4.2.- Características de cables empleados

Elemento	F_y _presfuerzo kg/cm ²	F_u _presfuerzo kg/cm ²	E_s kg/cm ²	Coef. fe pérdida de tensión lineal (1/m)	Coefficiente de fricción (1/rad)	Corrimiento del anclaje (cm)
Dovelas	18850 (T15) 18920 (T13)	16020 (T15) 16080 (T13)	2040000 (T15) 1980000 (T13)	0.003	0.20	0.16
Traveses	18960	17100	1940000	0.003	0.20	0.16

Los diámetros asociados a los cables tipo 12T13, 19T13 y 19T15 son: 11.88 cm^2 , 18.81 cm^2 y 26.79 cm^2 , respectivamente.

Para el corrimiento del anclaje se consideró tanto lo indicado en el *AASHTO-LRFD-2004* como en las *Especificaciones de Diseño y Construcción de Puentes de Concreto Segmentados 1999* del mismo *AASHTO*, en la que se recomienda tomar valores entre $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{16}$ de pulgada, o bien un valor común de 1.6 mm a 10 mm.

Tabla 4.3a.- Características de los tirantes T1 a T19 (Pilón 5)

Anclaje	No. Torones	A (cm2)	L (m)	α °	Fza.(t)
T-1d5	28	42	64.69	51	199.7
T-2d5	21	31.5	74.33	45	170.7
T-3d5	24	36	85.28	41	189.2
T-4d5	25	37.5	96.26	37	207.6
T-5d5	27	40.5	107.68	34	224.2
T-6d5	28	42	119.19	32	239.3
T-7d5	29	43.5	130.92	30	253.4
T-8d5	30	45	142.64	28	265.5
T-9d5	31	46.5	154.64	27	276.4
T-10d5	33	49.5	166.61	26	285.5
T-11d5	35	52.5	178.63	25	295.8
T-12d5	34	51	190.74	24	302.7
T-13d5	37	55.5	202.83	23	310.8
T-14d5	38	57	215.07	23	319.7
T-15d5	39	58.5	227.17	22	326.9
T-16d5	39	58.5	239.37	22	334.5
T-17d5	39	58.5	251.78	21	340.9
T-18d5	38	57	263.49	21	346.4
T-19d5	39	58.5	276.08	20	349.7

Anclaje	No. Torones	A (cm2)	L (m)	α °	Fza.(t)
T-1i5	27	40.5	61.69	55	271.3
T-2i5	20	30	68.47	51	246.9
T-3i5	22	33	75.54	47	251.9
T-4i5	23	34.5	82.81	44	268.8
T-5i5	25	37.5	90.27	43	287.9
T-6i5	27	40.5	97.88	40	306.0
T-7i5	28	42	105.57	38	323.5
T-8i5	29	43.5	113.35	37	339.8
T-9i5	31	46.5	121.16	36	355.2
T-10i5	31	46.5	128.94	34	369.8
T-11i5	33	49.5	137	33	383.4
T-12i5	34	51	144.99	33	396.4
T-13i5	35	52.5	152.98	32	408.5
T-14i5	35	52.5	161.01	31	419.9
T-15i5	36	54	169.09	30	430.7
T-16i5	37	55.5	177.16	30	440.9
T-17i5	38	57	184.95	29	450.5
T-18i5	39	58.5	193.34	29	459.7
T-19i5	40	60	201.47	28	467.7

Tabla 4.3b.- Características de los tirantes T1 a T19 (Pilón 6)

Anclaje	No. Torones	A (cm2)	L (m)	α °	Fza. (t)
T-1d6	29	43.5	64.69	51	189.0
T-2d6	21	31.5	71.91	47	162.1
T-3d6	23	34.5	79.36	44	194.0
T-4d6	25	37.5	87.01	42	220.5
T-5d6	27	40.5	94.99	40	240.9
T-6d6	28	42	102.65	38	257.6
T-7d6	30	45	110.73	36	271.8
T-8d6	31	46.5	118.8	35	285.4
T-9d6	33	49.5	126.96	34	297.4
T-10d6	33	49.5	135.11	33	308.8
T-11d6	35	52.5	143.32	32	321.7
T-12d6	35	52.5	151.6	31	331.7
T-13d6	36	54	159.85	30	342.2
T-14d6	37	55.5	168.17	30	350.9
T-15d6	38	57	176.42	29	358.7
T-16d6	39	58.5	184.8	28	364.6
T-17d6	40	60	193.15	28	370.1
T-18d6	41	61.5	201.54	27	374.4
T-19d6	42	63	209.89	27	378.8

Anclaje	No. Torones	A (cm2)	L (m)	α °	Fza. (t)
T-1i6	28	42	61.71	55	285.7
T-2i6	20	30	71.08	48	246.1
T-3i6	23	34.5	81.18	43	251.0
T-4i6	24	36	91.78	39	268.2
T-5i6	26	39	102.73	36	288.4
T-6i6	28	42	114.06	34	308.0
T-7i6	29	43.5	125.32	31	326.3
T-8i6	30	45	136.8	30	343.8
T-9i6	31	46.5	148.43	28	360.4
T-10i6	32	48	160.12	27	376.1
T-11i6	34	51	171.88	26	390.8
T-12i6	35	52.5	183.68	25	404.7
T-13i6	36	54	195.53	24	417.8
T-14i6	37	55.5	207.71	24	430.1
T-15i6	38	57	219.34	23	441.8
T-16i6	37	55.5	231.23	22	452.8
T-17i6	37	55.5	243.21	22	463.2
T-18i6	38	57	255.16	21	473.0
T-19i6	38	57	267.15	21	482.9

El ángulo de inclinación (α) de los tirantes se mide con respecto al eje longitudinal de la superestructura, considerando que de ésta a la horizontal siempre se mantendrá un ángulo de 3°. En los casos de los tirantes izquierdos de los pilones 5 y 6, respectivamente, estos se midieron en el sentido contrario de las manecillas del reloj, mientras que los tirantes derechos se midieron en sentido opuesto. La fuerza de tensión indicada corresponde a los datos de proyecto.

4.4.2 Flujo plástico y contracción

En la versión 2004 de la *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)* se indica tomar en cuenta los efectos del flujo plástico y contracción del concreto, así como la pérdida de presfuerzo, en puentes y estructuras que se construyan por etapas. En ausencia de datos más precisos, el coeficiente por contracción se tomará como 0.0002 después de 28 días y 0.0005 después de un año. Así mismo, para el cálculo de los coeficientes se pueden usar también las recomendaciones de los siguientes códigos:

- Artículo 5.4.2.3.2 y 5.4.2.3.3 del *AASHTO-LRFD* 2004;
- El modelo del Comité Europeo del Concreto y de la Federación Internacional del Presfuerzo (*CEB-FIP* 1990); o

- El modelo del Instituto Americano del Concreto (ACI-Comité 209).

En lo que sigue, se muestran las expresiones utilizadas para cada uno de los códigos citados, así como las modificaciones propuestas por otros autores. Posteriormente se dan los resultados obtenidos, que muestran la ley de comportamiento respecto al tiempo, de una dovela tipo.

4.4.2.1 AASHTO-LRFD-2004

Flujo Plástico

El coeficiente de flujo plástico se calcula como:

$$\Psi(t, t_i) = 3.5k_c k_f \left(1.58 - \frac{H}{120}\right) t_i^{-0.118} \frac{(t - t_i)^{0.6}}{10.0 + (t - t_i)^{0.6}} \quad (4.17)$$

en la cual:

$$k_f = \frac{62}{42 + f'_c}$$

donde:

- H humedad relativa del ambiente (%);
 k_f factor de corrección por la resistencia a la compresión del concreto;
 k_c factor de corrección por tamaño del elemento, V/S ;
 V volumen del elemento expuesto (mm^3);
 S superficie del elemento expuesto (mm^2)
 t edad del concreto (días);
 t_i edad del concreto al momento de aplicar la carga (días); y
 f'_c resistencia especificada a la compresión a los 28 días (MPa);

El factor de corrección por tamaño del elemento (k_c), se puede determinar conforme a lo indicado en el reglamento del *Prestressed Concrete Institute* (PCI, 1977) con la siguiente expresión:

$$k_c = \left[\frac{\frac{t}{26e^{0.0142(V/S)} + t}}{\frac{t}{45 + t}} \right] \left[\frac{1.80 + 1.77e^{-0.0213(V/S)}}{2.587} \right]$$

Para V/S se considera un límite de 150 mm.

Contracción

Para miembros de concreto con curado húmedo, la deformación por contracción ε_{sh} es:

$$\varepsilon_{sh} = -k_s k_h \left(\frac{t}{35.0 + t} \right) 0.51 \times 10^{-3} \quad (4.18)$$

para concreto curado al vapor:

$$\varepsilon_{sh} = -k_s k_h \left(\frac{t}{55.0 + t} \right) 0.56 \times 10^{-3} \quad (4.19)$$

donde:

- t tiempo de secado del concreto (días);
- k_s factor de corrección por tamaño del elemento, V/S ; y
- k_h factor de corrección por humedad relativa, calculado como:

$$H < 80 \% : k_h = \frac{140 - H}{70} \quad \text{y} \quad H > 80 \% : k_h = \frac{3(100 - H)}{70}$$

El valor de k_s como lo indica el reglamento del *PCI-1977* se puede calcular como:

$$k_s = \left[\frac{\frac{t}{26e^{0.0142(V/S)} + t}}{\frac{t}{45 + t}} \right] \left[\frac{1064 - 3.70(V/S)}{923} \right]$$

Al igual que para el factor k_c , se establece un límite de 150 mm para V/S .

4.4.2.2 AASHTO-LRFD-2004 (Maher - Tadros)

En el reporte No. 496 de la *National Cooperative Highway Research Program* de los Estados Unidos se presentan las expresiones desarrolladas por *Maher Tadros et., al.*, (2003), donde se concluye que las recomendaciones del AASHTO sobreestiman el flujo plástico, ya que ignora la reducción de éste con el incremento de la resistencia del concreto. Se proponen nuevas expresiones para cada parámetro mismas que se muestran a continuación.

Flujo Plástico

$$\Psi(t, t_i) = 1.90 k_{td} k_{la} k_s k_{hc} k_f \quad (4.20)$$

donde:

- k_{td} función que expresa el desarrollo del flujo plástico con el tiempo;
- k_{la} factor de corrección por la edad del concreto al aplicar la carga;
- k_s factor de corrección por tamaño del elemento, V/S ;
- V volumen del elemento expuesto (plg^3);
- S superficie del elemento expuesto (plg^2);
- k_{hc}, k_{hs} factor de corrección por la humedad relativa del ambiente (%);
- k_f factor de corrección por la resistencia a la compresión del concreto; y
- f'_c resistencia a la compresión del concreto ($\text{ksi} = \text{kip/plg}^2$)

Contracción

$$\varepsilon_{sh} = 480 \times 10^{-6} k_{td} k_s k_{hs} k_f \quad (4.21)$$

las expresiones para los factores de corrección mostrados en ambos casos son:

$$k_{td} = \frac{t}{61 - 4f'_c + t}; \quad k_{ta} = t_i^{-0.118}; \quad k_s = \frac{1064 - 94(V/S)}{735};$$

$$k_{hc} = 1.56 - 0.008H; \quad k_f = \frac{5}{1 + f'_c}; \quad k_{hs} = 2.00 - 0.0143H$$

El límite para V/S es de 3.5 plg.

4.4.2.3 CEB-FIP-1990

Flujo Plástico

El coeficiente por flujo plástico del concreto se calcula como:

$$\phi(t, t_o) = \phi_o \beta_c(t - t_o) \quad (4.22)$$

donde:

t es la edad del concreto (días);

t_o es la edad del concreto al momento de aplicar la carga (días);

$\beta_c(t-t_o)$ función que describe el desarrollo del flujo plástico con el tiempo; y

ϕ_o coeficiente ficticio de flujo plástico, calculado como:

$$\phi_o = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_o)$$

siendo:

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0.46(h/100)^{1/3}} \quad \beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{(f_{cm}/10)^{0.5}} \quad \beta(t_o) = \frac{1}{0.1 + t_o^{0.2}}$$

donde:

RH humedad relativa del ambiente (%);

h tamaño ficticio del elemento estructural = $(2A_c)/u$ (mm);

A_c área de la sección transversal del elemento (mm²);

u perímetro de la sección transversal en contacto con la atmósfera (mm); y

f_{cm} resistencia del concreto a los 28 días (MPa).

La función que describe el desarrollo del flujo plástico en el tiempo es:

$$\beta_c(t - t_o) = \left[\frac{t - t_o}{\beta_H + t - t_o} \right]^{0.3}$$

con:

$$\beta_H = 150 \left\{ 1 + \left(1.2 \frac{RH}{100} \right)^{18} \right\} \frac{h}{100} + 250 \leq 1500$$

Contracción

La deformación por contracción está dada por:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cso} \beta_s(t - t_s) \quad (4.23)$$

donde:

t_s es la edad del concreto al comienzo del secado (días);

$\beta_s(t-t_s)$ función que describe el desarrollo de la contracción con el tiempo; y

ε_{cso} coeficiente ficticio por contracción, calculado como:

$$\varepsilon_{cso} = \varepsilon_s(f_{cm}) \beta_{RH}$$

con:

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cm}/10)]10^{-6} \quad \beta_{RH} = -1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right]$$

donde:

f_{cm} es resistencia a la compresión del concreto (MPa); y

β_{sc} es un coeficiente que depende del tipo de concreto; 4 para concreto de bajo fraguado; 5 para concreto normal y cemento de endurecimiento rápido; 8 para concreto de alta resistencia y endurecimiento rápido (parámetro solicitado en el programa SAP2000)

La ecuación que describe el desarrollo del flujo plástico con el tiempo es dada por:

$$\beta_s(t - t_s) = \left[\frac{t - t_s}{350(h/100)^2 + t - t_s} \right]^{0.5}$$

4.4.2.4 ACI-Comité 209

Flujo Plástico

Para miembros de concreto cargados a los 7 días y que se hayan sometido a curado al vapor o curado, el coeficiente de flujo plástico puede calcularse como (ACI-209, 1992):

$$v_t = \frac{(t - t_o)^{0.6}}{10 + (t - t_o)^{0.6}} v_u \quad (4.24)$$

donde:

t es la edad del concreto (días);

t_o es la edad del concreto al momento de aplicar la carga (días); y

v_u es el coeficiente de flujo plástico último, calculado como: $v_u = 2.35k_c$

siendo:

- k_c producto de los factores de corrección = $k_{la} \times k_h \times k_s$;
 k_{la} factor de corrección por la edad del concreto al momento de aplicación de la carga;
 k_h factor de corrección por la humedad relativa;
 k_s factor de corrección por tamaño del elemento, V/S ;
 V volumen del elemento expuesto (plg^3); y
 S superficie del elemento expuesto (plg^2);

Los factores de corrección pueden ser calculados como:

$$k_{la} = 1.25(t_o)^{-0.118} \quad k_h = 1.27 - 0.0067H \quad k_s = 2/3(1 + 1.13e^{-0.54V/S})$$

Para k_h se considera una humedad relativa entre 40 y 100 % y k_s es el cociente de volumen de concreto a área expuesta (1.5 plg como límite).

Contracción

Se indican las expresiones siguientes:

$$\varepsilon_{sh}(t, t_o) = \frac{(t - t_o)}{55 + (t - t_o)} (\varepsilon_{sh})_u \quad \varepsilon_{sh}(t, t_o) = \frac{(t - 7)}{35 + (t - 7)} (\varepsilon_{sh})_u \quad (4.25)$$

donde:

- t_o es la edad del concreto al final del periodo de curado inicial en días; y
 $(\varepsilon_{sh})_u$ es la deformación por contracción última; calculada como: $(\varepsilon_{sh})_u = 780k_{sh} \times 10^{-6}$
 k_{sh} es producto de factores de corrección = $k_{cp} \times k_h \times k_s$;
 k_{cp} factor de corrección debido al periodo de curado;
 k_h factor de corrección por la humedad relativa del ambiente; y
 k_s factor de corrección por tamaño del elemento, V/S ;

Los factores de corrección pueden ser calculados como:

$$k_h = 1.4 - 0.0102H \quad 40 \leq H \leq 80\% \quad k_h = 3.0 - 0.0300H \quad 80 \leq H \leq 100\%$$

$$k_s = 1.2e^{-0.12V/S}$$

El factor k_{cp} puede ser estimado a partir de la Tabla 4.4 respecto a lo indicado por el *Prestressed Concrete Institute*:

Tabla 4.4.- Factor k_{cp}

Periodo de Curado	Factor k_{cp}
1	1.20
3	1.10
7	1.00
14	0.93
28	0.86
60	0.79
90	0.75

4.4.2.5 ACI-Comité 209 (Huo - 2001)

Como se observa, en las expresiones mostradas del ACI, la resistencia a la compresión del concreto no es una variable de interés, por lo que se han propuesto nuevas expresiones (Huo, 2001), en razón de que se incluya un factor de corrección por la resistencia del concreto; obteniéndose mejores aproximaciones.

Flujo Plástico

$$v_t = \frac{(t-t_o)^{0.6}}{K_c + (t-t_o)^{0.6}} v_u \quad (4.26)$$

siendo: $K_c = 12 - 0.5 f'_c$

En este caso, a los factores de corrección aplicados al coeficiente de flujo plástico último (v_u) se agrega el siguiente:

$$\gamma_{st,c} = 1.18 - 0.045 f'_c$$

por lo que el producto de los factores de corrección se escribe como, $k_c = k_{la} \times k_h \times k_s \times \gamma_{st,c}$

Contracción

$$\varepsilon_{sh}(t, t_o) = \frac{(t-t_o)}{K_s + (t-t_o)} (\varepsilon_{sh}) \quad (4.27)$$

siendo: $K_c = 45 - 2.5 f'_c$

Del mismo modo, a los factores de corrección aplicados a la deformación por contracción última $(\varepsilon_{sh})_u$ se agrega:

$$\gamma_{st,s} = 1.20 - 0.05 f'_c \leq 1$$

y por lo tanto, el producto de los factores de corrección queda como, $k_{sh} = k_{cp} \times k_h \times k_s \times \gamma_{st,s}$

4.4.2.6 Leyes de Comportamiento: resultados

Aplicando las expresiones mostradas con las unidades correspondientes, se muestran los resultados obtenidos, habiendo empleando los datos siguientes:

Tabla 4.5.- Datos empleados

f'_c	350	kg/cm ²
f'_c	400	kg/cm ²
RH	69	%
V	18.3	m ³
S	52.9	m ²
u	12.4	m
A_c	3.2	m ²
t_o	3	días
t_i	4	días

La humedad relativa (RH) se tomó de los informes de Normales Climatológicas de la Comisión Nacional del Agua para el periodo de 1981-2000 de los estados de Durango y Sinaloa. Por su parte los valores mostrados de volumen (V), superficie (S), perímetro (u), sección transversal (A_c) corresponden a una dovela promedio (respecto a lo indicado en el capítulo 3), mientras que los valores de t_o y t_i corresponden a elementos de concreto colados en sitio. Así mismo, se consideró adecuado realizar las proyecciones para periodos del tiempo hasta 10000 días (aproximadamente 25 años). En la Figura 4.2 se muestran los resultados de las leyes de comportamiento de cada código, para una resistencia a la compresión de 400 kg/cm^2 . En las Figuras 4.3 se presentan los mismos resultados pero tomando en cuenta la variación de la resistencia a la compresión (para el caso de flujo plástico), e incluyendo, la curva obtenida con el *ACI-209* (dado que no toma en cuenta f'_c).

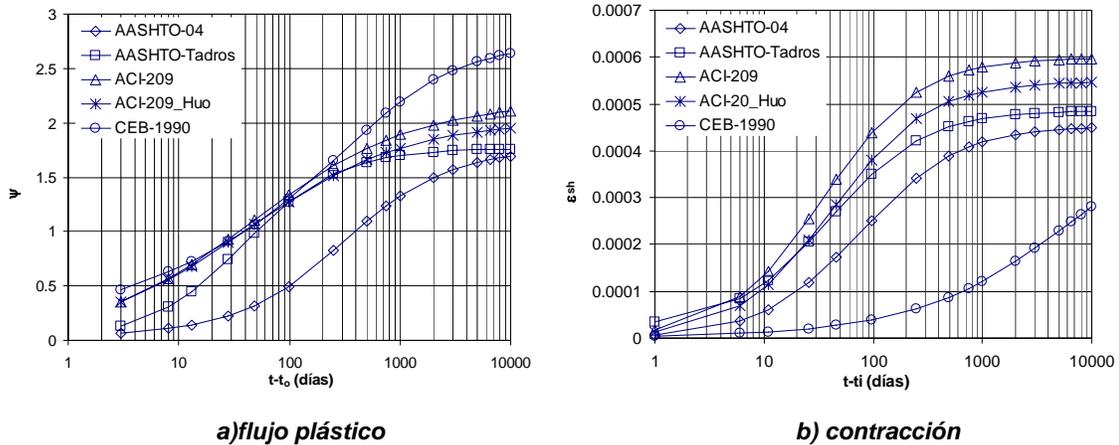


Figura 4.2.- Comparaciones entre códigos

Como se observa, el *CEB-FIP* es el que proporciona mayores valores de flujo plástico, mientras que por otro lado proporciona menores valores de contracción. Esto puede explicarse, si se considera que ambos son efectos que se contraponen entre sí, y que al realizar la suma algebraica, proyectaría valores similares a los indicados en otros reglamentos (considerando por ejemplo, que para flujo plástico el *AASHTO-04* da valores menores, mientras que da valores más grandes en contracción que los que corresponden para el *CEB* mismo).

Con excepción del *AASHTO*, por lo menos para un periodo de 10 a 500 días todos los códigos manejan una tendencia similar en flujo plástico, la que se mantiene hasta los 10000 días, en los que el *CEB* tiende a crecer.

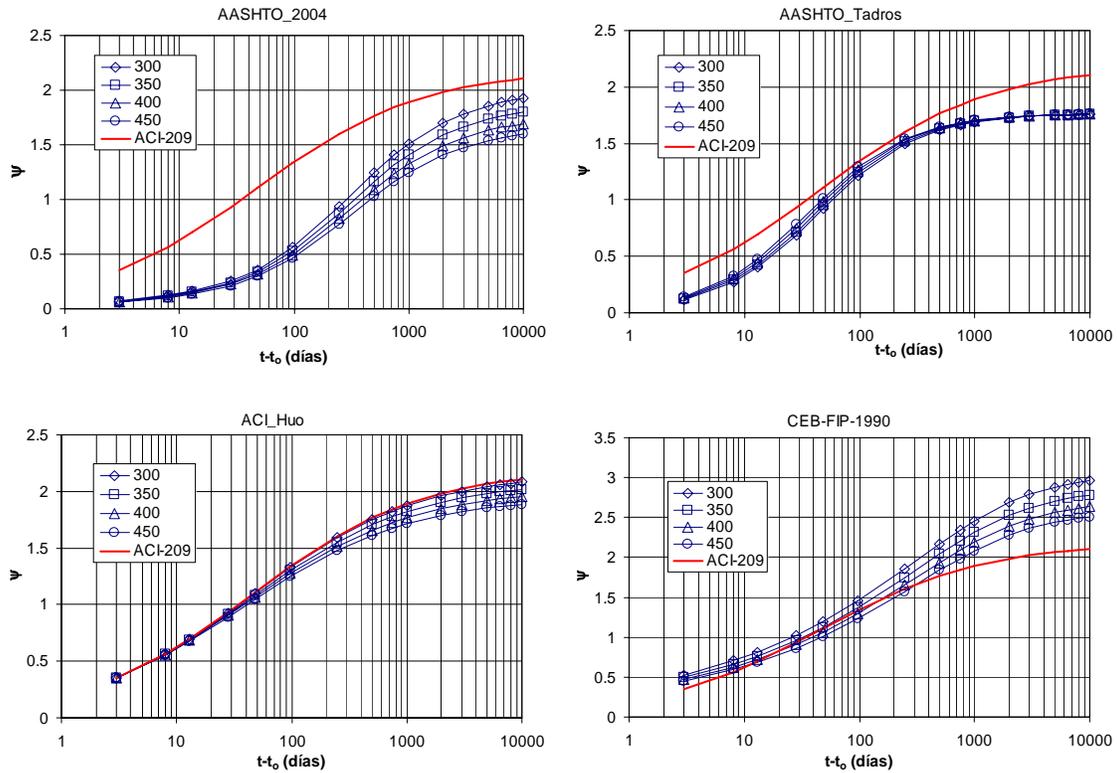


Figura 4.3.- Variación de flujo plástico en cada código, para diferentes valores de f'_c

Conforme a lo mostrado, la propuesta de *AASHTO-Tadros* y *ACI-Huo* no muestran mayor cambio conforme f'_c se modifica, con una aproximación cercana al *ACI-209*. En el caso del *AASHTO-04* las curvas mostradas se mantienen por debajo de la del *ACI-209*, y muestran una mayor sensibilidad al cambio de resistencia, al igual que las curvas del *CEB*, pero estas, se mantienen por arriba (aunque hasta el primer año son paralelas). Por último, en la Figura 4.4 se muestra la variación de las curvas del *CEB-FIP* conforme se varía el factor β_{sc} , que como se indicó depende del tipo de concreto.

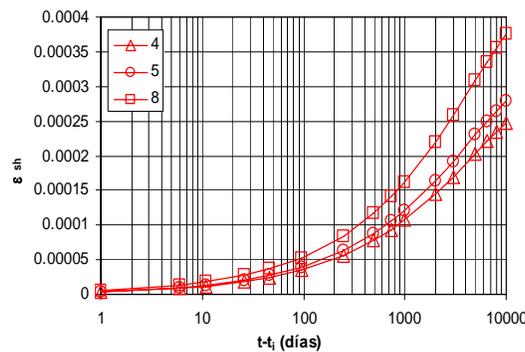


Figura 4.4.- Variación de la contracción respecto a β_{sc}

Conforme se cambia el tipo de concreto (que no necesariamente la relación agua/cemento) se obtienen mayores o menores deformaciones por contracción.

4.4.3 Pérdidas de presfuerzo, AASHTO-LRFD-04

Respecto a lo indicado en el *AASHTO-LRFD-2004* para el cálculo de pérdidas de presfuerzo se presentan las siguientes expresiones.

4.4.3.1 Pérdidas totales de presfuerzo

Las pérdidas de presfuerzo en miembros postensados, donde la transferencia de esfuerzos es inmediata, pueden ser tomadas como:

- Miembros pretensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (4.28)$$

- Miembros postensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (4.29)$$

donde:

Δf_{pT} pérdidas totales (MPa);

Δf_{pF} pérdidas debidas a la fricción del acero de presfuerzo (MPa);

Δf_{pA} pérdidas por corrimiento del anclaje (MPa);

Δf_{pES} pérdidas debidas a acortamiento elástico del miembro (MPa);

Δf_{pSR} pérdidas debidas a la contracción del concreto (MPa);

Δf_{pCR} pérdidas debidas al flujo plástico del concreto (MPa); y

Δf_{pR2} pérdidas por relajación del acero de presfuerzo (MPa)

De las diferentes pérdidas mencionadas arriba, las tres primeras son denominadas de tipo *instantáneo* o bien iniciales (dado que su ocurrencia es durante o posterior a la etapa de tensado y en el momento del anclaje), mientras que las tres últimas son consideradas *dependientes* del tiempo o diferidas (o que se desarrollan respecto a este). En este sentido, conforme al *AASHTO-04* se indican las consideraciones de ambos grupos a tomar en cuenta.

4.4.3.2 Pérdidas iniciales

Corrimiento del Anclaje

Conforme al *AASHTO* este deslizamiento tiene un valor común de 10 mm, aunque valores como 1.6 mm son más apropiados para algunos anclajes (en general puede ser indicado por el fabricante del anclaje).

Fricción

En general solo se presenta en elementos postensados, siendo estimada como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)} \right) \quad (4.30)$$

Por otro lado, las pérdidas debidas a la fricción entre un tendón externo que cruza un tubo o bloque desviador, que obliga el cambio o desvío de la trayectoria original (Figura 4.5) pueden calcularse como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left(1 - e^{-\mu(\alpha+0.04)} \right) \quad (4.31)$$

donde:

- f_{pj} es el esfuerzo en el acero de presfuerzo durante el tensado (MPa);
- x distancia desde el anclaje al punto de consideración, Figura 4.5 (mm);
- K coeficiente de pérdida de tensión lineal (1/mm);
- μ coeficiente de fricción (1/rad); y
- α suma de los valores absolutos del cambio angular de la trayectoria del presfuerzo, desde el anclaje hasta el punto en consideración (rad).

Los valores de K y μ se toman de datos experimentales, y se deben mostrar en los documentos del proyecto. En ausencia de ellos es posible emplear los indicados en la Tabla 5.9.5.2.2b-1 (Coeficientes de fricción para tendones postensados) del *AASHTO-LRFD 2004*.

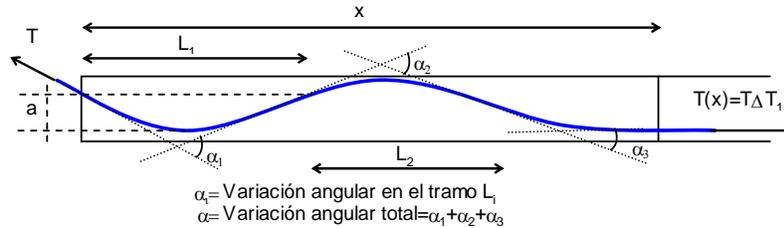


Figura 4.5.- Mecanismo del proceso de fricción

Acortamiento elástico

Para miembros presforzados las pérdidas se estiman como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (4.32)$$

Mientras que para miembros postensados es posible determinarlas como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (4.33)$$

donde:

- E_p módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (MPa);
- E_{ci} módulo de elasticidad del concreto al momento de la transferencia del esfuerzo (MPa);
- f_{cgp} suma de esfuerzos en el concreto al centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza de presfuerzo después del tensado y por el peso propio del elemento. Debiéndose calcular en la sección o secciones de máximo momento (MPa); y

N número de veces que se realizan operaciones de tensado en el elemento (se pueden tensar todos los cables de forma simultanea, o en su defecto en forma continua, $N \neq 1$).

4.4.3.3 Pérdidas diferidas

Contracción

La contracción por secado del concreto provoca una reducción en la deformación del acero de presfuerzo igual a la deformación que produce esa contracción. Esto se refleja en una disminución del esfuerzo en el acero y constituye por lo tanto una componente importante de la pérdida de presfuerzo. Esta puede ser inferida a partir de las expresiones siguientes.

- Para miembros pretensados

$$\Delta f_{pRS} = (117 - 1.03H) \quad (4.34)$$

- Para miembros postensados

$$\Delta f_{pRS} = (93 - 0.85H) \quad (4.35)$$

donde H es la humedad relativa anual del sitio (%).

Flujo plástico

Como ya se ha mencionado, la deformación por flujo plástico se establece por la acción de cargas sostenidas que en conjunto con las condiciones de sitio permiten un reacomodo interno del concreto, causando las pérdidas de presfuerzo correspondientes y que se pueden estimar como:

$$\Delta f_{pCR} = 12.0 f_{cgp} - 7.0 \Delta f_{cdp} \quad (4.36)$$

f_{cgp} es el esfuerzo en el concreto al centro de gravedad del acero de presfuerzo posterior a la transferencia de fuerzas entre el actuador y el concreto (MPa); y

Δf_{cdp} cambio de esfuerzo en el concreto al centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a las cargas permanentes, con excepción de la carga que actúa al mismo tiempo de la aplicación del tensado. Este debe ser calculado en la misma sección que f_{cgp} (MPa).

Relajación

Se consideran dos etapas para el cálculo de esta pérdida: la que corresponde al momento del tensado (durante la transferencia) y la que se presenta posterior al tensado (es decir, a lo largo del tiempo). Por lo tanto, estas pérdidas pueden ser estimadas como:

- Durante la transferencia
 - Para torones relevados de esfuerzo¹:

¹ Son tratados térmicamente, por lo que se eliminan los esfuerzos residuales y se garantiza un límite proporcional más alto (Collins, 1991).

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24t)}{10} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] f_{pj} \quad (4.37)$$

- Para torones relevados de esfuerzo

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24t)}{40} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right] f_{pj} \quad (4.38)$$

- Después de la transferencia

- Para pretensado con torones relevados de esfuerzo:

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \quad (4.39)$$

- Para pos-tensado con torones relevados de esfuerzo:

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \quad (4.40)$$

donde:

- t tiempo estimado en días de la transferencia del esfuerzo (días);
- f_{pj} esfuerzo inicial en el tendón al final tensado (MPa);
- f_{py} esfuerzo especificado de fluencia del acero de presfuerzo (MPa);
- Δf_{pF} pérdida de fricción abajo del nivel de $0.7 f_{pu}$, en el punto de consideración;
- Δf_{pSR} pérdida por contracción;
- Δf_{pES} pérdida por acortamiento elástico; y
- Δf_{pCR} pérdida por flujo plástico.

La misma *AASHTO* indica que debido a que las pérdidas por relajación deben ser calculadas con datos de pruebas experimentales, si estas no son posibles, las pérdidas pueden asumirse como 21 MPa (en este trabajo este valor fue asumido como ejemplo para el cálculo de las pérdidas).

4.5 MODELACIÓN DE LOS ELEMENTOS

Para la modelación matemática del puente "*El Baluarte*", se emplearon cuatro diferentes tipos de elementos. El primero de ellos, que conforma, más del 90 % del modelo es el elemento tipo *placa* o *cascarón*, mientras que por otro lado, se empleó el elemento tipo *barra* en tres modalidades (como viga o trabe, tendones, y elemento tipo cable). Por lo anterior, los elementos que conforman el puente se modelaron de la siguiente manera:

- Elementos tipo placa o cascarón: dovelas de concreto, cabezales, pilas y pilones, trabe maestra, detalle "A" y losas;
- Elementos tipo barra (viga): piezas puente (con o sin sostén de losa inferior), trabes inferiores (de sección maciza), travesaños entre piezas puente para sostén de losas y sistema de soporte de dobles voladizos;
- Elementos tipo barra (tendón): cables de presfuerzo de los dobles voladizos, de cierre, continuidad, trabes inferiores y trabes superiores; y

- Elementos tipo barra (cable): sistema de atirantado en los pilones 5 y 6.

Enseguida se indican las consideraciones tomadas para cada elemento (en el caso del elemento barra, se define este, y solo se indican los puntos que diferencian a un elemento cable, tendón o viga del otro).

4.5.1 Elementos tipo placa o cascaron

Para el modelado de los elementos tipos placa se consideraron los siguientes puntos:

- El ángulo de incidencia en cada esquina no debe ser mayor que 180° , considerando que mejores aproximaciones se alcanzan cuando el ángulo es cercano a los 90° ;
- La relación de aspecto del elemento se recomienda entre 1 y 4 y que no exceda de 10;
- Para elementos cuadrados, los cuatro nudos no necesitan ser coplanares, dado que una pequeña cantidad de torsión es tomada en cuenta por el programa; y
- Para la subdivisión del *continuo*, el cuadrilátero es la formulación más aproximada, dado que el elemento triangular es recomendado para zonas de transición (pensando en que la aproximación de esfuerzos con ellos es bastante pobre).

Es necesario aclarar, que aún cuando en algunos casos se supera la relación de aspecto recomendada, su efecto puede omitirse en los resultados. En este sentido, dadas las dimensiones geométricas del modelo, y por el tamaño del archivo generado, no es posible llevar a cabo más subdivisiones (los elementos donde no se cumple con estas relaciones de aspecto son los pilones, y en las traveses superiores o cabezales).

Se usaron elementos de cuatro nodos (cuadrados o rectangulares) en la mayor parte de los elementos placas, y sólo se emplearon elementos triangulares, cuando los nodos de un elemento no coincidían con los del próximo (zona de transición entre dovelas de concreto y acero, y en el detalle A).

Para cada elemento (pieza puente, dovela, detalle A, etc.), se asignó el material y espesor correspondiente. En este punto, se indicó en la entrada de datos los espesores de placas para el cálculo de la rigidez a flexión y la rigidez por corte transversal indicado para secciones denominadas *cascarones puros*. En relación con el cálculo de las fuerzas resultantes que actúan en las placas, estas son calculadas a partir de los esfuerzos principales y bajo la integración de estos con respecto al espesor, como:

Fuerzas:

$$F_{11} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{11} dx_3 \quad F_{22} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{22} dx_3 ; \quad (4.41a)$$

Momentos:

$$M_{11} = \int_{-th/2}^{+th/2} t \sigma_{11} dx_3 \quad M_{22} = \int_{-th/2}^{+th/2} t \sigma_{22} dx_3 ; \quad (4.41b)$$

Torsión:

$$M_{12} = \int_{-th/2}^{+th/2} t\sigma_{12} dx_3 \quad (4.41c)$$

Cortante:

$$V_{13} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{13} dx_3 \quad V_{23} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{23} dx_3 \quad (4.41d)$$

Considerando que el elemento placa es "plano", y que en base a los ejes coordenados locales, 1, 2 y 3, si las dimensiones del elemento en 1 y 2 son ampliamente mayores que en 3 (espesor t), y que este a su vez es perpendicular al plano que forman 1-2, entonces, el esfuerzo asociado a 3 (σ_{33}), es nulo o puede omitirse (Figura 4.6).

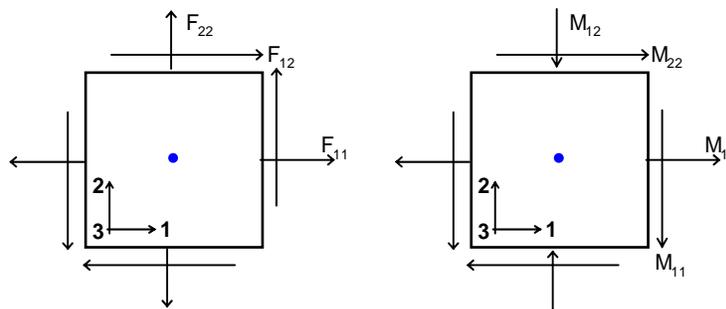


Figura 4.6.- Fuerzas internas en placas

4.5.3 Elementos tipo barra

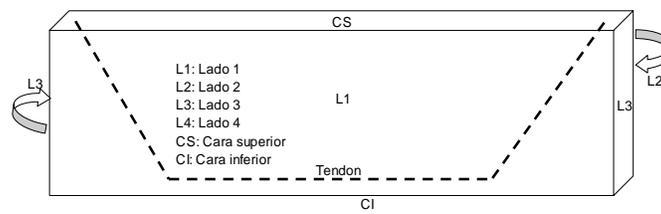
El elemento tipo barra es usado para modelar el comportamiento de vigas, columnas, armaduras, tendones y cables en estructuras planas o tridimensionales. Como todo elemento finito tiene su sistema coordenado local para definir las propiedades de la sección y cargas. Los ejes son denotados como 1, 2 y 3, localizándose el primero en la longitud del elemento, mientras que los otros dos se encuentran perpendiculares al plano. Para cada elemento tipo barra se consideran seis grados de libertad por nudo (desplazamientos y rotaciones en tres direcciones), los que, dadas las características que se deseen modelar, es posible "liberar".

Se emplean seis propiedades geométricas, que en conjunto con las propiedades de los materiales, permiten que se genere la rigidez de la sección. Estas propiedades son: área de la sección transversal, momento de inercia (en las direcciones 1 y 2), la constante de torsión y las áreas de cortante (en las direcciones 1 y 2). Para el caso del elemento barra, modelado como viga, este solo correspondió a las travesas intermedias de las pilas 2, 3, 4, 7, 8 y 9, de sección rectangular, a los travesaños (sección I) y a las piezas puente.

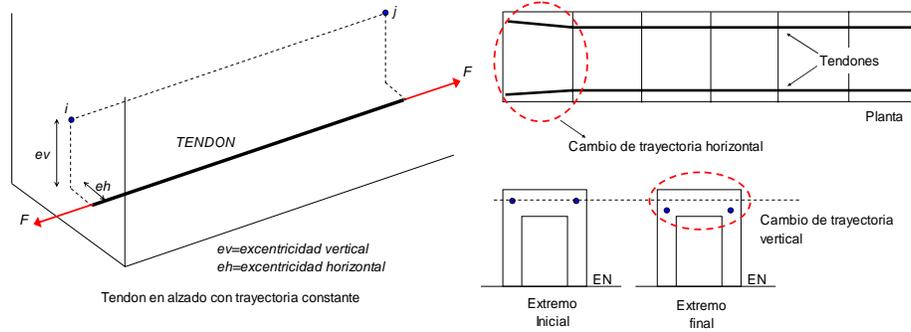
Tendón

Para el tipo *tendón*, se consideró lo siguiente:

- El tendón puede modelarse como “*fuerzas*” si las pérdidas por acortamiento elástico y las asociadas al tiempo son conocidas y el análisis es *lineal*. Cuando se considere la condición de Análisis por Etapas Constructivas, con los efectos dependientes del tiempo, es recomendable modelar los tendones como “*elementos independientes*”, siendo esta la consideración empleada en este trabajo;
- La discretización del tendón se sujeta a un análisis interno como una serie equivalente de pequeños segmentos rectos, que, dependiendo de la longitud de discretización, se puede o no tener mejores aproximaciones de los resultados;
- Se emplea el concepto de “*Espacio limitado*”, para identificar los elementos que quedan dentro de la trayectoria del tendón. Para tal fin en el caso de placas, este espacio se define como un hexaedro que se limita por sus cuatro lados y las superficies superior e inferior en la dirección local z , considerado también el espesor (Figura 4.7a);
- Se definieron los parámetros de: pérdida de tensión lineal, coeficiente de fricción, y deslizamiento del anclaje (Figura 4.8). Las pérdidas por acortamiento elástico, flujo plástico, contracción y relajación del acero, se estiman internamente con los parámetros definidos en la sección de materiales (sección 4.5.3);
- En todos los casos, se indicó el diámetro del tendón, el material y el tipo de carga asociado a la fuerza inducida;
- Se especificó la excentricidad existente en las direcciones vertical y horizontal, respecto al punto inicial en que fue colocado el tendón. Para elementos macizos, esta orientación partía del eje de neutro, con una trayectoria recta, por lo que los valores de excentricidad en las direcciones vertical y horizontal se mantuvieron constantes. En el caso de las dovelas del doble voladizo, la excentricidad cambiaba en el punto de anclaje por lo que se debían modificar los valores en esta zona (Figura 4.7b); y
- Se introdujo el valor de la fuerza de tensado, indicando si el tensado se ejecutaba en el extremo i , en el extremo j o en su defecto, en ambos (considerando para estos fines que el extremo i es el inicial y el extremo j es el final). Los valores usados son los de la Tabla 3.7 del capítulo 3.



a) espacio limitado



b) excentricidades en el tendón

Figura 4.7.- Características del modelado de tendones

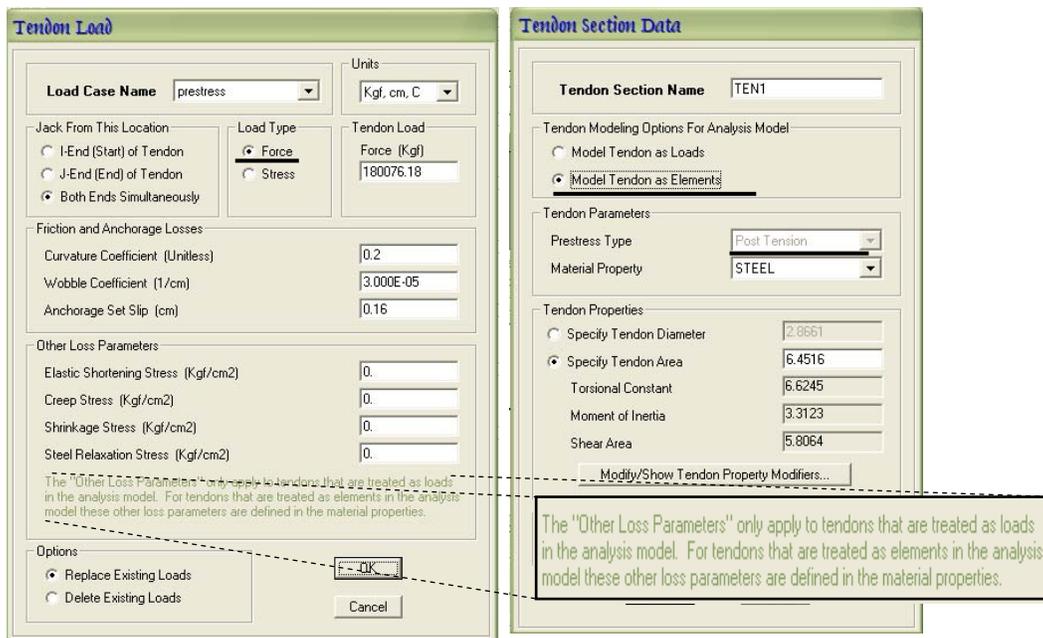


Figura 4.8.- Especificación de parámetros en tendones definidos como “elementos independientes”

Cables (sistema de atirantado)

Para el sistema de atirantado en el modelo se consideraron los siguientes puntos:

- Las características de los cables son los de las Tablas 4.3a y 4.3b;
- Para que los cables trabajen a tensión, se liberaron (*releasing*) los grados de libertad de rotación y de torsión. En el primer caso, en las direcciones 2 y 3 de los extremos del tirante, para evitar la transmisión de momentos, y en el segundo caso considerando que los nodos inicial y final de los tirantes no confluyen en el mismo plano (Figura 4.9). Por lo anterior, el elemento se considera *articulado*;
- La *liberación* de grados de libertad en los nodos inicial y final del tirante no afecta en ningún sentido a los elementos que confluyen al mismo nodo, únicamente se consideran respecto al elemento al que se asignen;

- Respecto a los límites de tensión y compresión del tirante, en el primer caso se dejó libre la capacidad de tensión, mientras que en el segundo caso se omitió la capacidad de tomar compresión, por lo tanto se asignó un valor de cero;
- Se omitió el peso propio del cable, para evitar la generación de momentos, una vez que el peso propio se considera como una carga distribuida, en dirección contraria a la gravedad, y que su resultante provoca momentos en el tirante, aún cuando se liberen los grados de libertad;
- De las ocho opciones que brinda SAP2000 para modelar un elemento tipo barra como cable, se consideró la denominada “*Longitud no deformada*”, ya que permite considerar un comportamiento más completo del cable (en los otros casos, se puede limitar la tensión a un mínimo, o se puede indicar la tensión en uno solo de los extremos); y

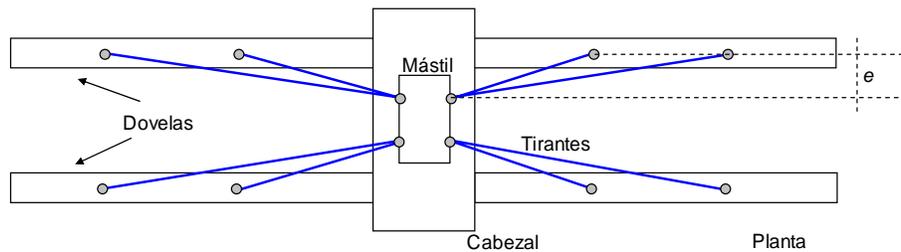


Figura 4.9.- Excentricidad horizontal de tirantes

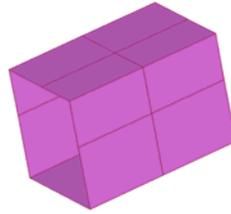
4.5.3 Materiales

Los materiales empleados son los definidos en la sección 4.4 de este capítulo, y corresponden a los que el programa solicita. Dado el objetivo del presente trabajo, para el concreto se tomaron en cuenta las características dependientes del tiempo reguladas por las formulaciones del *Comité Europeo del Concreto y de la Federación Internacional de Presfuerzo (CEB-FIP-1990)*. Se requiere entonces:

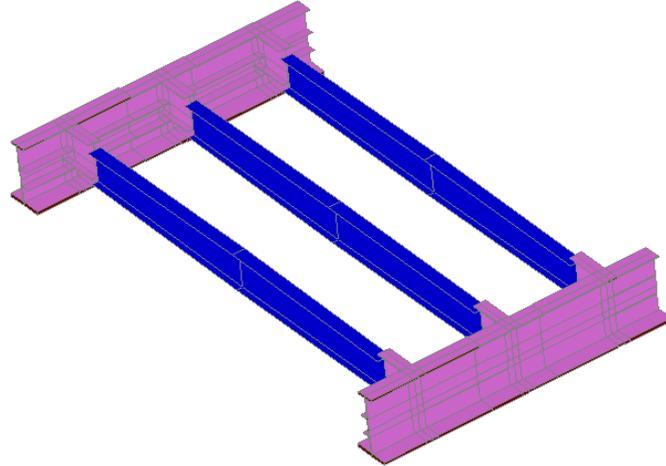
- Humedad relativa RH , en %;
- Tamaño o peralte ficticio, h ;
- Coeficiente de contracción β_{sc} (mencionado en la sección 4.4.2.3 de este capítulo); y
- Edad en la que comienza la contracción (días)

En el mismo apartado, es posible considerar los efectos de envejecimiento (en este caso se modifica sustancialmente el módulo de elasticidad del concreto E_c), regidos en el mismo sentido por el *CEB-FIP*. En lo que respecta al acero de presfuerzo se consideran los efectos de relajación.

En las Figuras 4.10 a y b se muestran secciones de los elementos modelados y en la 4.11 el modelo completo.



a) dovela tipo de concreto



b) dovela metálica con piezas puente

Figura 4.10.- Elementos modelados

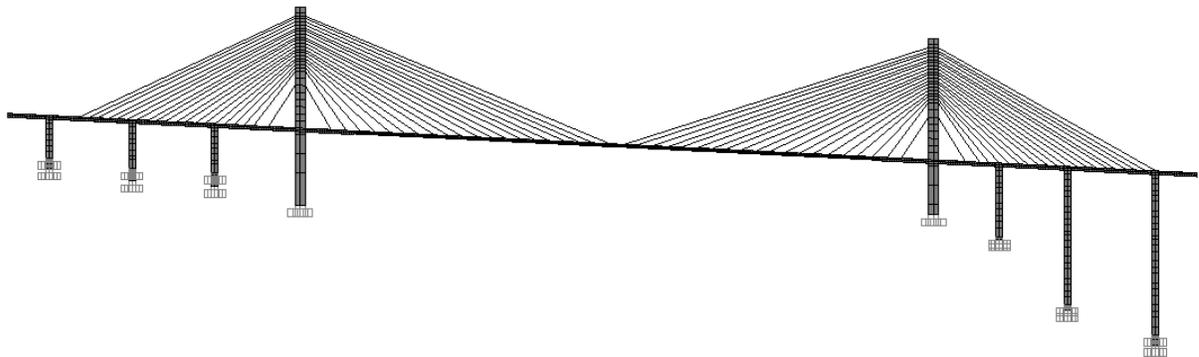


Figura 4.11.- Modelo general del puente "El Baluarte"

4.6 SIMULACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

Respecto al capítulo 3 de este trabajo, y en base a lo indicado en el programa SAP2000, las características del módulo de Análisis por etapas constructivas son las siguientes:

- El Análisis por etapas constructivas es *No-lineal* una vez que la estructura cambia durante el proceso del análisis. Sin embargo, las consideraciones *no-lineales* de los materiales y la geometría son opcionales;
- Para cada etapa definir los siguientes puntos:

- La duración de la etapa, y la edad en días del elemento(s) al momento de ser agregado(s);
 - Si todos los elementos serán cargados (cuando se tienen grupos previos) o sólo aquellos que están siendo agregados; y
 - Se pueden agregar o remover tantos grupos se deseen.
- Cada etapa se analiza de forma separada y consta de dos partes: respecto a la duración de la etapa (si se define o no un valor) la estructura **no** cambia y la aplicación de las cargas se mantiene constante, considerando una redistribución interna de esfuerzos. Y dados los cambios en la estructura, por la adición o remoción de elementos, y la aplicación de las cargas, se considera lo siguiente:
- Cualquier grupo agregado o removido es procesado. En cada fase los nudos conectados al objeto en cuestión son anexados, aún cuando estos nudos no sean explícitamente incluidos en el grupo. Cuando se remueven los elementos, la rigidez, masa, cargas y fuerzas internas son removidas de la estructura (activa) y se reemplazan por fuerzas equivalentes, las que son linealmente reducidas a cero durante el análisis; y
 - En el sentido como se indique las cargas, estas se incrementan linealmente durante el análisis. Si se indica, que las cargas sean aplicadas **en todos** los objetos en grupo, serán cargados aquellos objetos existentes al momento. Cuando se especifique que sólo sean **agregadas** a los objetos en grupo, únicamente serán aplicadas a los elementos agregados en ese instante (no a los existentes).

El proceso constructivo para la simulación es el siguiente:

- Se agruparon los elementos que corresponden a dovelas de concreto y acero, piezas puente, tendones, pilas, travesas superiores e inferiores, pilas, pilones, tirantes, losa y travesaños, y sistema de soporte;
- Conforme al eje y al número de dovelas de los voladizos, la nomenclatura que se indica es: i = número de eje y j = número de dovela, pieza puente, sistema de soporte o losa y travesaño;
- Agregar el grupo de la pila i (P_i). En una sola fase se agrega: la pila i por secciones, las travesas intermedias, la dovela de pila i , así como la trabe superior i ;
- Agregar el sistema de soporte en el extremo de la dovela de pila j para la dovela i , (SD_{ij});
- Agregar la dovela i del eje j , a la izquierda y derecha de este, (D_{ij});
- Introducir los cables de presfuerzo de la dovela i , del eje j (C_{ij});
- Remover el sistema de soporte de la dovela i del eje j (SD_{ij});
- Agregar el sistema de soporte de la dovela $i+1$ del eje $j+1$ ($SD_{i+1, j+1}$);
- Continuar la misma secuencia, hasta los cierres respectivos conforme al capítulo 3;
- Se anexan las piezas de puente y losas aligeradas de la dovela i del eje j , (PD_{ij} , LD_{ij}); y
- Añadidos los elementos de los voladizos de los ejes 2 a 5 y 6 a 9 se colocan las dovelas metálicas en conjunto con los tirantes con la secuencia siguiente:
 - Agregar la dovela metálica i , (DM_i). No se indica el eje porque el voladizo crece del eje 5 al eje 6 (ver Figura 3.14);
 - Añadir la pieza puente i , (PDM_i);

- Se coloca el tirante i , (T_i), de los ejes 5 y 6;
- Agregar las losas aligeradas i , (LDM_i); y
- Seguir la secuencia hasta el cierre del tramo 5-6.

4.7 SIMULACIÓN DEL SISTEMA DE SOPORTE

Para la simulación del sistema de soporte o carro de colado indicado en el capítulo 3, se consideró un peso de 60 t. Por la complejidad de representar el carro de colado, se ha concentrando todo su peso en los nodos extremos (3) de la dovela en cuestión (Figura 4.10a), por lo que la carga en cada uno de ellos es de 20 t. Enseguida se indica el proceso empleado para simular el "movimiento" del carro de colado conforme se avanza en el doble voladizo.

- Se modelaron 3 barras de acero con un peso aproximado de 20 t cada una, trabajando por peso propio;
- Conforme al cadenamiento y la longitud de las dovelas, las barras se colocaron a 3.25 m para la dovela 1 y a cada 4 m de la dovela 2 en adelante, comenzado siempre de las dovelas de pila (DP) a las dovelas de cierre (DC), de forma que existieran tantos juegos de tres barras de acero, como tantas dovelas existen en cada tramo de estudio; y
- Cada juego de tres barras se agrupo de forma en que se asocie a la dovela correspondiente. Una vez que se introducía el presfuerzo, para anular el efecto sistema de soporte, se puede afectar al grupo en cuestión por un factor de carga igual a -1 o bien, "remove" al grupo.

Durante el cierre de cada tramo, será posible por lo tanto, anular el efecto de todos los grupos de barras, y tener el comportamiento solicitado, considerando que únicamente los carros de colado se encuentran en la superestructura en las etapas de voladizo y deben retirarse conforme cada claro sea cerrado.

4.8 VERIFICACIÓN DEL MODELO

Se validó el modelo matemático mediante la comparación del peso del modelo contra lo estimado en proyecto. Lo anterior se llevó a cabo a partir del eje 2 al eje 9. En el caso de la verificación por peso se ha omitido el peso del acero de presfuerzo así como el de los tirantes.

4.8.1 Verificación por peso

Se han considerado los pesos volumétricos del concreto y acero como: 2200 kg/m^3 y 7850 kg/m^3 , respectivamente (2400 kg/m^3 corresponderían para el concreto reforzado). En las Tablas 4.7 y 4.8 se muestran de forma resumida los pesos calculados para los elementos que conforman al puente y la comparación global para todo el conjunto, respectivamente.

Tabla 4.7.-Comparación entre elementos que componen el puente

Caso	W tot (t)	Dif %
Dovelas		
Proyecto	11540.414	0.06
Modelo	11533.5312	
Vigas Maestras		
Proyecto	1547.4234	-11.02
Modelo	1739.0262	
Piezas Puente		
Proyecto	1539.2804	-1.42
Modelo	1561.4174	
Losas		
Proyecto	9353.15	3.03
Modelo	9078.3	
Pilas, Trabes Intermedias y Superiores		
Proyecto	27409.27	-6.02
Modelo	29165.78	
Pilones		
Proyecto	17764.972	8.86
Modelo	16319.769	

Tabla 4.8.- Comparación de todo el puente

Caso	W (t)	Dif. %
Proyecto	69154.51	-0.4
Modelo	69397.82	

De forma global se encuentra una aproximación razonable para la verificación por peso (para más detalle ver el Apéndice A).

CAPÍTULO 5

RESULTADOS GENERALES

5.1 INTRODUCCIÓN

Se presentan los resultados obtenidos en la modelación matemática del puente El Baluarte empleando el programa SAP2000. Para el mismo, se empleó el módulo de Etapas Constructivas que permite estimar los efectos debidos al tiempo como el flujo plástico, contracción y relajación, en el concreto y acero, respectivamente (conforme al CEB-FIP).

Los resultados aquí mencionados corresponden a las deflexiones verticales medidas en los extremos de las dovelas que conforman cada uno de los tramos del puente (en los tramos laterales de concreto y central de acero) y al valor medio de los esfuerzos medidos (en términos de *Mohr-Coulomb* y *Von Misses*, para el concreto y acero, respectivamente). En todos los casos, los resultados se dan conforme a las fases indicadas del proceso constructivo de los dobles voladizos de concreto (tramos 2-3, 3-4, 4-5, 6-7, 7-8, 8-9) y a la colocación de las dovelas de acero con los tirantes del tramo central 5-6 que crece de forma continua hasta el cierre en el centro del puente.

Conforme a lo indicado en el capítulo 1, para el análisis no se tomaron en cuenta los efectos aerodinámicos producidos por el viento, los asociados al sismo, los debidos a la temperatura y los ocasionados por las cargas permanentes una vez finalizado el cierre del puente (pavimento, guarniciones, parapeto, instalaciones, etc.).

5.2 DEFINICIÓN DE PUNTOS Y PLACAS DE CONTROL

Para la medición de las deflexiones verticales en los nodos extremos se partió de la configuración dada a las dovelas de concreto y acero en el modelo matemático (Figura 5.1). En el primer caso, la placa superior e inferior se dividió en cuatro segmentos debido a la conexión transversal con las vigas de pieza puente, coincidiendo longitudinalmente con los puntos de control asociados al eje del tirante de la superestructura, de tal manera que se tiene un punto de control para la medición de flechas por cada dovela. En las dovelas metálicas, la configuración de las placas superior e inferior es similar a las de concreto, radicando la diferencia en que cada dovela metálica por proyecto se divide en tres tramos desiguales, unidas transversalmente por piezas puente (a una distancia constante de 4 m), lo que permite tomar tres nudos de control por cada tramo que conforma una dovela de acero. En total, en el sentido longitudinal se consideran para control de deflexiones 344 nudos (177 a la izquierda y a la derecha en el sentido transversal). En la Figura 5.2 se ejemplifican los puntos de control, así como el eje longitudinal sobre el cual se posicionan.

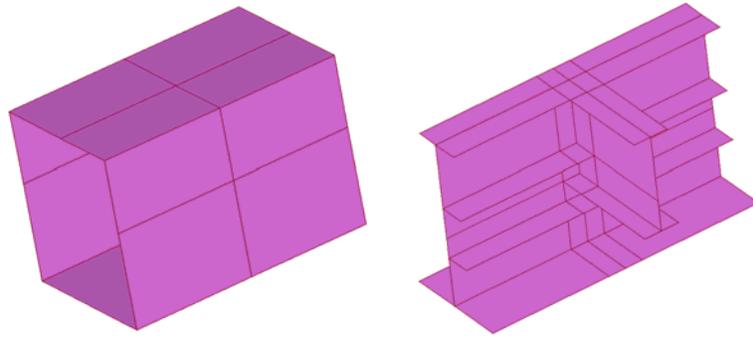


Figura 5.1.- Configuración típica de secciones modeladas

Respecto a los resultados que se pueden obtener en los puntos laterales a los puntos de control (es decir, hacia fuera, aguas arriba, o hacia dentro, aguas abajo, con la conexión de pieza puente, según el sentido izquierdo o derecho), en general no difieren de manera importante y de hecho, podría decirse que son netamente similares. Sin embargo, cabe aclarar que este efecto no es similar al esfuerzo medio en las placas dado que sobre el costado de los cajones van los torones de acero, de construcción o cocido lo que produce la variación en el estado de esfuerzos.

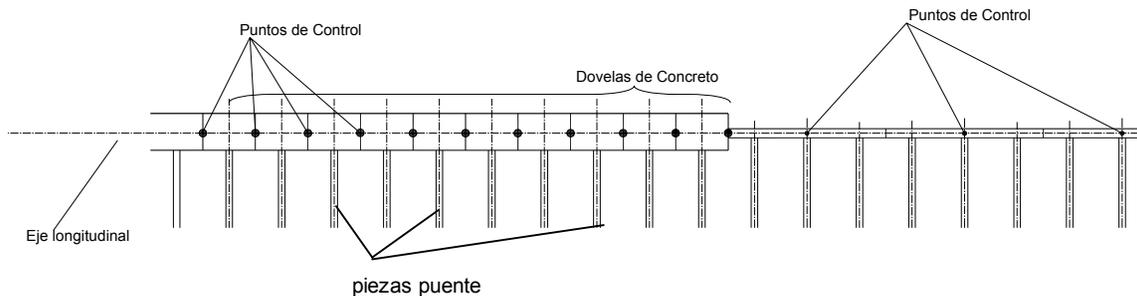


Figura 5.2.- Puntos de control y eje longitudinal de control

En relación con los valores del esfuerzo medio que puede obtenerse del análisis, se seleccionaron las placas asociadas a los nudos de control, tanto para los tramos de concreto, como los de acero. En este caso, se consideró adecuado reportar el nivel de esfuerzos en patines superior e inferior de placas de concreto y acero, y por las condiciones de esbeltez de las secciones de acero, se reportan los esfuerzos en el alma de la sección I que conforma la trabe maestra, en puntos cercanos a los patines superior e inferior (conforme a la configuración adoptada para la discretización de las placas en el modelo). El esfuerzo en el concreto se calculó como el promedio de los esfuerzos máximos en la cara superior e inferior de cada placa (considerando que $t=40$ cm para patín superior, y varia para el patín inferior) y para el acero los esfuerzos de *Von Mises* como se indica en el capítulo 4. En la Figura 5.3 se muestra un ejemplo de las placas de control empleadas (se encuentran marcadas con una línea negra gruesa).

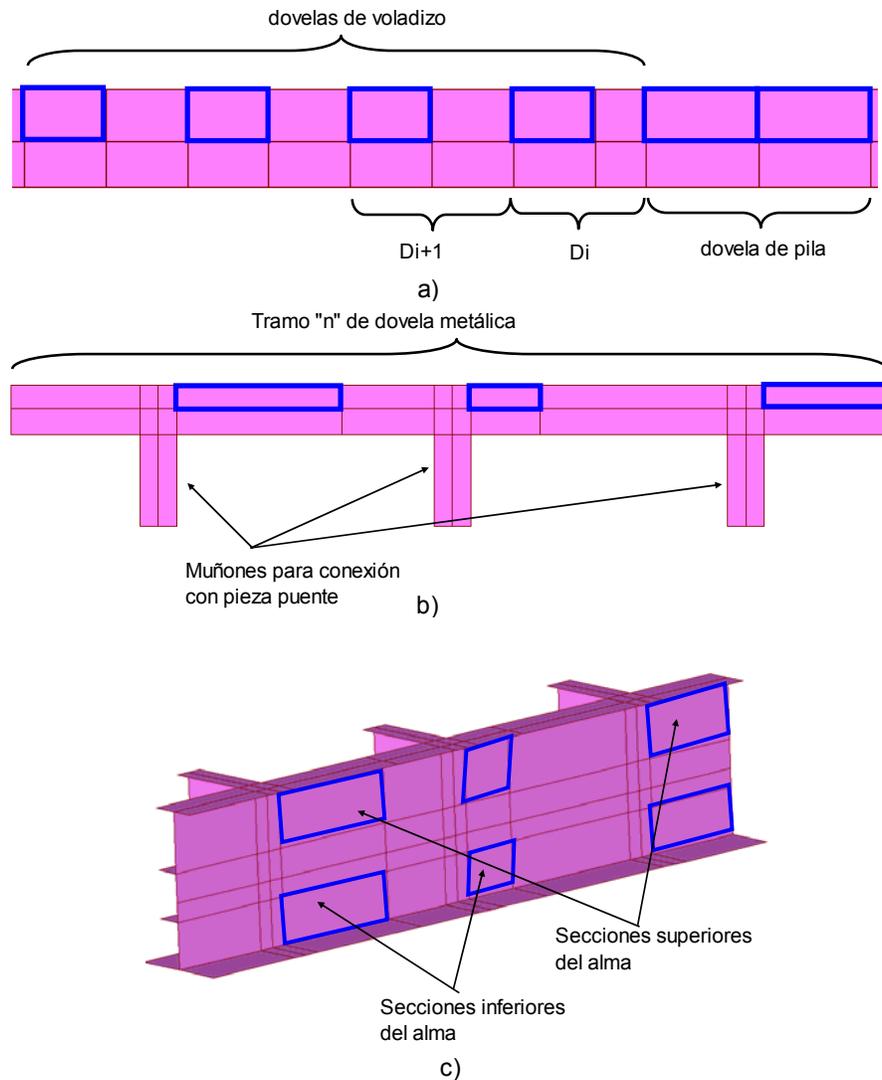


Figura 5.3.- Ejemplo de placas de control para las dovelas de concreto (a) y patines superior e inferior de acero (b), alma de sección I de la trabe maestra (c)

Nota: las placas del patín inferior son más gruesas y más anchas que las correspondientes al patín superior, Figura 3.9c.

Los resultados que se muestran en este apartado corresponden a la conclusión de cada una de las etapas de importancia mencionadas a continuación (conforme al capítulo 3, sección 3.4):

- Dovelas de concreto
 - Voladizos de los tramos laterales de concreto 2-3, 3-4, 4-5, 6-7, 7-8, y 8-9, hasta la dovela extrema (D_8 , D_7 , o D_4 dependiendo del voladizo, ver capítulo 3);
 - Cierre de los tramos 2-3, 3-4, 4-5, 6-7, 7-8, y 8-9. En esta etapa se incluye la colocación de los cables de presfuerzo de cierre y continuidad. En los casos de los voladizos derecho e izquierdo de los pilones 5 y 6, respectivamente, al cierre de los tramos mencionados se reporta hasta los volados de las dovelas D_{10} ;
 - Colocación de piezas puente (conforme se indica en proyecto), y de losas de concreto aligerado en los tramos mencionados (por arriba y por abajo como se indica en la Tabla

3.6 del capítulo 3). En el caso del voladizo en los pilones 5 y 6 conforme a proyecto, una vez que se construye el voladizo se van colocando las piezas puentes y losas de concreto;

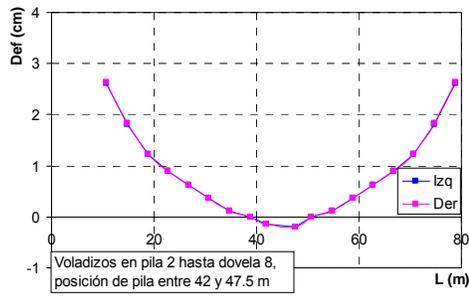
- Colocación de tirantes T1 a T19 conforme a proyecto, considerando que los tirantes hacia los tramos de concreto van a cada 8 m (izquierda y derecha de los pilones 5 y 6, respectivamente) y a cada 12 m en el tramo de acero (derecha e izquierda de los pilones 5 y 6, respectivamente);
- Dovelas metálicas
 - Las dovelas metálicas se construyeron en el modelo como módulos agrupados, que se constituyen respecto a proyecto por las travesaños maestras, tres piezas puente, la losa aligerada y el tirante asociado. El tirante T1 se coloca dentro del tramo de concreto (dovelas D9-5d, y D9-6i, de los pilones 5 y 6, respectivamente), por lo que para las dovelas DM1 a DM17 se consideran los tirantes T2 a T18; y
 - Finalmente se coloca en su posición los elementos que conforman a la dovela metálica de cierre.

En el Apéndice B se muestra la secuencia del proceso de construcción usada para el programa, así como los periodos de tiempo estimados por etapa, considerando los voladizos de cada eje por separado, tanto para el tramo de concreto, como el de acero, respectivamente. Es importante mencionar que con relación al proyecto original, sí existe actualmente una variación de las fases de construcción, radicando la mayor diferencia en que los volados del tramo de concreto entre ejes 2 a 5 se concluyen primero, a diferencia del tramo 6 a 9. De este modo, el volado de las dovelas de acero en el pilón 5 se comienza durante el cierre de tramos de los ejes 8 y 9, concluyéndose cuando en el frente del pilón 6 se colocan las primeras dovelas de acero y por lo tanto, existe un intervalo de tiempo importante entre la finalización de la dovela DM18-5 y su homóloga, la DM18-6, hasta alcanzar la dovela de cierre DMC (la diferencia en días entre la DM18-5 y la DM17-6 es de 90 días conforme al proyecto inicial).

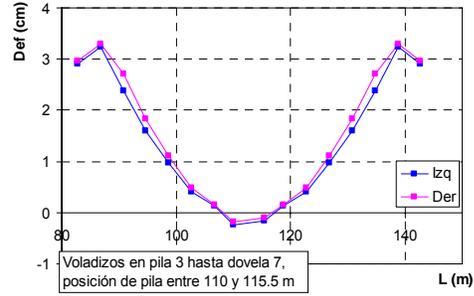
5.3 TRAMOS LATERALES DE CONCRETO

5.3.1 Deflexiones por etapas

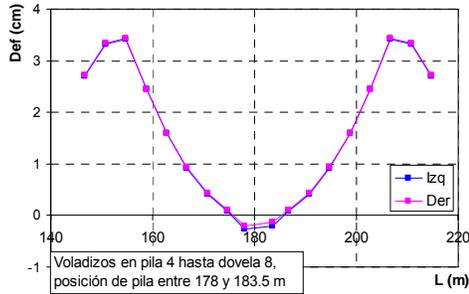
Se indican las deflexiones y esfuerzos conforme a los puntos mencionados en el apartado 5.2, y Apéndice C. En el caso de los voladizos se consideran concluidas las etapas de construcción de cada una de las dovelas (por eje), así como el efecto del presfuerzo de construcción o “cocido” en cada una de ellas. En la Figura 5.4 se muestran los resultados obtenidos en la conclusión de los voladizos (no en el cierre), en las pilas 2, 4, 8, y 9 hasta las dovelas 8i y 8d, en las pilas y pilones 3, 5 y 6 hasta las dovelas 7i y 7d, y en la pila 7 hasta la dovela 4i y 4d. En la Figura 5.5 se muestran imágenes de la deformada en diferentes etapas.



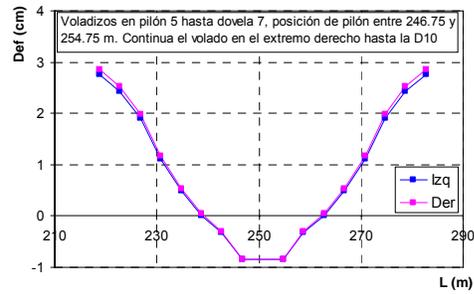
a) pila 2



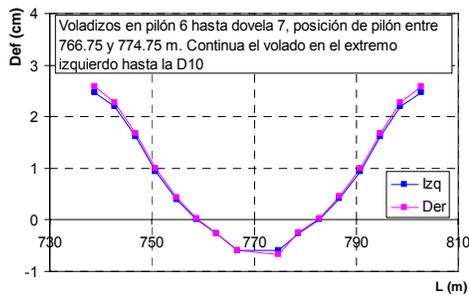
b) pila 3



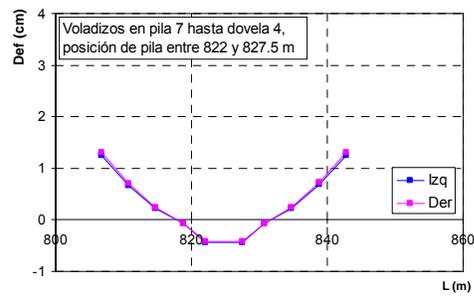
c) pila 4



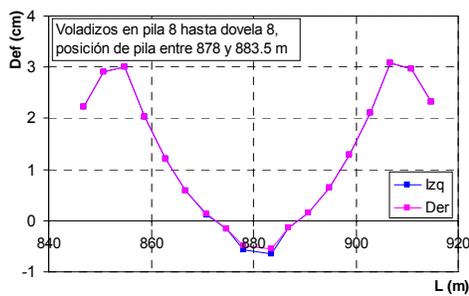
d) pilón 5



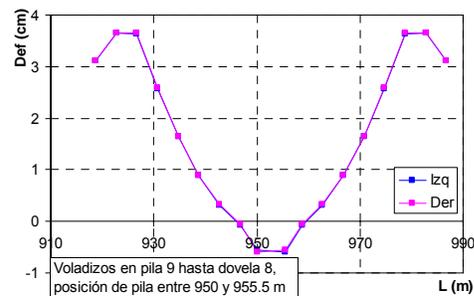
e) pilón 6



f) pila 7



g) pila 8



h) pila 9

Figura 5.4.- Deflexiones medidas en cada voladizo

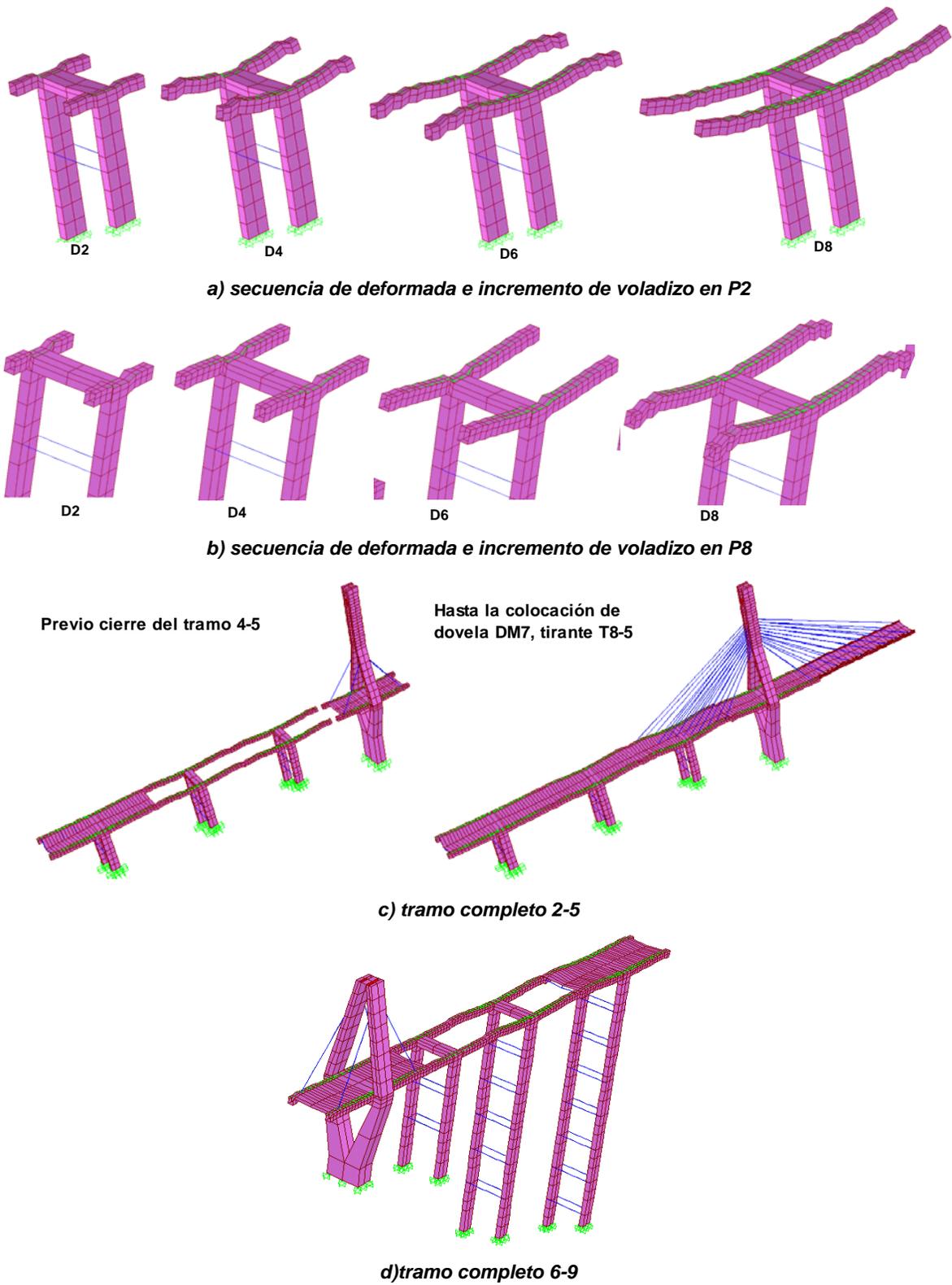


Figura 5.5.- Secuencia de la simulación de construcción en el modelo, para varias secciones

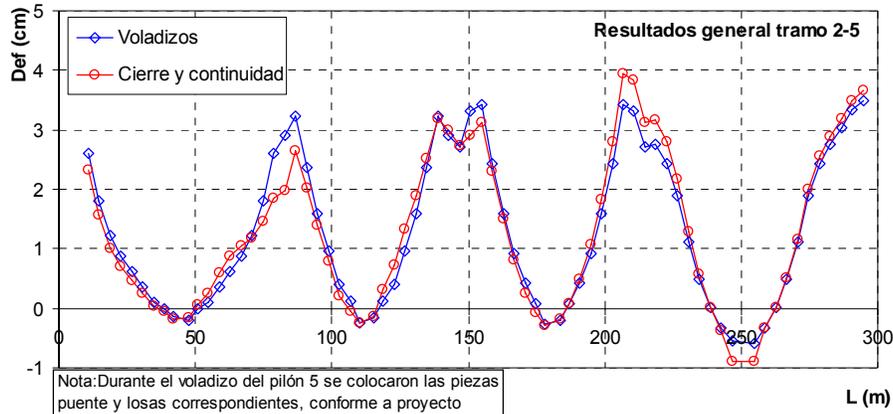
Durante el proceso de construcción de las dovelas del voladizo se aprecia una razonable simetría de las deflexiones entre el extremo izquierdo y derecho de cada pila. En la zona de apoyo o

trabe cabezal, no se observan mayores deflexiones (los valores registrados son menores a 1 cm) dada la condición de apoyo rígido que se tiene. Como podría esperarse, las deflexiones verticales en las últimas dovelas (D7, D8 o D4, según el caso) tienden a ser menores respecto a la dovela que le precede (D6, D7 o D3, según el caso), lo cual se debe en particular al efecto de unión o continuidad de los elementos de las dovelas de cierre asociadas, que aún cuando no se incluye en el análisis de la etapa, físicamente sí existe en el modelo y restringe las deflexiones en estos puntos. La misma simetría de deflexiones se observa en los extremos entre volados continuos, por ejemplo, cuando se concluye el volado en la pila 2 con una deformación de 2.63 cm, un valor cercano se obtiene en el volado de la pila 3, 2.95 cm (en este caso, en el extremo izquierdo, que se une con el extremo derecho de 2). Lo anterior nuevamente se explica por la condición de continuidad entre los elementos que conforman el modelo.

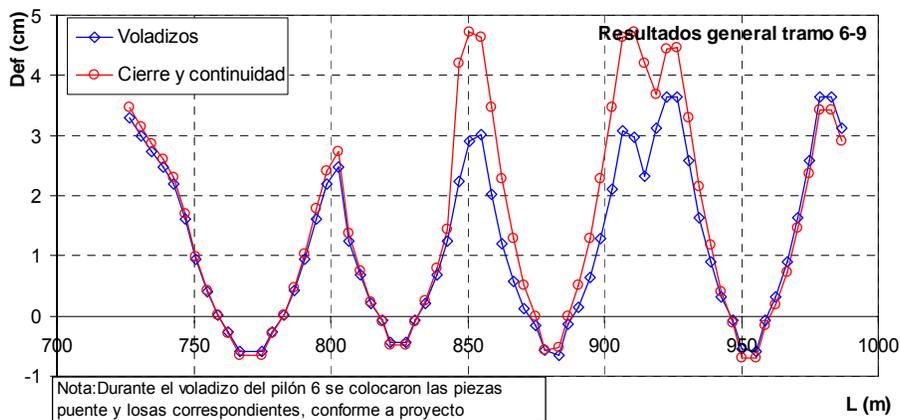
Los valores de deflexión que se obtienen del modelo, estos se encuentran entre los 2.8 cm y 3.7 cm, dependiendo básicamente del número de dovelas, de la distribución de los cables de cocido, la cual no es igual en cada una de las pilas (pila 2 dovelas 1 a 6 cables 12T13, mientras que las D7 y D8 cables 19T15; en pilas 3, 4, 8 y 9 dovelas 1 a 4 cables 12T13 y las restantes 19T15, en pilón 5 y 6 dovelas 1 a 3 cables 12T13 y de D4 a D10 cables 19T15, pila 7 dovelas 1 a 4 cables 12T13), y de las fuerzas de tensado (cables 12T13 se tensan a 180 t y 19T15 a 397 t).

En el caso específico entre volados de pila 6, 7 y 8, donde las deflexiones medidas en los extremos izquierdo y derecho del volado en la pila 7 son menores a los obtenidos en los volados derecho e izquierdo del pilón 6 y pila 8, respectivamente (para el volado en la pila 7 se tiene y 1.31 cm, y en los volados continuos a estos, valores de 2.58 cm, y 2.23 para el volado derecho e izquierdo de los ejes 6 y 8, respectivamente). Las diferencias se entienden una vez que las fuerzas de tensado en los cables de construcción o cocido del voladizo citado, son menores a las aplicadas en los otros volados, además de que el diámetro del cable de tensado se mantiene constante en las cuatro dovelas que lo conforman, a diferencia de los volados en P6 y P8 donde se varía el diámetro de los cables durante el proceso de construcción. Sin embargo, como se puede ver en la Figura 5.10 (comparación de valores obtenidos en el modelo, con los indicados en proyecto hasta la fase de cierre en los tramos de interés), los valores medidos en el volado de la pila 7 concuerdan de forma razonable con los indicados en proyecto, lo que de cierta manera hace ver que los valores son adecuados.

Conforme se incrementan las etapas y se agregan más elementos, se procede a colocar los elementos de cierre y continuidad. Las características de los cables empleados para cada caso se indican en la Tabla 3.7 del capítulo 3. El sentido de colocación de los cables es como sigue: cables de cierre CI-203, CI-204 de la D8-2i a la DP3, CI-205 de DP3 a DP4, CI-206, CI-207 de DP4 a DP5, CI-210, CI-211 de la DP8 a la DP9, CI-209 de la DP7 a la DP8, y CI-208 de la DP6 a la DP7; continuidad CO-102 de la D8-2i a la DP3, CO-103 de la DP2 a DP3; CO-104 de la DP3 a DP5, CO-105 de la DP4 a DP5, CO-109 de la DP8 a la DP9, CO-108 de la DP7 a DP9; CO-107 de la DP6 a DP8, y CO-106 de la DP6 a la DP7 (no se sigue el orden en sentido de los apoyos, solo entre ejes 2 a 5, y posteriormente se comienza en el apoyo 9 y concluye en el apoyo 6). En la Figura 5.6a y b se presentan las deflexiones medidas en los tramos completos 2-5 y 6-9, en este caso, según corresponde, los tiempos de ejecución difieren entre sí, y los resultados que se muestran se asocian a la última etapa de cada tramo (para el tramo 2-5 se coloca el CO-102 a los 174 días, y el último, el CO-105 se instala a los 258 días, con una diferencia de 84 días, en el caso del tramo 6-9 el CO-109 se coloca a los 320 días, y el CO-107 a los 328 días, considerando que se avanzó más rápido en este tramo). Las gráficas se muestran hasta la dovela D10 de los extremos derecho e izquierdo de los volados en pilón 5 y 6, respectivamente, lo que se sigue conforme se van cerrando los tramos entre ejes 2-5 y 6-9.



a) tramo 2-5



b) tramo 2-6

Figura 5.6.- Comparativa de deflexiones

Como se muestra en las Figuras 5.6 a y b, se aprecia en todos los puntos de control un incremento de la deflexión producto de las fuerzas aplicadas. Los mayores incrementos se producen en la zona central entre tramos, una vez que los cables de cierre corren sobre el patín inferior del cajón de concreto, mientras que los cables de continuidad lo hacen tanto por el patín inferior, cambiando su trayectoria hasta llegar a los diafragmas colocados en el patín superior de las dovelas de pila. Los incrementos se asocian a la trayectoria de los cables, y al efecto de “empuje” (hacia arriba) que provoca la fuerza de tensado sobre los bloques de anclaje, y los diafragmas de las dovelas de pila.

A excepción del tramo 2-3 donde en lugar de incrementarse la deflexión, esta se redujo 8 mm, los tramos restantes sí experimentan un incremento del valor de la contraflecha en la zona de cierre, la cual depende de los cables involucrados, por lo tanto se tienen valores como: tramo 2-3 (2.63 a 1.85 cm), 3-4 (no existe diferencia), 4-5 (de 2.9 a 3.32 cm), 6-7 (de 2.47 a 2.72 cm), 7-8 (de 2.22 a 4.20 cm), 8-9 (de 2.31 a 4.73 cm). En el caso de los tramos 7-8 y 8-9 donde se ve más marcado el incremento, se recuerda que existen pares de cables entre 7-8, 8-9 y 7-9 como se indica en la Figura 5.7. Los valores máximos que se alcanzan son de 2.22 a 4.20 cm en el cierre del tramo 7-8, mientras que en tramo 8-9 de 2.31 a 4.73 cm, siendo por lo tanto el mayor incremento de 2.42 cm para una zona con un claro de 68 m. Dada la trayectoria de los cables en el tramo 2-5, el claro más influenciado por el presfuerzo resulta el centro del 4-5 (nuevamente se hace referencia a la Figura 5.7).

Considerando que los tramos 4-5 y 6-7 pueden considerarse iguales (en teoría), el primero alcanza un mayor incremento de la deflexión, hasta 4.2 mm, mientras que en el segundo el cambio apenas es de 3.0 mm, sin embargo, se debe considerar que la longitud del primer claro es de 64 m, y el segundo es de 48 m lo que debe influir en la respuesta medida en el modelo. Las diferencias más importantes una vez colocados los cables de cierre y continuidad se observan con claridad en los valores de esfuerzos calculados, mismos que se discuten adelante.

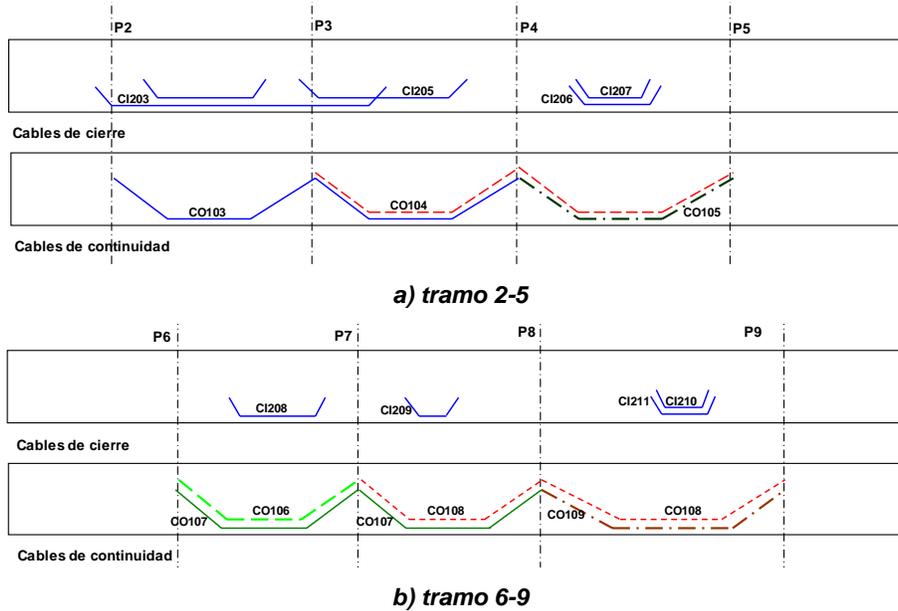
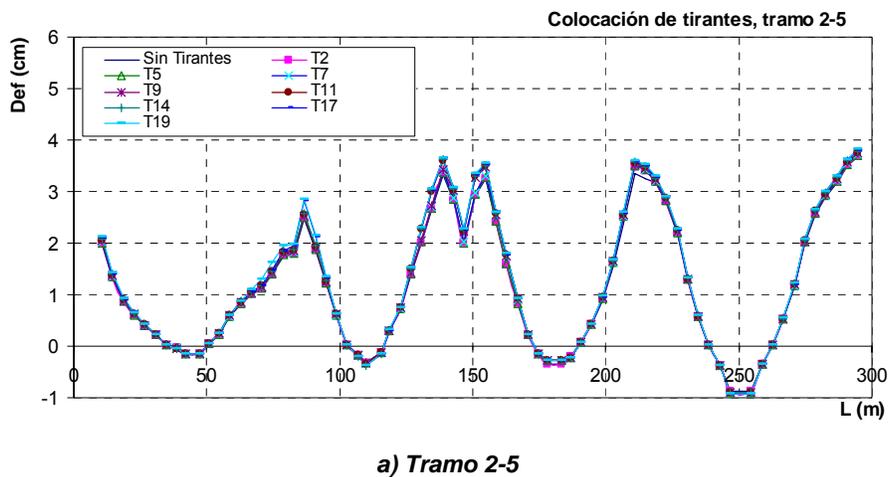
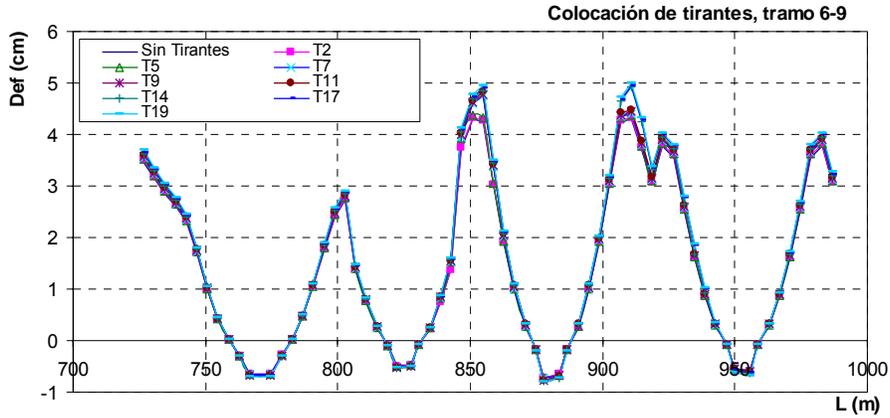


Figura 5.7.- Posición proyectada de cables de cierre y continuidad

Una vez realizadas estas etapas, y que es posible ir colocando las piezas puente y losas prefabricadas no se aprecian mayores reducciones de la contraflecha como efecto del peso de los estos elementos, lo cual puede deberse al efecto de continuidad entre los elementos construidos en la etapa anterior del modelo, que restringe el desplazamiento vertical, o bien, que los elementos colocados no representan mayor peso en relación al ya existente (la pieza puente básicamente es una sección *I* con variación en el peralte, y la losa que se coloca en algunos de los tramos se ha considerado aligerada). Concluida la construcción de los tramos de concreto y colocadas las dovelas de acero, se comienza a colocar los tirantes respectivos. El efecto de estos se muestra en las Figuras 5.8 a y b.

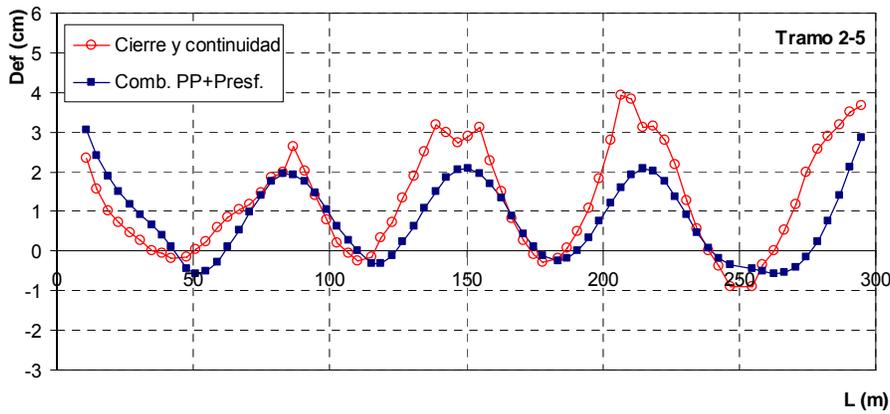


a) Tramo 2-5

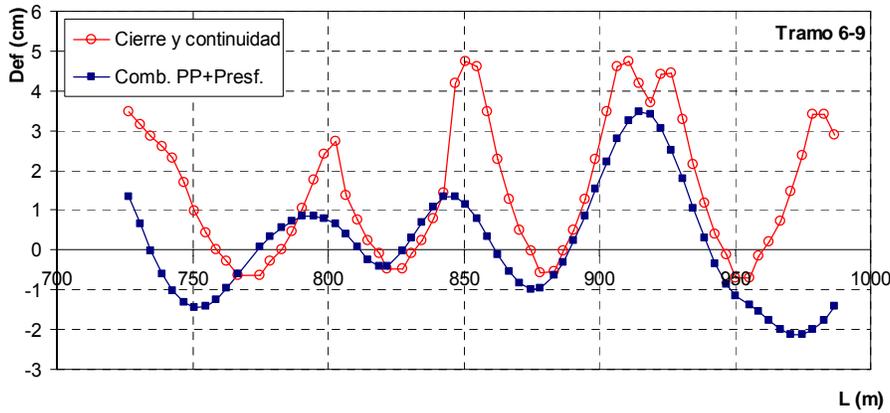


b) Tramo 6-9

Figura 5.8.- Comparativa de deflexiones conforme se colocaron los tirantes en los tramos de concreto



a) Tramo 2-5



b) Tramo 6-9

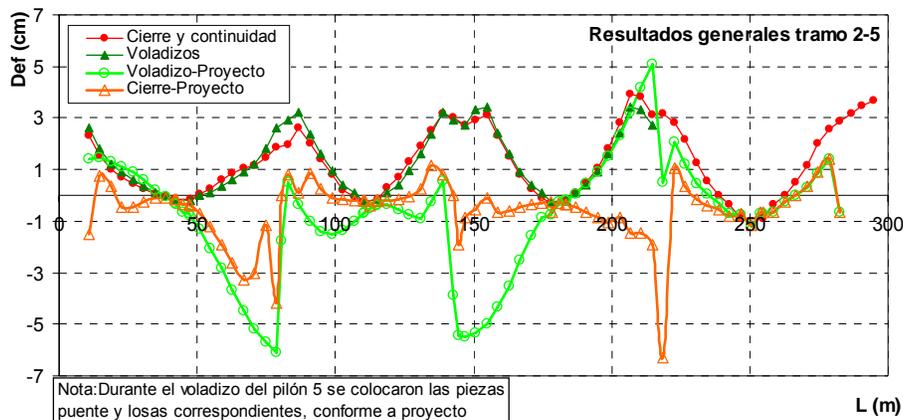
Figura 5.9.- Comparativa de deflexiones, considerando los casos de peso propio y presfuerzo, con relación al proceso constructivo

Como comparación, en la Figura 5.9 se indican las deflexiones obtenidas por el efecto de la combinación de peso propio (PP) y presfuerzo, sin considerar los efectos del tiempo, para los

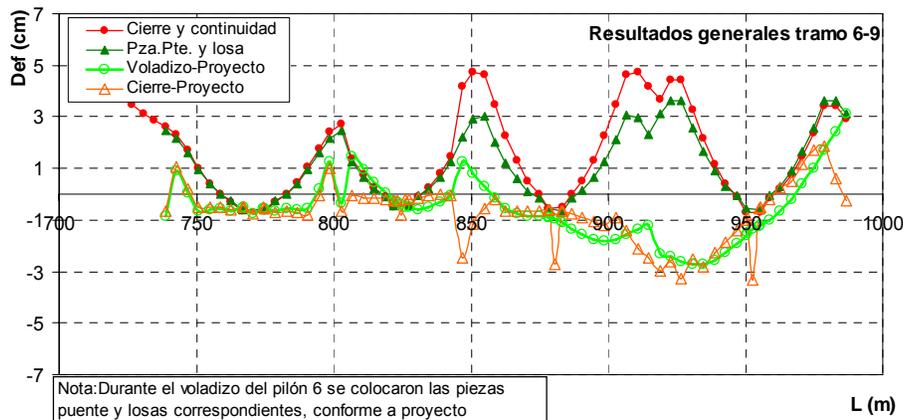
tramos 2-5 y 6-9 y en la Figura 5.10 se comparan las deflexiones en las etapas de cierre y continuidad, con las indicadas en proyecto en estas fases.

Como se observa las deflexiones medidas para el caso de combinación de peso propio (PP) + presfuerzo tienden a ser menores a las medidas en el módulo de etapas constructivas al finalizar la fase cierre y continuidad. En general lo anterior se debe a que en el segundo caso se toman en cuenta los efectos del flujo plástico y contracción (dependientes del tiempo) y que por lo tanto provocan un mayor valor de deflexión, aún cuando existen tramos donde los valores son cercanos entre sí (voladizos izquierdo y derecho de P2, y P3, respectivamente, por ejemplo, y el voladizo izquierdo y derecho de P8 y P9, respectivamente). El efecto de corrimiento que se observa en los apoyos en el caso de la combinación citada es debido al presfuerzo considerando el efecto de empuje hacia arriba de los cables de cierre y continuidad.

En relación con la proximidad de los datos con la realidad (o lo que se espera medir en campo) es necesario mencionar que el hecho de tomar en cuenta las deflexiones obtenidas por etapas constructivas brinda la seguridad de no diseñar los elementos para deflexiones menores que las que realmente ocurrirían, y que de diseñarse bajo las combinación de PP más presfuerzo, se estaría en una situación crítica, tanto para el nivel de deflexiones como de esfuerzo (estos últimos no fueron medidos en el modelo).



a) Tramo 2-5



b) Tramo 6-9

Figura 5.10.- Comparativa de deflexiones por cierre y continuidad, comparadas con proyecto.

Como se observa en las Figuras 5.10a y b, existen tramos en los cuales existe una importante concordancia entre los resultados de proyectos (iniciales) y los obtenidos en el modelo matemático. En el tramo 2-5, las deflexiones asociadas al tramo izquierdo y derecho del volado en el pilón 5 son las que resulta con mayor proximidad entre los datos graficados, en primera instancia durante la etapa de VOLADIZO y posteriormente pierden algo de coherencia conforme se pasa a las etapas de cierre y continuidad. Entre los otros tramos, se aprecia cierta analogía en las primeras dovelas (por lo menos hasta la dovela 4) y posteriormente da deflexiones diferentes. Para el caso de los voladizos en la pila 2 bien puede deberse el error a que no se modela el tramo que une con el apoyo 1 y puede perderse continuidad en este caso. En el tramo 6-9 las mejores aproximaciones de resultados se dan entre los voladizos izquierdo y derecho de la pila 7, aunque va cambiando entre la fase de voladizo y de cierres, y también se observa una adecuada coherencia para el voladizo derecho de la pila 9 (aunque no sucede así con el voladizo izquierdo). En los voladizos del pilón 6 se aprecia una mediana aproximación, aunque en general no son tan cercanos los resultados entre el modelo y los de proyecto.

5.3.2 Esfuerzos obtenidos por etapas conforme al criterio de Mohr-Coulomb

Se midió el nivel de esfuerzos en las fibras superior e inferior del cajón de concreto de cada voladizo. Conforme a la deformada, las fibras inferiores se encuentran en tensión y las superiores en compresión, considerando que el efecto de presfuerzo sobre los patines superiores es únicamente para conservar unidas las dovelas durante el voladizo, y la fuerza de este tensado no influye de manera importante en los patines inferiores considerando que el peralte de la dovela es de 3.40 m.

Se presentan los esfuerzos medidos para las etapas de voladizo, cierre, continuidad, y la puesta de piezas puente y losas aligeradas. Únicamente para las fibras superiores se muestra el nivel de esfuerzos al finalizar la colocación de tirantes (en este caso el T19). Los resultados se indican en la Figura 5.11 para los tramos 2-5 y 6-9. En todos los casos se contemplaron los mismos puntos de control que se mencionan en el apartado anterior. En las Figuras 5.12 a y b, se muestran imágenes del diagrama de esfuerzos indicado por el modelo.

Analizando los niveles de esfuerzo medidos en fibras superiores en las zonas de apoyo (entre ejes 2 a 5) prácticamente se encuentran del orden de 8 kg/cm^2 a 20 kg/cm^2 en compresión (el promedio es de 14.81 kg/cm^2), y a partir de estos, una vez que se incrementa el voladizo de cada eje, el esfuerzo aumenta de forma variable, sin que se sea constante (en todos los casos se alcanzan valores menores al esfuerzo de compresión a la ruptura, f'_c , de 400 kg/cm^2). En el caso de los voladizos se obtiene un valor medio a lo largo del tramo 2-5 de 59.55 kg/cm^2 , y una vez colocados los cables de cierre y continuidad se incrementan los esfuerzos a un valor medio de 71.45 kg/cm^2 . Es importante resaltar que al finalizar la colocación de los tirantes se observa un incremento en los niveles de esfuerzo, que van de los 77.9 kg/cm^2 a 117 kg/cm^2 (un incremento de 39 kg/cm^2 , mismo que se mide sobre la dovela D10-5d) Lo anterior se explica si se considera que el voladizo derecho del pilón 5, desde la D1 a la D10 es un elemento de transición o conexión con los elementos que corresponden al volado de acero, en coordinación con la puesta de tirantes, de ahí el incremento de esfuerzo de 77.9 a 117 kg/cm^2 , en el mismo sentido, a diferencia del tramo de volado de la D1 a la D10, el tramo entre ejes 2 a 5 se puede considerar como una sección netamente continua de ahí que con la inclusión de los tirantes el esfuerzo no crezca tanto como se observa en el volado mencionado (por ejemplo, el volado izquierdo de la pila 3 pasa de 62.4 kg/cm^2 a 69.48 kg/cm^2 entre el voladizo y la colocación del tirante T19, y el voladizo izquierdo de la pila 4 de 67.01 kg/cm^2 a 77.37 kg/cm^2).

Por su parte, las fibras inferiores inicialmente se encuentran en tensión, con valores medios de esfuerzo de 11.42 kg/cm² en compresión sobre la zona de apoyos, y en tensión en los volados con un valor de 25.5 kg/cm², y al contrario de las fibras superiores, de forma razonable conforme se colocan y tensan los cables de cierre y continuidad, los esfuerzos de tensión se reducen pasando muchos de los puntos de control a compresión como se observa en la Figura 5.11a, concluyendo por lo tanto con un valor medio de esfuerzo en las zonas de tensión de 12.03 kg/cm² y en compresión de 11.19 kg/cm². Si se compara el valor en tensión con el indicado por AASHTO (conforme a lo expresado en el capítulo 4, el valor permitido es de 40 kg/cm² como esfuerzo de ruptura permisible a la tensión para una resistencia f'_c de 400 kg/cm²), se observa que es menor hasta en dos tercios. De este modo se pueden considerar adecuados los valores obtenidos del modelo matemático. Durante la colocación de los tirantes no se observó mayor variación del esfuerzo en las fibras inferiores.

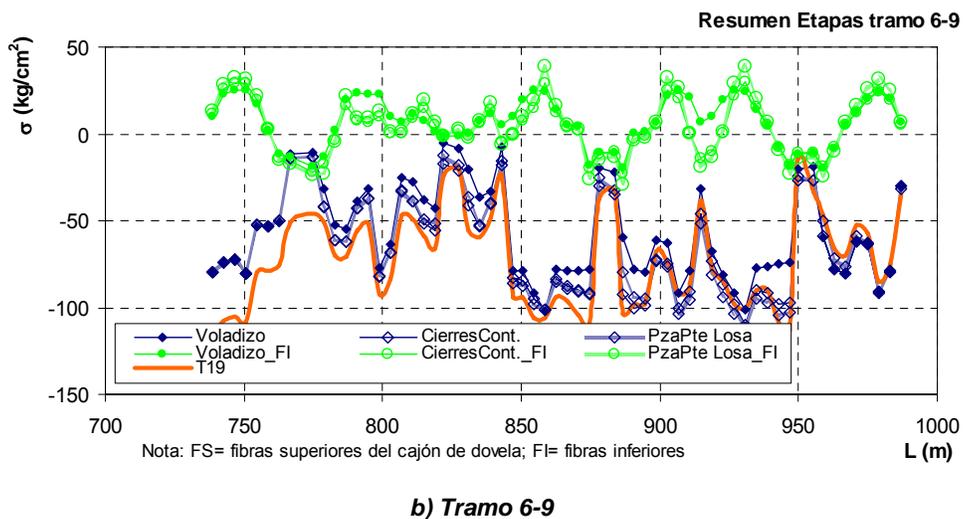
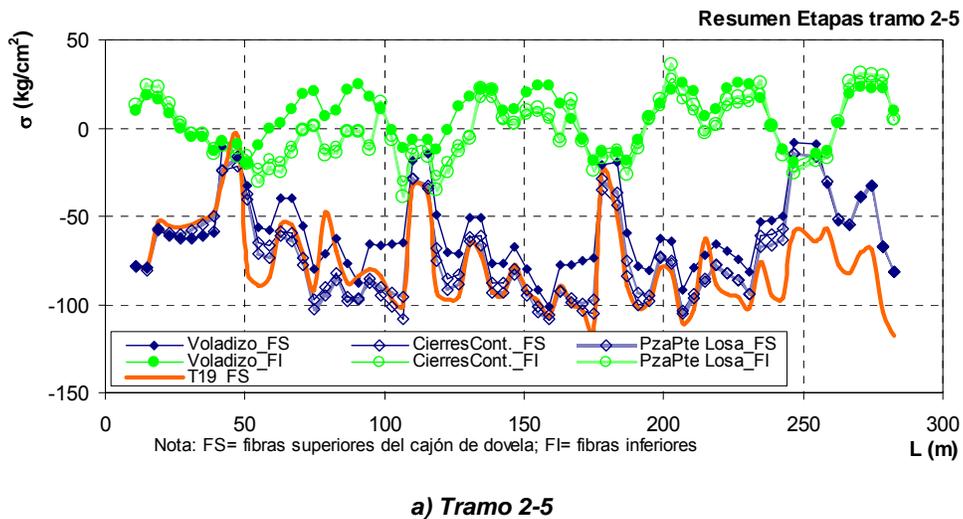
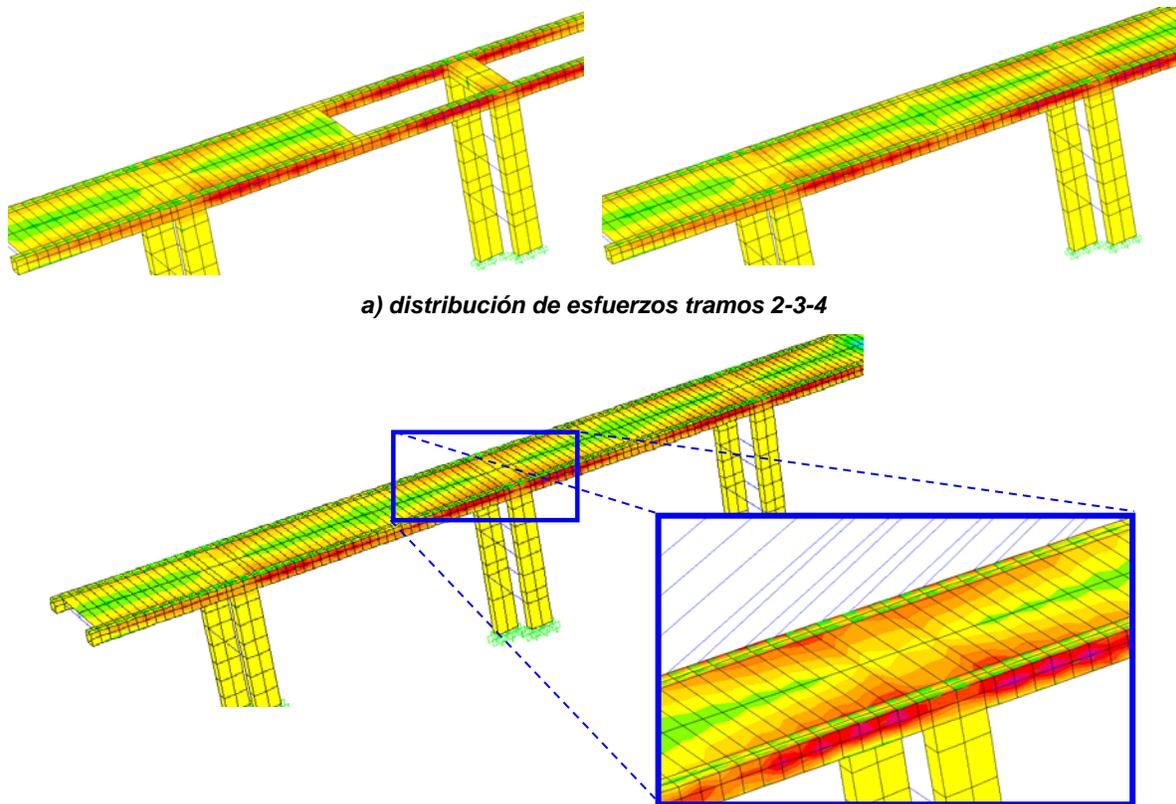


Figura 5.11.- Consideración de esfuerzos en placas de cajón de dovela



a) distribución de esfuerzos tramos 2-3-4

b) zona de esfuerzos al finalizar la puesta de tirantes

Figura 5.12.-Variación del esfuerzo en varias secciones

En el caso de la medición de esfuerzos en el tramo 6-9 tanto en fibra superior e inferior del cajón, se observan resultados similares a los del tramo 2-5.

Durante el proceso de voladizo en las fibras superiores se obtienen valores promedio de esfuerzo de 57.39 kg/cm^2 , y conforme se colocan los cables de cierre y continuidad el esfuerzo crece a valores promedio de 65.33 kg/cm^2 , observándose los mayores incrementos (debidos al presfuerzo) en la zona de los cierres de los tramos 7-8, 8-9, y lo cual se debe a la mayor cantidad de cables, y que existe un par que va desde el eje 7 al 9 (conforme a la Figura 5.7b). Al finalizar la colocación de tirantes, el T19, se muestra que existe un incremento importante sobre la zona del extremo izquierdo del pilón 6, pasando a niveles de esfuerzo de 79.22 kg/cm^2 a 116.91 kg/cm^2 (un incremento de 37.69 kg/cm^2 , similar al observado en el pilón 5, el extremo izquierdo del volado en el pilón 6 de la D1 a la D10 funciona como elemento de transición y conforme se incrementa el número de dovelas, es obvio que el peso y la fuerza de tensión ejercen cierta acción sobre los elementos de concreto, por su parte, el tramo entre ejes 6 a 9 trabaja como elemento continuo dados los cables de cocido, cierre, construcción, etc.). Para los voladizos o secciones intermedias, no se aprecia mayor aumento del esfuerzo con la colocación de tirantes, como por ejemplo el voladizo derecho de la pila 9 pasa de 29.90 kg/cm^2 a 34.52 kg/cm^2 , y el voladizo derecho de la pila 8 pasa de 31.41 kg/cm^2 a 37.67 kg/cm^2 (un incremento del 15.4 % y 19.9 %, respectivamente)

En todos los casos, conforme a los valores indicados de proyecto, el esfuerzo máximo medio resulta menor al esfuerzo de compresión de 400 kg/cm^2 .

En el caso de las fibras inferiores, al igual que en el tramo 2-5, nuevamente se observa que inicialmente el estado de esfuerzos es en tensión (en la mayor parte de los puntos) y conforme se

colocan los cables de cierre y continuidad, se reducen los niveles de esfuerzo, pasando muchos de los puntos a compresión, prácticamente en la zona de apoyo (ejes 6, 7, 8, y 9), y por lo menos las dovelas 1 a 3 de todos los ejes en cuestión. Inicialmente el valor promedio de las fibras en compresión (zona de apoyo) es de 9.93 kg/cm^2 , y el de tensión es de 9.45 kg/cm^2 (el máximo es de 25.52 kg/cm^2). Una vez que se colocan los cables de cierre y continuidad se concluyen con valores medios de 10.67 kg/cm^2 (compresión) y de 11.04 kg/cm^2 en tensión (aquí el máximo es de 30.13 kg/cm^2). Al igual que en el tramo 2-5, la resistencia a tensión es dos veces superior a los esfuerzos medido en el modelo, lo cual se considera como aceptable.

Conforme al ACI358.1R-92 (*Analysis and Design of Reinforced and Prestressed-Concrete Guideway Structures*) se indica los siguientes límites de esfuerzo posterior a la transferencia del presfuerzo al concreto:

- Compresión:
 - Miembros presforzados: $0.60f'_{ci}$ (f'_{ci} en MPa)
 - Miembros postensados: $0.55f'_{ci}$
- Miembros en tensión con acero de presfuerzo en la zona de tensión : $0.4f_{cri}$, donde f_{cri} puede ser tomado como $0.6\sqrt{f'_{ci}}$
- Miembros en tensión sin acero de presfuerzo, en la zona de tensión : $1.0f_{cri}$, donde f_{cri} puede ser tomado como $0.6\sqrt{f'_{ci}}$

Considerando el caso en compresión se tendría $0.55f'_{ci} \approx 220 \text{ kg/cm}^2$ (considerando que $400 \text{ kg/cm}^2 \approx 40 \text{ MPa}$), mientras que en tensión se tendría un valor de $3.79 \text{ MPa} \approx 38 \text{ kg/cm}^2$. Comparando con los valores mostrados en la Figura 5.11 y discutidos arriba, todos se encuentran por debajo de los límites indicados por ACI358.1R-92. Los valores medios obtenidos en el modelo al concluir la colocación de tirantes son del orden de 117 kg/cm^2 en compresión (prácticamente la mitad de lo indicado por ACI) y 11 kg/cm^2 en tensión (30 % menor a lo indicado). En la misma norma se indican los límites (que son inferiores), para las condiciones de servicio, sin embargo, el presente trabajo no considera las cargas de servicio, y las combinaciones indicadas en el apartado 4.3 y 5.3 de la norma mencionada (*Service Load Combination y Permissible Stresses*, respectivamente).

En el "Guide Specification for Design and Construction of Segmental Concrete Bridge" del AASHTO-1999 se indican prácticamente los mismos valores para elementos postensados. En el caso de compresión el factor de reducción pasa de 0.55 a 0.6 la resistencia a la compresión del concreto (el límite de esfuerzo pasaría de 220 kg/cm^2 a 240 kg/cm^2) mientras que la resistencia a tensión es $3\sqrt{f'_{ci}}$, donde la resistencia a compresión está indicada en psi (lb/in^2) de modo que el límite es de 40 kg/cm^2 .

Los resultados mostrados en las Figura 5.11 a y b, son del todo adecuados, considerando que en el patín superior se suponía de inicio un estado de esfuerzos en compresión, mismo que se incrementa conforme la fuerzas de tensado de los cables de cierre y continuidad (más de estos últimos, considerando su trayectoria). En el caso de los patines inferiores del estado de tensión inicial se pasa a un estado de compresión en muchos de los puntos, y mostrándose lo anterior sobretodo en la zona de dovelas de cierre (dada la trayectoria de los cables de cierre que corren sobre el patín inferior, y continuidad que llegan a anclarse en los diafragmas de las dovelas de pila). En razón del nivel de esfuerzos a compresión medidos en el modelo matemático se consideran adecuados los valores dado que representan cerca del 25 % del esfuerzo de compresión a la ruptura (promediando los valores en todos los tramos), mientras que en el nivel de esfuerzos a tensión a la ruptura se encuentra básicamente en el límite, recordando que el valor indicado (conforme a la sección 4.4.1 del capítulo 4).

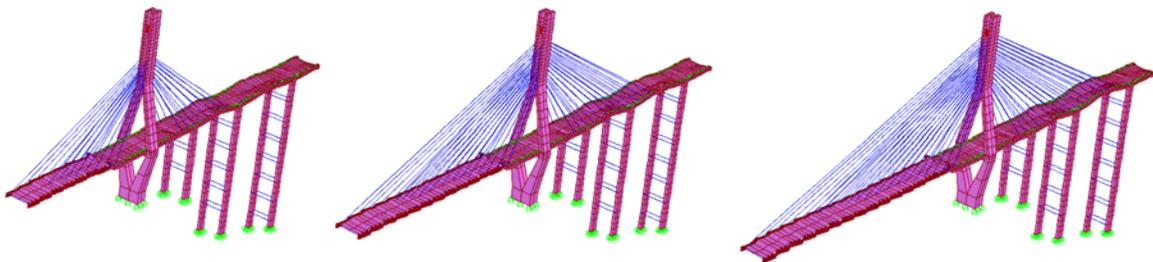
Como se comentó al principio de este trabajo, las zonas de concentración de esfuerzo no se consideran para el efecto de análisis, y únicamente se hacen ver como posibles estudios futuros. Estas son las asociadas a la conexión del diafragma de cada dovela (concreto o acero) con la pieza puente, la zona de unión del patín superior con el tirante asociado (en el proyecto se solicita la colocación de un mogote de concreto en la zona, con un reforzamiento de 4 barras de acero de alta resistencia, la zona de unión entre la D10d, D10i con la DM1-5 y DM1-6, del pilón 5 y 6, respectivamente).

5.4 TRAMO CENTRAL DE ACERO

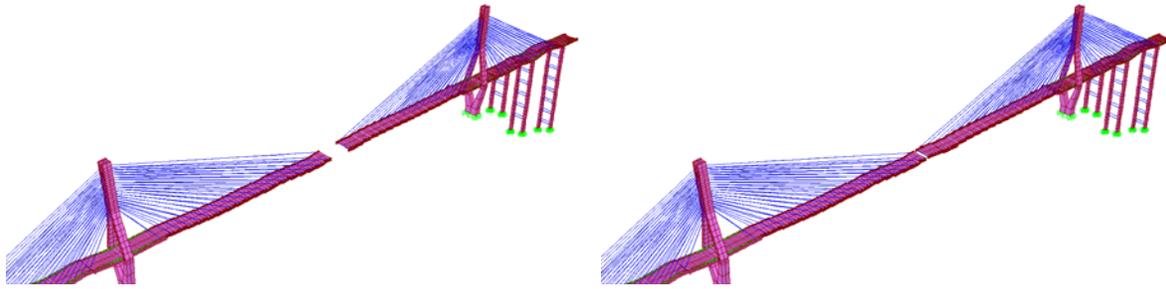
5.4.1 Deflexiones por etapas

Como se mencionó en la sección 5.2, se establecieron puntos de control para medir el nivel de deflexiones y tomar estos mismos como base para el nivel de esfuerzos. Considerando que conforme se colocaba cada juego de dovela con sus respectivas piezas puentes, losas aligeradas y tirante, se esperaban valores de deflexión en el sentido positivo (producto de imponer en una etapa un porcentaje de la fuerza total aplicada por el tirante en tensión, y en la fase siguiente la aplicación del porcentaje restante de la fuerza de tensión del tirante colocado en la etapa previa). Las fuerzas de tensión son las indicadas en el capítulo 4, recordando que para los resultados mostrados aquí se indican de la dovela metálica DM1 a la DM18, con los tirantes asociados del T2 y al T19, respectivamente (una vez que el T1 queda dentro del tramo de concreto), de los pilones 5 y 6. En la Figura 5.13 se muestra la deformada del proceso secuencial de la puesta de dovelas, y en las Figuras 5.14 y 5.15 se muestran las gráficas de deflexiones conforme se colocaron los tirantes, para el pilón 5 y 6, respectivamente. En cada gráfica se muestran los resultados correspondientes a dos tirantes continuos para hacer ver la diferencia existente entre etapa y etapa. Todos los resultados obedecen a la conclusión de cada etapa y por lo tanto al efecto de tener la fuerza total de tensión indicada en el proyecto, con los tiempos de ejecución respecto al Apéndice B.

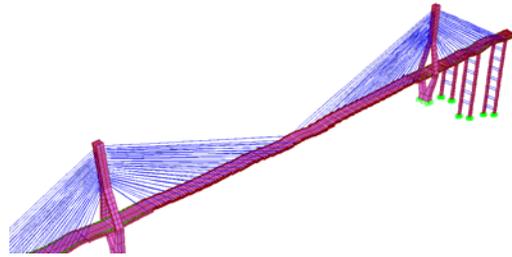
En todos los casos, conforme se incrementa el voladizo de las dovelas de acero se modificó la escala en el eje de las X (respecto a las dimensiones de las dovelas metálicas, la posición entre tirante y tirante es de 12 m, considerando que en la zona de concreto es de 8 m), y al final se muestran las deflexiones del voladizo completo (la escala empleada para el eje Y corresponde a la misma deflexión medida en ambos lados del voladizo). Una comparación de diversas etapas se muestra en la Figura 5.16, con los tirantes que vienen del frente del eje 5, y los que vienen del eje 6.



a) colocación de dovelas metálicas en P6



b) Secuencia de cierre entre ejes 5 y 6



c) cierre del puente

Figura 5.13.- Proceso construcción en el modelo

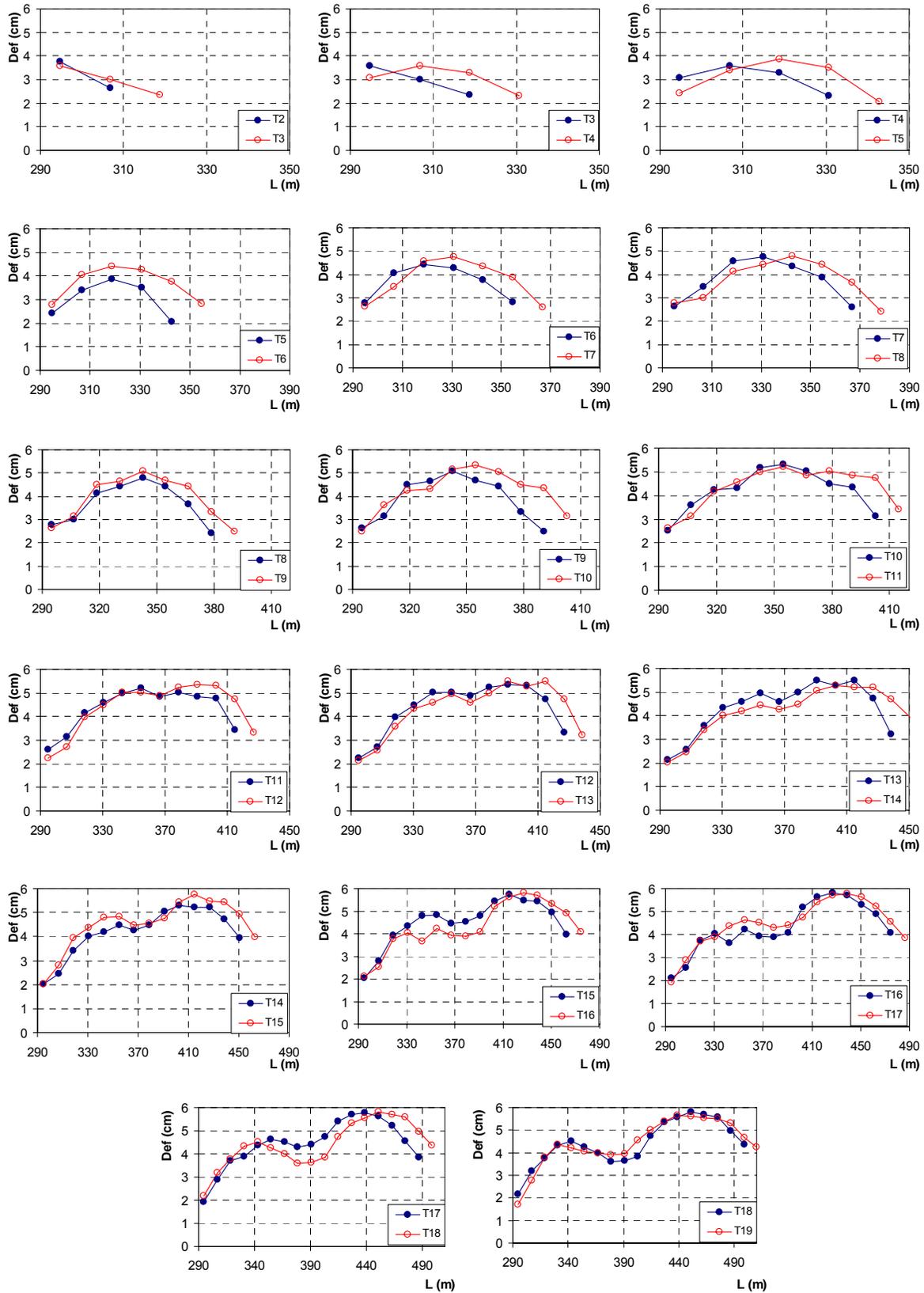


Figura 5.14.- Deflexiones del voladizo de acero (extremo derecho de eje 5 a eje 6)

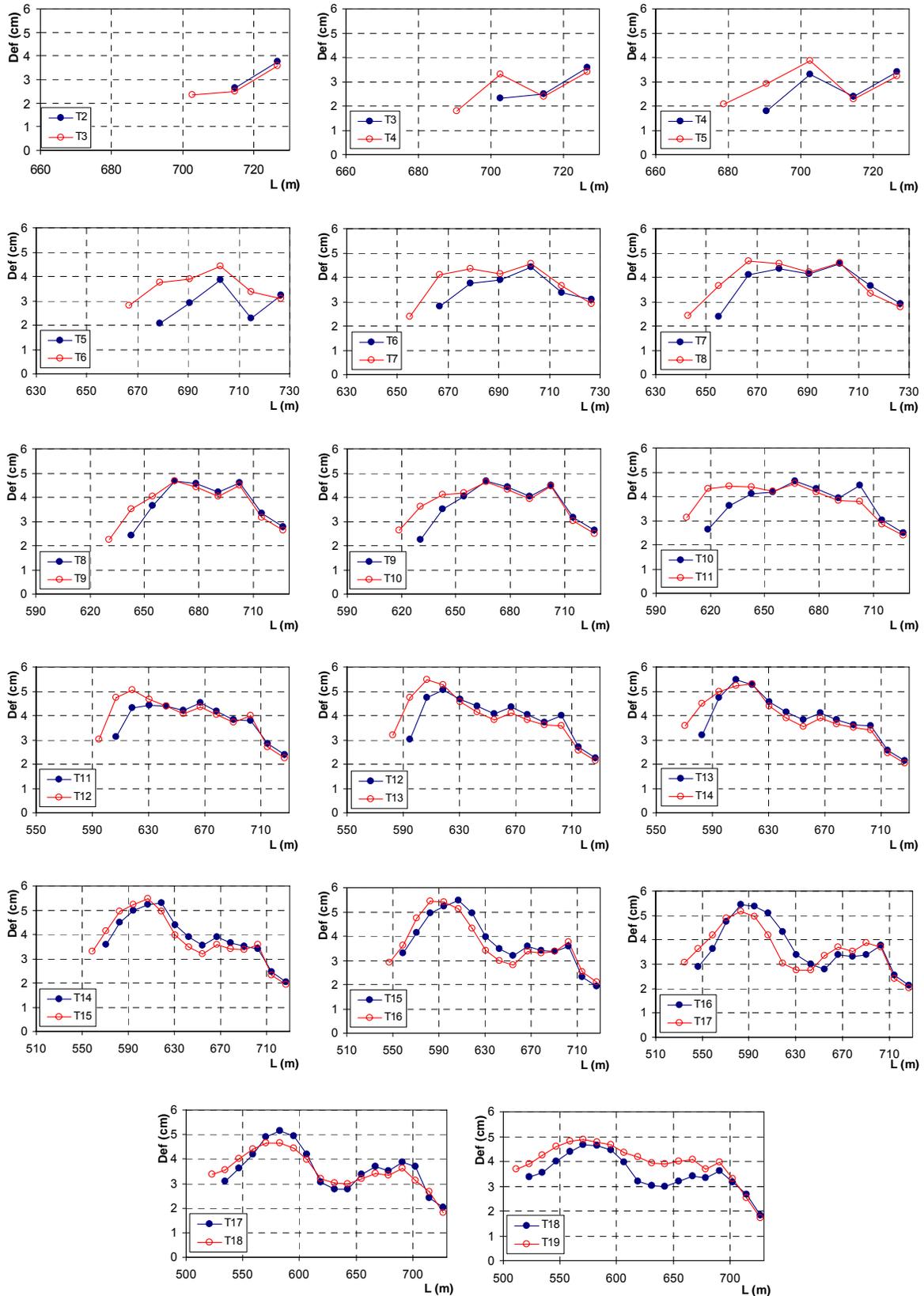


Figura 5.15- Deflexiones del voladizo de acero (extremo izquierdo de eje 6 a eje 5)

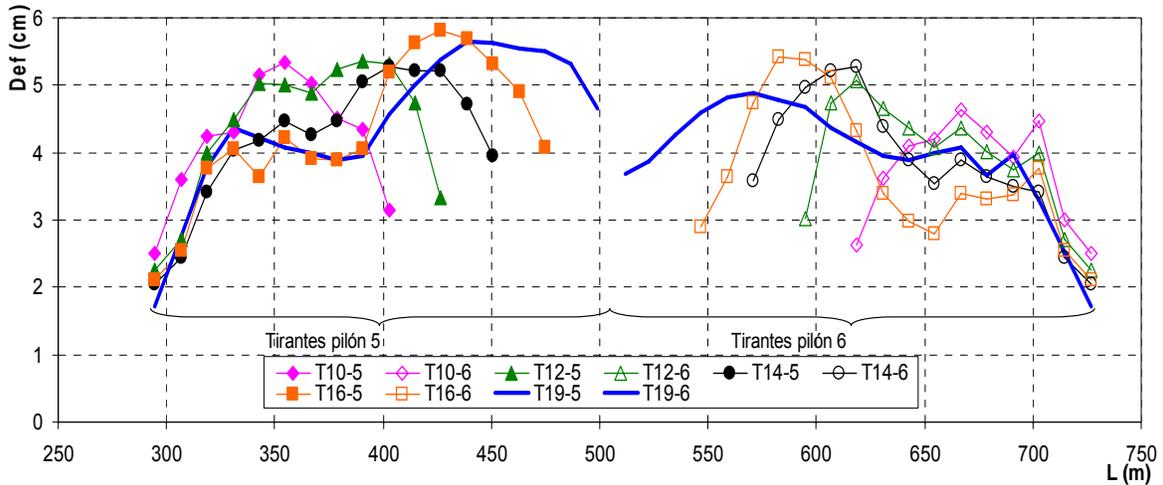


Figura 5.16.- Deflexiones medidas durante los volados y puesta de tirantes entre ejes 5 y 6

En la Figura 5.6 se observa que las deflexiones iniciales de las dovelas D10-5d y D10-6i, extremo derecho e izquierdo de los pilones 5 y 6, respectivamente, al término del voladizo tienen valores de 3.85 y 3.55 cm. Conforme se colocan los tirantes, y crecen los voladizos de acero, las deflexiones en los extremos mencionados se reducen (básicamente por el peso de las dovelas metálicas) llegando al final de la puesta de los tirantes T19-5 y T19-6 a valores de deflexión de 1.71 y 1.69 cm, respectivamente, reduciendo prácticamente la mitad del valor inicial. Como se observa en las Figuras 5.14a a f, 5.15a a f existe una diferencia normal entre la puesta del tirante i a la puesta del tirante $i+1$, lo cual se debe esencialmente a las fuerzas de tensión de cada tirante una vez que la fuerza de tensado no es proporcional a la longitud del volado, es decir, no crece o decrece con esta, además de que la misma fuerza no muestra una simetría entre un par colocado en el mismo punto, cuando un tirante va a la izquierda o derecha, el número de torones y la fuerza es diferente (ver capítulo 4).

La tendencia de las deflexiones en cada una de las puestas de tirantes es la misma, conforme se incrementa el voladizo en cada etapa los nudos centrales se deforman menos que en los nudos extremos. En el caso de la dovela metálica DM1, está sirve de transición y en general, entre esta y las dovelas DM2 a DM4 se observan deflexiones menores a las del centro, resultando estas a la vez menores a las medidas en los extremos del voladizo, que al final corresponde a la DM16 (después de está dovela las deflexiones vuelven a ser menores, aunque se mantienen como contraflechas). Es importante mencionar que dadas las condiciones del número de torones, fuerza de tensión, pendiente longitudinal, las deflexiones entre el voladizo derecho e izquierdo de acero los valores son diferentes, y por lo tanto, las deflexiones medidas en los puntos de control del voladizo en el pilón 5 resultan en cierto modo, mayores a las registradas en los puntos de control del voladizo en el pilón 6.

Los valores máximos de deflexión que se registran corresponden a 5.64 cm y 4.88 cm (con una diferencia de 7.6 mm), para los volados derecho e izquierdo de los pilones 5 y 6, respectivamente. Estos valores ocurren de forma simétrica en la dovela DM16 durante la puesta del tirante T19 en cada caso, lo cual podría explicarse como un fenómeno de exceso de tensión, considerando que los nodos cercanos a estos tienden a tener valores de deflexión menores (la distancia entre la zona de unión de las dovelas de concreto, con la DM16 es de casi 40 m).

En el caso de los puntos extremos, previos a la DC central, se observan deflexiones con valores de 4.65 cm y 3.63 cm para los voladizos de P5 y P6, respectivamente, existiendo una

diferencia de hasta 1.02 cm para el ajuste con la dovela de cierre, nuevamente, si se considera que la distancia entre la dovela de unión (D10i o D10 d, según sea el caso) con el extremo de las DM19's es de se puede decir que hasta ese punto el puente en el tramo central se deforma 0.000216 cm/m y 0.000168 cm/m, para el frente del pílón 5 y 6, respectivamente.

Finalmente, como se observa en cada uno de los casos mostrados en las Figuras 5.14 y 515, las deflexiones son en el sentido positivo por lo que deben considerarse como contraflechas, y dado que el presente trabajo no considera la aplicación de las cargas de servicio, puede esperarse que una vez impuestas estas (en el caso real, si se obtienen valores similares) las deflexiones se reduzcan para alcanzar los valores de la rasante de proyecto (en el tramo de concreto aún cuando también se midieron valores en el sentido positivo, y que al igual con las cargas de servicio pueden alcanzar la rasante, con el paso del tiempo pueden verse reducidas las deflexiones, en el sentido negativo, por lo que se han dejado por proyecto ductos para la aplicación de presfuerzo en el futuro).

Al igual que para los tramos de concreto, se midió la deformada en los puntos de control para el caso de combinación de peso propio (PP) + presfuerzo + tensión y se compara con lo medido en la última etapa del proceso constructivo (colocación de dovela de cierre). En la Figura 5.17 se ilustra lo anterior, y en la Figura 5.18 se muestran las deformadas del modelo para los casos citados.

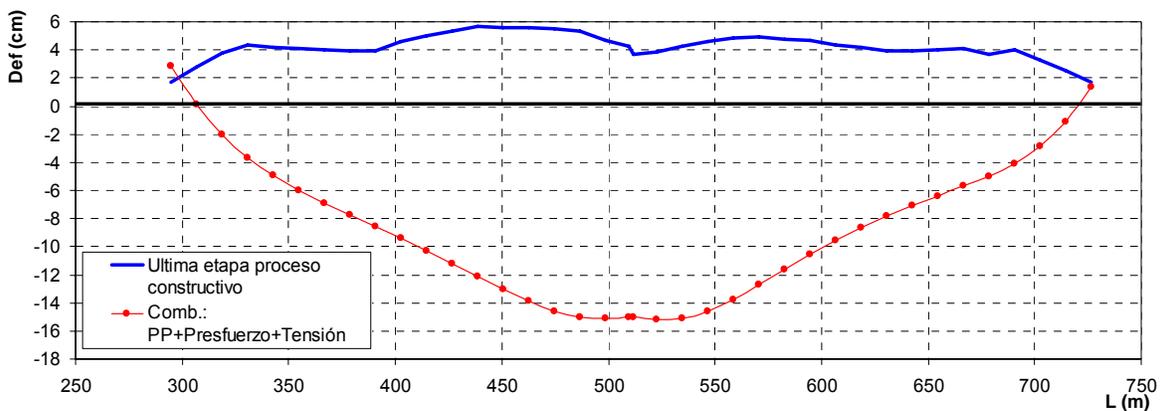
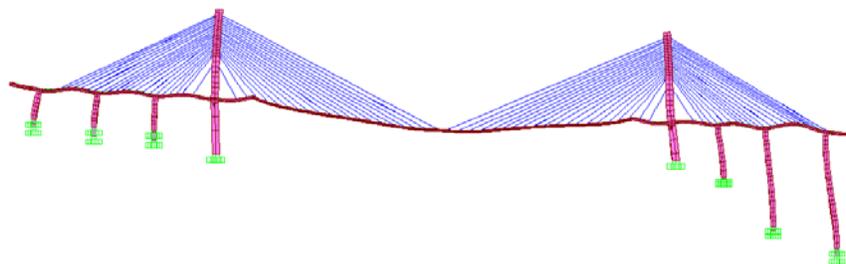
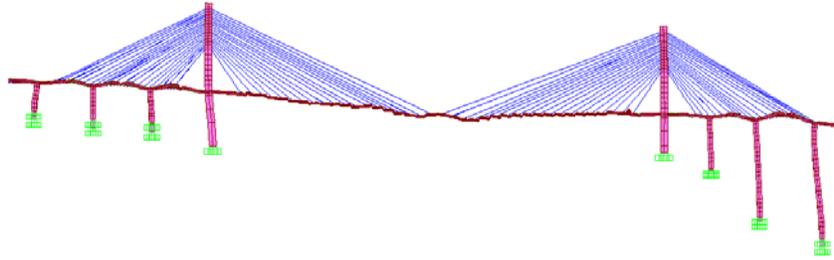


Figura 5.17.- Comparación entre el módulo de etapas constructivas y usando únicamente la combinación de PP+Presf.+Tensión



a) PP+Presfuerzo+Tensión



b) última etapa del proceso constructivo

Figura 5.18.- Comparativa de deflexiones

Al contrario de los tramos de concreto, donde se observa que para el caso de combinación (PP + presfuerzo) las deflexiones son menores a las medidas en el proceso constructivo, debido al flujo plástico y contracción, en el caso del tramo central de acero, se obtienen valores de deflexión sumamente menores y diferentes a los obtenidos en el proceso constructivo. Mientras que en este último caso las deflexiones siempre se van hacia arriba (como contraflecha) en el caso de la combinación se obtienen valores de hasta -14.5 cm al centro del puente. El contraste anterior señala dos cosas: el efecto de la *no-linealidad* de la fuerza de tensión en los tirantes (básicamente el módulo de etapas constructivas se define en la *no-linealidad* de los materiales) mismo que provoca un efecto de contraflecheo, y por otra parte, el hecho de decidir diseñar o no usando el módulo de etapas constructivas conlleva a un sobrediseño si se diseña para las deflexiones negativas (para los valores negativos que se observan se tendrían aumentar la fuerza de tensión, o bien el diámetro de la sección transversal del tirante). En la Figura 5.18 se señala el mismo efecto de *no-linealidad*, considerando que para la Figura 5.18a conforme es más amplio el centro o el voladizo, las deflexiones crecen de forma lineal, no así lo observado en la Figura 5.18b donde el crecimiento de deflexiones sigue una tendencia distinta.

Se señala también, que aún con el contraflecheo que se ha medido en el modelo, si se considera que para el presente trabajo las cargas de servicio no han sido tomadas en cuenta (superficie de rodamiento, banquetas, protecciones, luminarias, etc.), con la aplicación de estas como carga distribuida y con el paso del tiempo es de esperarse que se alcance la rasante de diseño.

5.4.2 Esfuerzos obtenidos por etapas, conforme al criterio de Von Misses

Los esfuerzos medidos durante los voladizos de los pilones P5 y P6 se siguieron conforme a los puntos de control que se mencionan en el apartado 5.2. El modelo matemático directamente arroja los resultados con el criterio de *Von Misses*, mismo que se usa para elementos a base de acero (sección 4.3.1 del capítulo 4). Los resultados se dividen en los obtenidos en fibras superiores (patín superior), fibras inferiores (patín inferior), almas (arriba y abajo, conforme a la Figuras 5.3) y se muestran conforme se coloca cada uno de las dovelas metálicas. En la Figura 5.19 se indican los resultados para fibras superiores.

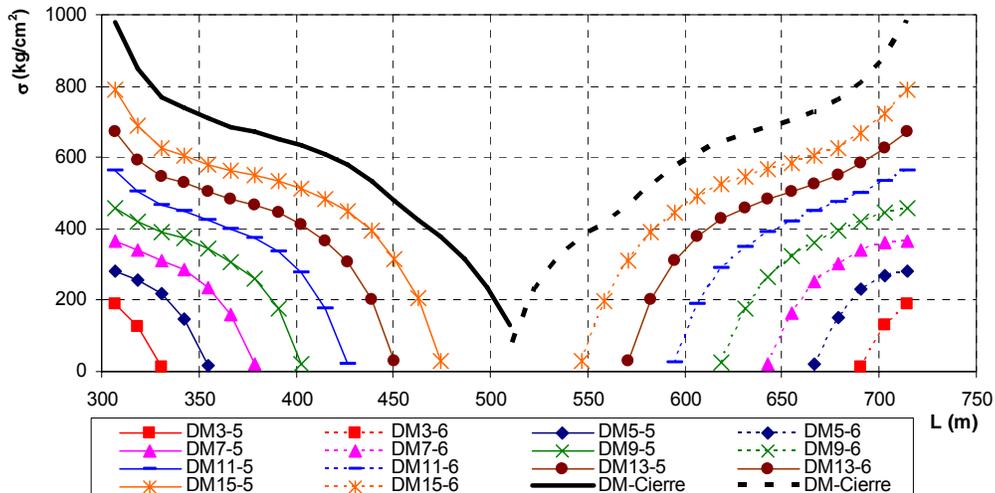


Figura 5.19.- Esfuerzos en fibras superiores en dovelas de acero conforme se incrementa el voladizo entre ejes 5 y 6

En la Figura 5.19 solo se indican los resultados de unas etapas, y todas las gráficas se muestran en el Apéndice B (para cada caso de patines superior e inferior, y almas). Una vez que se incrementan el número de dovelas se incrementa el valor del esfuerzo en la unión de dovela de concreto (D10-5 y D10-6) y la DM1-5 y DM1-6, considerando que la longitud de volado cada vez se hace más grande, y al contrario, en los puntos cercanos al centro el esfuerzo se reduce una vez que los elementos que deben soportar son menores, o la longitud de volado entre estos y el extremo es menor. En cuanto a niveles de esfuerzo, el máximo que se alcanza en la zona de unión es de 979.28 kg/cm^2 , resultando menor al límite de fluencia a la tensión del acero $F_y = 3520 \text{ kg/cm}^2$, y considerando un valor permisible de $0.66F_y$ igual a 2320 kg/cm^2 , lo que representa el 42% de este último, y puede considerarse adecuado. En la Figura 5.20 se muestran imágenes con la variación del esfuerzo en la dovela DM1 conforme se incrementa el voladizo.

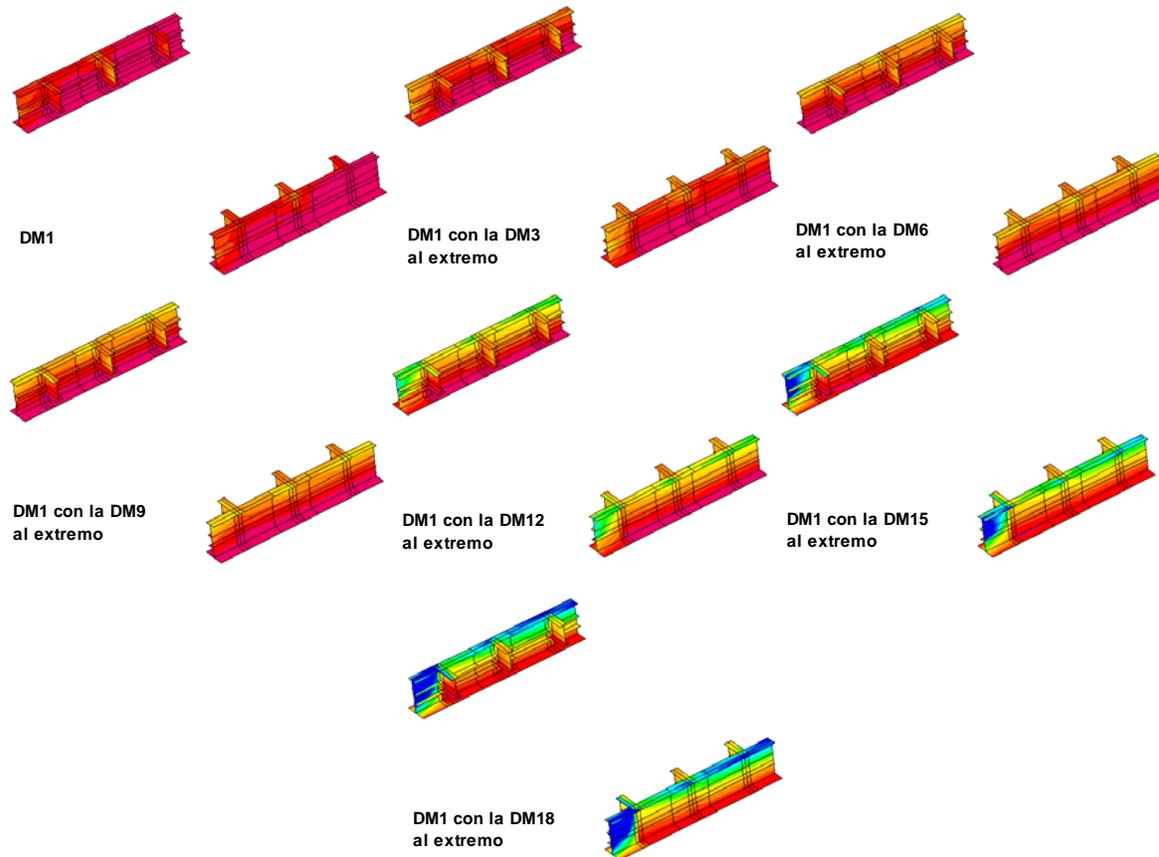


Figura 5.20- Diagramas de esfuerzos de la DM1-5 conforme se incrementa el número de dovelas al extremo

Al contrario de lo observado en la Figura 5.16 donde las deflexiones medidas en un voladizo (el de pilón 5) son un poco más grandes a las registradas en el pilón 6, los esfuerzos que se miden suelen ser simétricos entre los voladizos, lo que puede explicarse considerando que el voladizo derecho del pilón 5 va con la pendiente hacia abajo, y por lo tanto los tirantes son más largos, mientras que el volado en el pilón 6 va hacia arriba, con los tirantes más cortos, y de este modo existe cierta regularidad en la distribución de fuerzas en los elementos en cuestión (en el caso de la deflexiones, que si difieren, se recuerda que los tiempos de conclusión entre un volado y el otro son diferentes). En la Figura 5.21 se muestran los resultados de esfuerzo registrados para el patín inferior para varios casos de incremento de dovelas.

Como se muestra, a diferencia de los valores de esfuerzo registrados en los patines superiores (donde la tendencia del esfuerzo siempre fue reducirse conforme se acercaba a la dovela de cierre), los esfuerzos registrados en el patín inferior muestran una tendencia diferente donde se alcanzan valores máximos en las primeras dovelas intermedias (hasta la DM4 en ambos lados), reduciéndose posteriormente, para nuevamente crecer en la colocación de la últimas dovelas (lo anterior se ve claramente para la curva correspondiente a la colocación de la DM19, sin embargo, la secuencia del cambio de esfuerzos se muestra de forma completa en el Apéndice B). El esfuerzo máximo que se alcanza es de 256.19 kg/cm^2 y de 236 kg/cm^2 para los pilones 5 y 6, respectivamente (sobre la dovela DM4 en la última etapa) y al cierre el esfuerzo que se mide es prácticamente igual en ambos frentes, de 110 kg/cm^2 . En ninguno de los casos se supera el esfuerzo permisible como se indicó anteriormente. Respecto a lo observado en las Figuras 5.19 y 5.21, es claro que no existe una tendencia de regularidad entre los esfuerzos en fibras superiores e inferiores, sin embargo, esto

puede bien deberse a que el efecto de la fuerza de tensión de los tirantes es directamente sobre la zona de anclaje del patín superior (Figura 3.9, capítulo 3) y no tanto sobre el patín inferior (considerando que la trabe maestra tiene un peralte de 2.4 m, y existe una distribución de atiesadotes verticales por lo menos a cada 4 m) de ahí que los niveles de esfuerzo entre un patín y el otro sean tan diferentes.

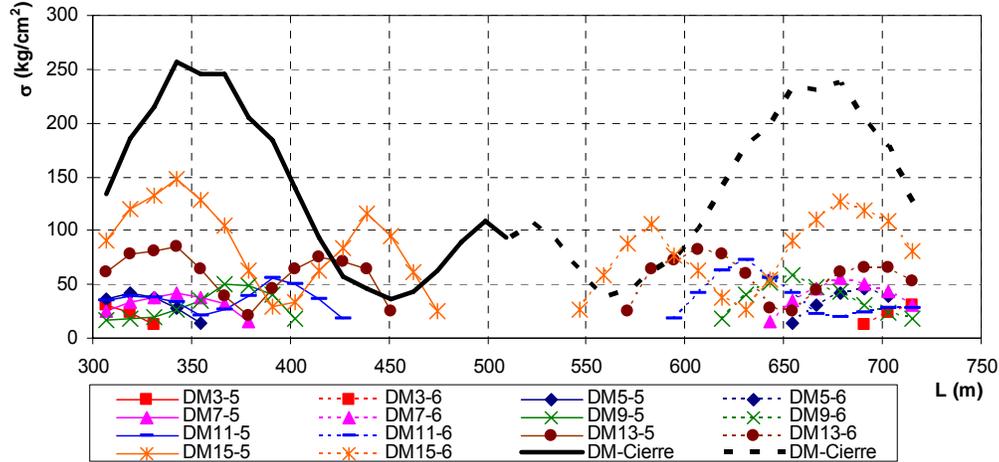


Figura 5.21.- Esfuerzos en Fibras inferiores en dovelas de acero conforme se incrementa el voladizo entre ejes 5 y 6

En la Figura 5.22 se indican los resultados obtenidos para la sección superior del alma, conforme a lo indicado en el apartado 5.2 y la Figura 5.3.

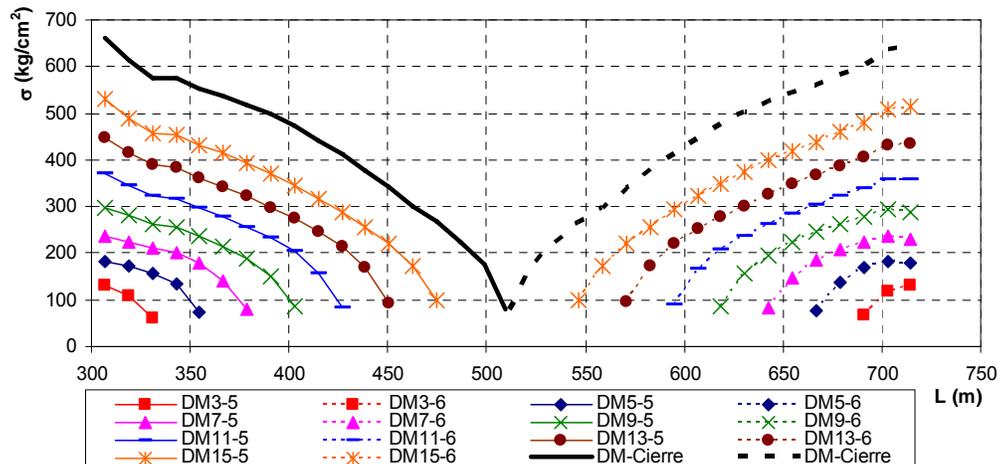


Figura 5.22. Esfuerzos en alma (cercano al patín superior) en dovelas de acero, conforme se incrementa el voladizo entre ejes 5 y 6

De forma similar a lo registrado en la Figura 5.19 los valores de los esfuerzos tienden a ser mayores al extremo, y se reducen conforme se acerca al centro del claro. En este caso el esfuerzo máximo que se alcanza (en la unión de dovela D10 con DM1 en ambos frentes) es de 660.19 y 645.72 kg/cm², para el volado en los pilones 5 y 6, respectivamente. En la parte central los niveles de esfuerzo que se miden son de 79.24 y 78.32 kg/cm², respectivamente. En la Figura 5.23 se muestran los diagramas de esfuerzos durante la ultima etapa en las secciones de alma indicadas, los esfuerzos nuevamente están en términos de *Von Misses*.

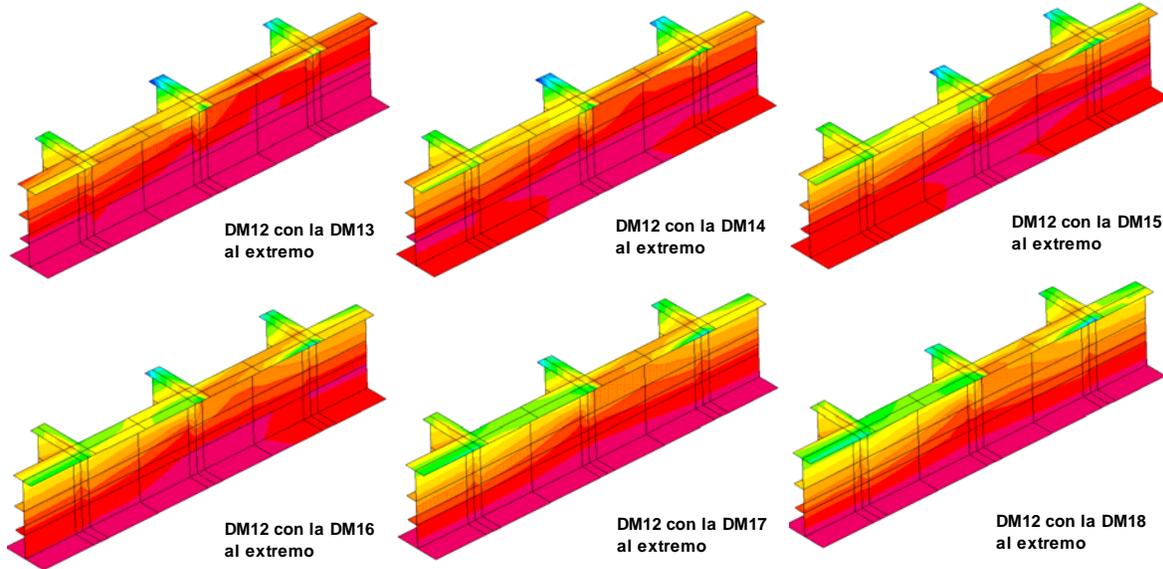


Figura 5.23.- Diagramas de esfuerzos en la zona de almas, de dovelas DM12 a DM18, frente del pilón 5

Sólo se muestran ejemplos para las almas de dovelas DM14 a DM19. En este caso, conforme a la escala de esfuerzos indicada en el modelo, los valores de esfuerzo se asocian a la concentración de los mismos en los nudos (4 en el caso de las placas cuadradas o rectangulares). En la Figura 5.24 se indican los resultados asociados a las secciones del alma cercanas al patín inferior, nuevamente del frente de pilón 5, al frente del pilón 6.

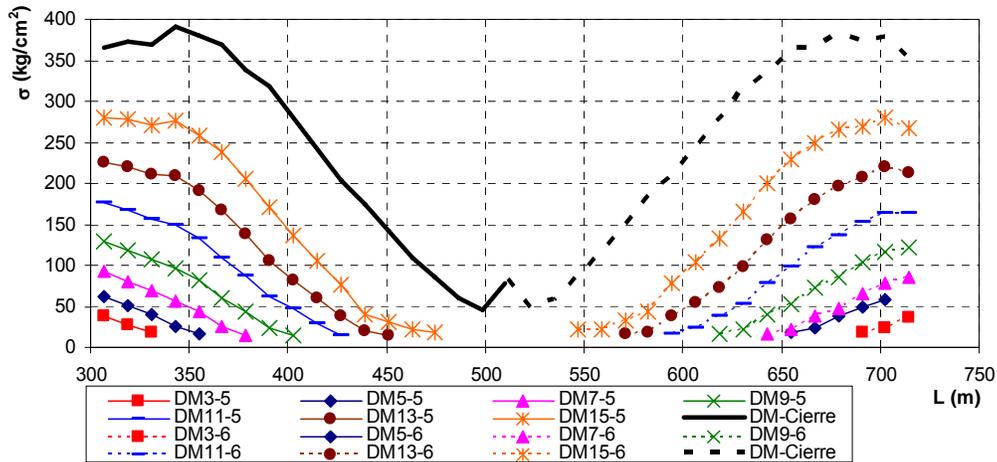


Figura 5.24. Esfuerzos en alma (cercano al patín inferior) en dovelas de acero, conforme se incrementa el voladizo entre ejes 5 y 6

Los resultados indican la misma tendencia observada para los esfuerzos en el patín inferior, es decir, se alcanzan mayores esfuerzos en las primeras dovelas (hasta la DM4 nuevamente en cada frente, con un valor de 391.23 kg/cm^2 en promedio) y crece hacia el final de la colocación de la última dovela, en este caso a valores de esfuerzo de 82.83 kg/cm^2 , tanto para el frente de pilón 5, como del pilón 6. En todos los casos los valores de esfuerzos son significativamente menores a los indicados por el valor permisible si se toma en cuenta $0.66F_y$ para acero tipo A50 empleado en el proyecto.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 INTRODUCCIÓN

Como parte importante del diseño y análisis de estructuras significativas, se realizó la modelación matemática de un puente atirantado en doble voladizo. Esta contempla la necesidad de emplear el módulo de proceso constructivo del programa SAP2000, usando elementos tipo placa y barra. Por otra parte, considerando las características del programa, se empleó el criterio del Comité Europeo del Concreto (CEB-FIP) para los fenómenos de flujo plástico y contracción en el caso del concreto, y relajación para el caso del acero de presfuerzo.

Con base en lo anterior expresado, se modeló la estructura del puente El Baluarte desde el eje 2 al eje 9 (zona de atirantado). Los resultados obtenidos se mostraron y comentaron en el capítulo 5, en términos de deflexiones y esfuerzos, comparándose con AASHTO y ACI. En lo que sigue se expresan las conclusiones de este trabajo, así como las recomendaciones que permitan obtener un mejor comportamiento durante el proceso constructivo del puente en cuestión.

6.2 CONCLUSIONES

Tanto para los tramos de concreto, como de acero, los resultados se presentan con base en etapas de importancia.

Por la importancia del empleo del módulo de proceso constructivo de SAP2000 se comparó en términos de desplazamientos los resultados obtenidos mediante el proceso constructivo y para el caso de combinación de peso propio más presfuerzo. Los resultados indican que para el primer caso se obtienen mayores deflexiones respecto al segundo, lo que se explica al tener en cuenta los fenómenos de flujo plástico y contracción, y de cierto modo, deja ver que un diseño con base en la combinación indicada, las secciones serían críticas al comportamiento real (lo anterior se observa en la Figura 5.9). Los mismos resultados de la etapa mencionada pueden cotejarse de forma correcta con lo indicado en los datos de proyecto, Figura 5.10, para el voladizo en el pilón 5, el voladizo en la pila 7, y el voladizo derecho de la pila 9, por ejemplo. Al concluir la colocación del tirante 19 la deformada es en el sentido positivo (como contraflecha). Sin embargo, si se toma en cuenta que las cargas de servicio no han sido empleadas, es posible indicar que con la aplicación de estas y la carga viva permitirá que se alcance el nivel de la rasante de proyecto. Los periodos de etapa de conclusión entre elementos continuos (por ejemplo, extremo derecho e izquierdo del voladizo en la pila 2 y en la pila 3, respectivamente) no son lo suficientemente grandes como para considerar que influyen de forma importante en el modelo matemático (como indica la literatura, los fenómenos de flujo plástico, contracción y relajación, básicamente tienen un efecto negativo con el transcurso de un importante periodo de tiempo, por ejemplo 10000 días).

En términos de esfuerzos en los tramos de concreto, estos se midieron, tanto para el patín inferior, como el superior, en puntos de control definidos. Los valores obtenidos entre una etapa y la última sí muestran (según la zona y elemento) una variación someramente importante. Los patines superiores siempre se mantienen en compresión, incrementándose el esfuerzo desde 70 kg/cm^2 hasta cerca de 110 kg/cm^2 en el extremo derecho o izquierdo del volado en el pilón 5 y 6, respectivamente. Considerando que las dovelas entre ejes 2 a 5 se comportan como un elemento

continuo al concluir la construcción de los tramos de concreto, los extremos mencionados se encuentran en voladizo como un elemento de unión para el tramo central, creciendo el voladizo de acero a partir de la dovela D10 ejerciéndose presión en la zona hasta la conclusión del cierre central. El incremento del esfuerzo por el avance del voladizo también se explica por ejemplo, si al finalizar la colocación de la D10-5d se obtienen deflexiones del orden de 3.85 cm y en la conclusión del tirante T19 con la DM18 el valor de la deflexión se reduce a 1.71 cm, prácticamente la mitad del inicial en un tramo de 220 m. En el caso del patín inferior, el estado inicial en la mayoría de los puntos de control es en tensión, y conforme se colocan los cables de cierre y continuidad, el esfuerzo se reduce pasando a compresión en la mayor parte de los puntos de control, y las zonas que quedan en tensión reducen su valor a 12 kg/cm². Los esfuerzos en el patín inferior asociados a la colocación del tirante T19 no muestran mayor incremento.

De este modo, con los valores de esfuerzo anteriormente descritos, se encuentran por debajo de lo expresado por AASHTO para elementos de concreto sin acero de presfuerzo. Comparando con lo expresado en el ACI358.1R-92 y la “*Guide Specification for Design and Construction of Segmental Concrete Bridge*” del AASHTO-1999, que indica los límites para elementos presfuerzados y contruidos de forma segmentada, se encontró que para esfuerzos de compresión el estado final es prácticamente la mitad del límite establecido (200 a 220 kg/cm²) y en tensión representan menos del 30 % del valor indicado por cualquiera de estas normas. Por lo anterior se consideran adecuados los resultados obtenidos para las etapas de estudio.

En relación con el tramo central de acero, los resultados se calcularon conforme se avanzaba en el voladizo de los pilón 5 y 6, respectivamente. Las deflexiones se midieron con base en los nudos de control, sobre el patín superior, y los esfuerzos se midieron sobre el patín superior, inferior, así como secciones superior e inferior del alma. Las deflexiones indican que el comportamiento es de contraflecha, con un valor máximo en la dovela DM16 (de ambos frentes) de 5.64 cm y 4.88 cm, mientras que al centro, previo a la colocación de la dovela de cierre, se dan valores de 4.65 cm y 3.63 cm. Como se observa en la Figura 5.16 las deflexiones medidas no tienen un comportamiento lineal (como si sucede para el caso de peso propio+presfuerzo+tensión de la Figura 5.17), y por el contrario, la deformación mayor no corresponde al centro si no a la DM16. Lo anterior se debe a que el módulo de etapas constructivas parte de un análisis no lineal, y, por otro lado las fuerzas de tensión de los tirantes no son iguales entre sí. Por ejemplo, la fuerza de tensión en el tirante T19 a la derecha del pilón 5 es de 349.7 t, mientras que a la izquierda es de 467.7 t (33 % mayor al aplicado al tirante derecho). Estas mismas fuerzas son diferentes al mismo tirante T19 del pilón 6 (378 t para el izquierdo, y 482.9 para el derecho), por lo que no existe una simetría que asegure una distribución de fuerzas correcta. Finalmente, las deflexiones entre ambos voladizos, no son simétricas, con una diferencia al centro del claro de 1.02 cm, para un claro cercano a los 220 m (distancia entre dovelas D10-5d y DM18-5).

Comparando con el caso de combinación de peso propio+presfuerzo+tensión, las deflexiones de estas últimas son menores que las obtenidas en la última etapa del modelo. Al contrario de como se observó en los tramos 2-5 y 6-9 donde a pesar de que se obtenían valores distintos, el comportamiento era similar (en cuanto a la deformada), en el caso del tramo central las deflexiones se oponen invariablemente entre sí. Con el caso de combinación la deflexión resulta negativa con un valor de 14.5 cm, mientras que la calculada por el módulo de etapas constructivas es de en sentido positivo con un valor de 4.65 cm (la diferencia real por lo tanto sería de 19 cm aproximadamente). Un diseño basado en la combinación produciría elementos de acero quizás más gruesos, más peraltados y en su defecto impondría una mayor fuerza de tensión sobre los tirantes, así como un incremento en el diámetro de la sección transversal de estos.

Los niveles de esfuerzo en patines superior e inferior, se observan valores máximos del orden de 980 kg/cm^2 y 256 kg/cm^2 , sobre el patín superior e inferior, para el voladizo en el frente del pilón 5, mientras que en las secciones superior e inferior del alma se alcanzan máximos del orden de 660 kg/cm^2 y 391 kg/cm^2 , respectivamente (valores similares se calcularon por el programa para el frente del pilón 6). Estos esfuerzos se compararon con los permisibles para el acero en flexión tipo A50 con una resistencia a la fluencia de 3520 kg/cm^2 , y por lo tanto el límite tomado fue de $0.66F_y$, dando 2320 kg/cm^2 , de forma tal que ninguno de los valores arrojados por el programa al término del proceso constructivo es superior al indicado. En forma general, al igual que la deformada obtenida en las deflexiones para este tramo, la distribución de esfuerzo resulta similar, lo que puede asociarse a la no linealidad propia del módulo de SAP2000 empleado.

Finalmente se pueden desprender de forma somera las siguientes conclusiones:

- Existe una diferencia importante y natural entre modelar una estructura de forma simple (con combinaciones donde se suma de forma lineal las cargas impuestas) a hacerlo empleando un módulo de proceso constructivo en el que se tengan en cuenta los efectos del flujo plástico, contracción, y relajamiento de los materiales. La diferencia obtenida entre un caso y otro, brindara un diseño conservador, o en su defecto, un diseño que contemple la situación real del momento en que se construya la obra;
- Los efectos del flujo plástico, contracción, y relajación, necesariamente tendrán un efecto mucho más significativo a niveles de largo plazo del orden de 10000 días (por ejemplo), que para niveles de tiempo mucho menores;
- La modelación por proceso constructivo brinda la posibilidad al usuario de obtener o medir valores de deformación, esfuerzo, elementos mecánicos, etc., en diferentes etapas del proceso de construcción, lo que a su vez permite tomar en cuenta modificaciones que se hagan antes, durante, y posterior a la construcción de la estructura;
- Los tramos de concreto del puente El Baluarte en el estado final se encuentran con una deformada parcial de contraflecha. Sin embargo, una vez se coloquen las cargas de servicio (pavimento, parapetos, barandales de defensa, luminarias, etc.) podrá alcanzarse la rasante de diseño esperada;
- Los niveles de esfuerzo en el concreto, en tensión o compresión, se encuentran por debajo de lo indicado por la norma AASHTO-2004 para concreto sin presfuerzo, y de la norma del ACI358.1R-92, y AASHTO-1999, para elementos postensados y construidos de forma segmentada;
- El tramo central del puente muestra una deformada con valores de deflexión positiva (contraflecha), que como el caso de los tramos laterales, podrá reducirse con la imposición de las cargas de servicio. La deformada máxima no se encuentra al centro del claro producto de la no-linealidad del módulo de SAP2000;
- Los esfuerzos registrados en las dovelas de acero se encuentran por debajo del límite permisible (2320 kg/cm^2 para A50), lo que no pone en peligro el comportamiento de la estructura;

6.3 RECOMENDACIONES

Del presente trabajo es posible indicar las siguientes recomendaciones:

- Modelar con elementos tipo sólidos las zonas de concentración de esfuerzos como son:
 - La sección de conexión *tirante-mogote-diafragma* de las dovelas de concreto que reciben al tirante. En la misma es posible incluir previamente las fuerzas de tensado de las barras de acero de alta resistencia que van sobre el mogote de concreto;
 - La sección de conexión diafragma-pieza puente (con o sin sostén de losa inferior) en la que se incluya la placa de conexión que va sobre la cara interna del diafragma de concreto, así como los pernos de cortante;
 - La sección de conexión tirante-trabe maestra;
 - La sección de conexión pilón-tirante (sobre el mástil)
- Durante el proceso constructivo del puente colocar un sistema de monitoreo del comportamiento del puente, como puede ser nivel de esfuerzos, deflexiones, desplazamientos, temperatura, velocidad del viento en el sitio, nivel de tensión en los tirante, etc. Las secciones a monitorear pueden ser las estudiadas aquí, como patín superior e inferior de dovelas de concreto y acero, los tirantes, la base de pilas y pilones (por el desplazamiento).
- En la conclusión del puente dejar un sistema de monitoreo continuo que estime el comportamiento del puente durante su vida útil, así como la aplicación de pruebas de vibración ambiental, de carga o dinámicas para estimar sus propiedades dinámicas.

REFERENCIAS

AASHTO, "Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges-1999", Second Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C., 1999, 77 pp.

AASHTO, "Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges-2003 *Interim*", Second Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C., 1999, 77 pp.

ACI-209, "Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures", Reported by ACI Committee 209, 1992, 47 pp.

ACI 358.1R-92, "Analysis and Design of Reinforced and Prestressed Concrete Guideway Structures", Reported by ACI Committee 358, American Concrete Institute, September 1st, 1992, 35 pp.

Abbas, Sajid, "Nonlinear Geometric, Material and Time Depend Analysis of Segmentally Erected, Three Dimensional Cable Stayed Bridge", Ph.D. Thesis, University of California at Berkeley, California USA, September 1993, 46-66 pp.

Abbas, Sajid, "Nonlinear Analysis of Segmentally Erected Reinforced and Prestressed Concrete Cable Stayed Bridges", Report No. UCB-90/24, Department of Civil Engineering, University of California Berkeley, California USA, October 1990, 41-47 pp

Angulo, et. al., "Manual de Diseño de Estructuras Prefabricada y presforzadas", ANNIPAC-II, México D. F., 2000, 175 pp.

Ansel C. U., "Stresses in Plates and Shells", Second edition, McGraw Hill, Singapore, 495 pp.

Atrushi D., "Tensile and Compressive Creep of Early Age Concrete: Testing and Modelling", Doctoral Thesis, Department of Structural Engineering, The Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway, March 2003.

Boresi, A., Schmidt, R., "Advanced Mechanics of Materials", John Wiley & Sons, Inc., Printed in the United States of America, 2003, 104-147 pp.

Branson, D. E., and Christiason, M., L., "Time Depend Concrete Properties Related to Design", Symposium of Creep and Shrinkage and Temperature Effects, ACI Special Publication SP-27, Detroit 1971.

CEB, "CEB-FIP Model Code 1990", Euro-International Committee for Concrete and International Federation for Prestressing, Ed. Thomas Telford Services, Great Britain, 1991, 462 pp.

CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE, Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA, September 2004, 409 pp.

Chandrupatla T. y Belegundu, "Introducción al Estudio del Elemento Finito en Ingeniería", 2^a Edición, Prentice Hall, México 1999, 2-18 pp.

Choi W., "Flexural Behavior of Prestressed Girder with High Strength Concrete", Doctoral Thesis, Faculty of North Carolina State University, Raleigh, North Carolina, 2006.

Collins P. M. and Mitchell, D., "Prestressed Concrete Structures", Prentice Hall Inc., New Jersey, USA, 1991, 753 pp.

Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), Normales Climatologicas, Durango, Durango, Periodo: 1981-2000.

Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), Normales Climatologicas, Mazatlan, Sinaloa, Periodo: 1981-2000.

Cook and Young, "Advanced Mechanics of Materials", Macmillan Publishing Company, Printed in the United States of America, 1985, 539 pp.

Freyssinet, E., "Une révolutuion dans les techniques du betón", París, Eyrolles, 1936, 118 pp.

Forcada I., "Propuesta de Normas para Puentes de Trabes Cajón", Tesis de Licenciatura, Escuela Nacional de Estudios Superiores, Unidad Acatlan, UNAM.

Gauthier. Y., "Interaction Between Design and Construction for Cable Stayed Bridges", Europe Etudes Gecti.

Gonzalez y Robles, "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", 2ª Edición, Editorial Limusa, México D. F., 1990, 29-45 pp.

Ito Manabu, et. al., "Cable Stayed Bidges, Recent Developments and their Future", Proceedings of the Seminar, Yokohama, Japan, 10-11 December 1991, 437 pp.

Leonhardt F., "Prestressed concrete: Design and Construction", Second Edition, Wilhelm Erns & Sohn, Berlin Munich, 1964, 46-68 pp.

Leonhardt F., "Estructuras de Hormigon Armado: Hormigon pretensado", Tomo V, Libreria el Ataneo Editorial, Argentina, Marzo de 1988, 272 pp.

Mathivat J., "Construcción de Puentes de Hormigón Pretensado por Voladizos Sucesivos", Editores Técnicos Asociados, S. A, Maignón 26, Barcelona -24, España, 1980, 399 pp.

Nilson A., "Desing of Prestressed Concrete", John Wiley & Sons, Republic of Singapore, 1978, 581 pp.

Neville A. M., "Creep of Concrete: Plain, Reinforced, and Prestressed", North-Holland Publishing Company-Amsterdan, 1970, 618 pp.

Newhouse Ch., "Desing and Behavior of Precast, Prestressed Girders Made Constinuuous-and Analytical and Experimental Study", Doctoral Thesis, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg Virginia, April 21 2005.

Torre L. A., "Procedimientos Constructivos de Puentes Atirantados", Tesis de Licenciatura, Campus Acatlan, UNAM, Edo. de México, 2000.

Podolny and Scalzi, "Construction and Design of Cable Stayed Bridges", John Wiley & Sons, Inc., USA, 1976, 503 pp.

Podolny and Muller, "Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges", John Wiley & Sons, Inc., USA, 1982, 559 pp.

Pozos A., "Aspectos Básicos en el Diseño y Análisis de Puentes Atirantados", Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2004.

PCI. 1977, "Volume Changes in Precast Concrete Structures", PCI Journal, Vol. 22, No. 5, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, September-October, 1977.

PCI. 1975, "Recommendations for Estimating Prestress Losses", PCI Journal, Vol. 20, No. 4, Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, July-August, 1975.

Robles J. R., "Principios Básicos del Método del Elemento Finito, Aplicado a la Ingeniería Civil", Facultad de Ingeniería, Tesis de Licenciatura, UNAM, México D. F. , 2004, 19-29 pp.

Salmon and Wang Chu-Kia, "Reinforced Concrete Design", Addison Wesley Longman, Inc., 1998.

Šmerda and Křístek, "Creep and Shrinkage of Concrete Elements and Structures", Elsevier Science Publishing Company, Inc., Printed in Prague, Czechoslovakia, 1978, 116-122.

Tadros, M., et. al., "Prestress Losses in Pretensioned High-Strength Concrete Bridge Girder", NCHRP, Report 496, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D. C., 2003, www.TRB.org, 73 pp.

Takács P., "Deformations in Concrete Cantilever Bridges: Observations and Theoretical Modelling", Doctoral Thesis, Department of Structural Engineering, The Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway, March 2002.

Walther R., et. al., "Cable Stayed Bridges", Thomas Telford Ltd, London,. Great Britain, 1988.

Wilson E. L., "Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures", Computers and Structures, Third Edition, Inc. Berkeley, California, USA, January 2002.

APÉNDICE A

VERIFICACIÓN DEL MODELO POR PESO

A.1 INTRODUCCIÓN

Como parte del proceso de evaluación y valoración de los resultados para demostrar que estos son lo suficientemente aproximados a lo que se podría obtener durante el proceso constructivo (real) y en el proyecto (estimado), se verificó el modelo por peso propio. A partir de los planos de proyecto se obtuvieron los pesos de cada elemento (constituido de acero, concreto, y acero de refuerzo) y se compararon de forma aproximada con los pesos obtenidos a partir de los elementos constituyentes del modelo matemático. Conviene aclarar que en aquellos elementos en los cuales se tenía el dato del acero de refuerzo, el peso volumétrico del concreto (γ_c) fue de 2.20 t/m³ para el proyecto y 2.40 t/m³ para modelo, y en los cuales no se tuviese el dato del acero de refuerzo se calculó con un peso volumétrico de 2.20 t/m³.

En el presente apartado, se muestran los resultados obtenidos para la verificación por peso, en elementos tipo como las dovelas de concreto, acero, las piezas puente, las travesaños cabezales e intermedias, las pilas, el sistema de piso, y los pilones, evaluando en un primer modo su peso en forma aislada y posteriormente en forma de conjunto.

Las verificación está asociada a la modelación matemática del tramo 2 a 9 del puente el Baluarte, dado que es en esta zona donde se da el comportamiento global del atirantado (los tramos 1-2, 9-10, y 10-11, son estructuras en doble voladizo, que únicamente funcionan como zonas de acceso).

A.2 DOVELAS DE CONCRETO Y DOVELAS DE PILA

Para mayor entendimiento de los datos mostrados, es preciso indicar que según proyecto, el cadenamiento del puente va de Durango a Mazatlán, por lo que los sentidos, izquierdo y derecho de cada lado son como los indicados en la figura A.1.

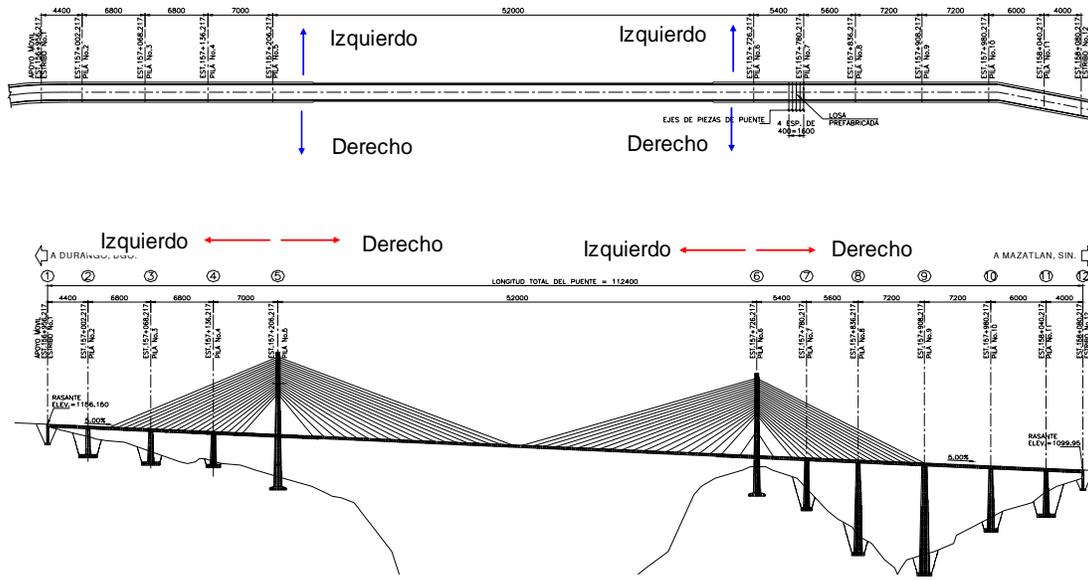


Figura A.1 Sentido de configuración del puente

Por otra parte, la diferencia porcentual entre proyecto y modelo, siempre se hará en relación al primero.

De los planos de las dovelas que conforman los dobles voladizos de los tramos 2-3, 3-4, 4-5, se obtuvieron los datos indicados en estos, y posteriormente se calculó el valor promedio (del tramo 2-5) y con éste último se estimó el peso del tramo 6-9; con estos datos fue posible comparar con el modelo (para el tramo 5-6 se tomaron en cuenta las dovelas D1 a D10 que se localizan a la derecha e izquierda de los pilones 5 y 6 de forma respectiva, los cuales son de concreto reforzado). Con lo anterior, en la tabla A.1 se muestran los volúmenes y pesos de cada dovela (tramo 2-5), así como los que corresponden a las dovelas de pila del tramo mencionado.

Tabla A.1.- Volúmenes y pesos de dovelas de concreto para el tramo 2-5

Dovela	Concreto (m³)	Acero (kg)	Concreto (kg)	Total (kg)
DP-2	41	13507	90200	103707
D1-d2	18.3	3179	40260	43439
D2-d2	18.3	4201	40260	44461
D3-d2	18.3	4102	40260	44362
D4-d2	18.3	2486	40260	42746
D5-d2	18.3	3393	40260	43653
D6-d2	18.3	2404	40260	42664
D7-d2	18.3	2137	40260	42397
D8-d2	18.3	2258	40260	42518
DC-23	18.3	2341	40260	42601
D7-i3	17.7	3408	38940	42348
D6-i3	18.3	2556	40260	42816
D5-i3	17.7	3810	38940	42750
D4-i3	17.7	4130	38940	43070
D3-i3	18.4	4016	40480	44496
D2-i3	16.1	4157	35420	39577
D1-i3	17.1	3367	37620	40987
DP-3	44.3	13798	97460	111258
D1-d3	17.1	3367	37620	40987
D2-d3	16.1	4157	35420	39577
D3-d3	18.4	4016	40480	44496
D4-d3	17.7	4130	38940	43070
D5-d3	17.7	3810	38940	42750
D6-d3	18.3	2556	40260	42816
D7-d3	17.7	3408	38940	42348
DC-34	18.3	1937	40260	42197
D8-i4	17.7	2278	38940	41218
D7-i4	17.7	2158	38940	41098
D6-i4	17.7	2278	38940	41218
D5-i4	18.3	3241	40260	43501
D4-i4	18.3	4107	40260	44367
D3-i4	18.3	3953	40260	44213
D2-i4	19.8	3746	43560	47306
D1-i4	18.3	2986	40260	43246
DP-4	40.7	13887	89540	103427
D1-d4	18.3	2986	40260	43246
D2-d4	19.8	3746	43560	47306
D3-d4	18.3	3953	40260	44213
D4-d4	18.3	4107	40260	44367
D5-d4	18.3	3241	40260	43501
D6-d4	17.7	2278	38940	41218
D7-d4	17.7	2158	38940	41098
D8-d4	17.7	2278	38940	41218
DC-45	18.3	1937	40260	42197
D7-i5	18.3	2256	40260	42516
D6-i5	18.3	3694	40260	43954
D5-i5	18.3	3794	40260	44054
D4-i5	18.3	3724	40260	43984
D3-i5	18.3	4085	40260	44345
D2-i5	19.7	3808	43340	47148
D1-i5	21	3814	46200	50014
DP-5	59.2	17276	130240	147516
D1-d5	21	3814	46200	50014
D2-d5	19.7	3808	43340	47148
D3-d5	18.3	4085	40260	44345
D4-d5	18.3	3724	40260	43984
D5-d5	18.3	3794	40260	44054
D6-d5	18.3	3694	40260	43954
D7-d5	18.3	2256	40260	42516
D8-d5	17.7	3743	38940	42683
D9-d5	25.7	3464	56540	60004
D10-d5	27.8	6133	61160	67293

Con el valor promedio obtenido y con el calculado de una dovela tipo del modelo se puede comparar los elementos de una sola dovela, como se indica en la tabla A.2.

Tabla A.2.- Comparación de dovelas

Caso	V con (m ³)	W con (t)	W acero (t)	W total (t)	Dif %
Proyecto	18.5	40.7	3.35	44.05	
Modelo	18.14	43.536	-	43.536	1.18

Procediendo del mismo modo, para las dovelas de pila se tendría entonces lo indicado en la tabla A.3.

Tabla A.3.- Comparación de dovelas de pila

Caso	Dov. Pila	V con (m ³)	W con (t)	W acero (t)	W total (t)	Dif %
Proyecto	2	41.0	90.2	13.507	103.71	-8.6
Modelo		47.3	113.4	-	113.42	
Proyecto	3	44.3	97.5	13.8	111.26	-4.2
Modelo		48.4	116.1	-	116.11	
Proyecto	4	40.7	89.5	13.8	103.34	-10.7
Modelo		48.2	115.7	-	115.70	
Proyecto	5	59.2	130.2	17.3	147.54	-4.4
Modelo		64.3	154.3	-	154.27	
Proyecto	6	59.2	130.2	17.28	147.52	-5.4
Modelo		65.0	155.9	-	155.93	
Proyecto	7	35.6	78.3	13.22	91.54	-12.8
Modelo		43.7	104.9	-	104.93	
Proyecto	8	35.6	78.3	13.2	91.52	-12.8
Modelo		43.7	104.9	-	104.93	
Proyecto	9	50.4	110.9	17.4	128.28	14.0
Modelo		46.9	112.5	-	112.51	

En general, las dovelas de pila del modelo resultan más pesadas que las del proyecto, pero es adecuado pensar que la evaluación del comportamiento se realizó de forma conjunta y no individual. Considerando que las dovelas de concreto son 110 elementos por cada lado (220 total), y sumando ambos conjuntos de elementos (dovelas de los dobles voladizos y las DP's) para comparar proyecto con modelo se tiene lo indicado en la tabla A.4.

Tabla A.4.-Comparación entre conjuntos

Caso	W tot (t)	Dif %
Proyecto	11540.41	0.06
Modelo	11533.53	

Esta diferencia es prácticamente despreciable ya que existe una gran aproximación del modelo con el proyecto, aclarando que del modelo se tomaron los datos para una dovela tipo, siendo necesario decir que existe variación en los espesores de los patines inferiores (en las dovelas 1, 2 y 3 de entrada y salida de cada claro) como se indica en proyecto, y otra variación debida a las zonas donde van los bloques de anclaje, o los bloques desviadores. Sin embargo, considerando la influencia de lo anterior en el peso calculado, prácticamente se tendrían buenas aproximaciones. En el caso de las dovelas de pila, se revisaron una por una para obtener los datos de modelo.

A.3 VIGA MAESTRA Y DETALLE “A”

Como se indicó en el capítulo 3, cada tramo de la viga maestra debe ser colocado con sus tres conexiones para permitir la colocación de las piezas puente correspondientes (3 conexiones por cada lado). Por ello a la estimación del peso de la viga maestra se sumó el detalle tipo “A” que marca el proyecto. Así, en la figura A.2 se muestra el detalle mencionado, así como la nomenclatura de proyecto que se empleó para cada uno de los elementos placa que le componen. En la tabla A.5 se muestran las áreas y volúmenes de estos.

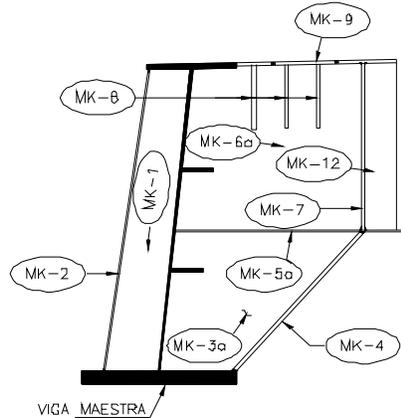


Figura A.2 Detalle tipo “A”

Tabla A.5.- Características de los elementos MK

	A (m ²)	t (m)	Vol (m ³)
MK1	0.920	0.019	0.017
MK2	1.040	0.019	0.020
MK3	1.160	0.019	0.022
MK4	0.776	0.019	0.015
MK5	0.921	0.022	0.020
MK6	1.810	0.019	0.034
MK7	0.660	0.019	0.013
*MK8	0.600	0.019	0.011
MK9	0.630	0.019	0.012
MK12	0.320	0.013	0.004

Los datos mencionados corresponden a una sola conexión, mientras que en el caso del elemento MK8 se consideró 6 veces su área dado que son 6 los atiesadores existentes. Para obtener el peso completo de las conexiones es necesario recordar que existen 3 conexiones por cada dovela de 12 m de longitud, y de estas son 36 unidades por cada lado, por lo tanto el número total de conexiones es de 216.

Para la viga maestra, en la tabla A.6 se muestran las características de proyecto por dovela y por tramo de 4 m cada uno, indicando en la misma la asociación dada entre dovelas (es decir, la DM1 es igual a la DM37, la DM2 con la DM36, etc.)

Tabla A.6.- Características de proyecto de la viga maestra

Dovela	Sección	P. Sup.			Alma			P. Infeior			Atiesadores			Vol. /Sec. m ³
		t (m)	b (m)	Vol. (m ³)	t (m)	h (m)	Vol (m ³)	t (m)	b (m)	Vol. (m ³)	t (m)	b (m)	Vol. (m ³)	
DM1/DM37	I	0.076	0.7	0.2128	0.038	2.82	0.42864	0.114	1.5	0.684	0.032	0.25	0.064	2.78
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.114	1.5	0.684	0.032	0.25	0.064	2.44
	III	0.038	0.7	0.1064	0.022	2.4	0.2112	0.114	1.5	0.684	0.032	0.25	0.064	2.13
DM2/DM36	I	0.038	0.7	0.1064	0.022	2.4	0.2112	0.114	1.5	0.684	0.032	0.25	0.064	2.13
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.114	1.5	0.684	0.032	0.25	0.064	2.44
	III	0.038	0.7	0.1064	0.022	2.4	0.2112	0.102	1.5	0.612	0.032	0.25	0.064	1.99
DM3/DM35	I	0.038	0.7	0.1064	0.022	2.4	0.2112	0.102	1.5	0.612	0.032	0.25	0.064	1.99
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.102	1.2	0.4896	0.032	0.25	0.064	2.05
	III	0.038	0.7	0.1064	0.022	2.4	0.2112	0.102	1.2	0.4896	0.032	0.25	0.064	1.74
DM4/DM34	I	0.038	0.7	0.1064	0.022	2.4	0.2112	0.102	1.2	0.4896	0.022	0.25	0.044	1.70
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.102	1.2	0.4896	0.022	0.25	0.044	2.01
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.089	1.2	0.4272	0.022	0.25	0.044	1.52
DM5/DM33	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.089	1.2	0.4272	0.022	0.25	0.044	1.52
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.089	1.2	0.4272	0.022	0.25	0.044	1.88
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.089	1.2	0.4272	0.022	0.25	0.044	1.52
DM6/DM32	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.089	1.2	0.4272	0.022	0.25	0.044	1.52
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.089	1.2	0.4272	0.022	0.25	0.044	1.88
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.076	1.2	0.3648	0.022	0.25	0.044	1.40
DM7/DM31	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.076	1.2	0.3648	0.022	0.25	0.044	1.40
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.076	1.2	0.3648	0.022	0.25	0.044	1.76
	III	0.038	0.7	0.1064	0.02	2.4	0.192	0.076	1.2	0.3648	0.022	0.25	0.044	1.41
DM8/DM30	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.076	1.2	0.3648	0.022	0.25	0.044	1.40
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.076	1.2	0.3648	0.022	0.25	0.044	1.76
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.064	1.2	0.3072	0.022	0.25	0.044	1.28
DM9/DM29	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.064	1.2	0.3072	0.022	0.25	0.044	1.28
	II	0.038	0.7	0.1064	0.038	2.4	0.3648	0.064	1.2	0.3072	0.022	0.25	0.044	1.64
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.064	1.2	0.3072	0.022	0.25	0.044	1.28
DM10/DM28	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.064	1.2	0.3072	0.022	0.25	0.044	1.28
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.064	1.2	0.3072	0.022	0.25	0.044	1.76
	III	0.038	0.7	0.1064	0.02	2.4	0.192	0.064	1.2	0.3072	0.022	0.25	0.044	1.30
DM11/DM27	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.064	1.2	0.3072	0.022	0.25	0.044	1.28
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.064	0.9	0.2304	0.022	0.25	0.044	1.61
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.064	0.9	0.2304	0.022	0.25	0.044	1.13
DM12/DM26	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.064	0.9	0.2304	0.022	0.25	0.044	1.13
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.064	0.9	0.2304	0.022	0.25	0.044	1.61
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.98
DM13/DM25	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.98
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	1.46
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.98
DM14/DM24	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.98
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	1.46
	III	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.98
DM15/DM23	I	0.038	0.7	0.1064	0.019	2.4	0.1824	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.98
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	1.46
	III	0.038	0.7	0.1064	0.016	2.4	0.1536	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.92
DM16/DM22	I	0.038	0.7	0.1064	0.016	2.4	0.1536	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.92
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	1.46
	III	0.038	0.7	0.1064	0.016	2.4	0.1536	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.92
DM17/21	I	0.038	0.7	0.1064	0.016	2.4	0.1536	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.92
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	1.46
	III	0.038	0.7	0.1064	0.016	2.4	0.1536	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.92
DM18/DM20	I	0.038	0.7	0.1064	0.016	2.4	0.1536	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.92
	II	0.038	0.7	0.1064	0.044	2.4	0.4224	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	1.46
	III	0.038	0.7	0.1064	0.016	2.4	0.1536	0.044	0.9	0.1584	0.022	0.25	0.044	0.92
DM19		0.038	0.7	0.0532	0.016	2.4	0.0768	0.044	0.9	0.0792	0.022	0.25	0.022	0.23

En las tablas A.7 y A.8 se muestran los resultados del proyecto respecto al modelo, para cada elemento (detalle A y viga maestra) y posteriormente el conjunto de elementos.

Tabla A.7.- Comparación entre elementos, viga maestra y detalle "A"

<i>Viga Maestra</i>				<i>Detalle "A"</i>			
Caso	V acero (m ³)	W total (t)	Dif %	Caso	V acero (m ³)	W total (t)	Dif %
Proyecto	160.62	1260.87	-12.37	Proyecto	0.169	286.56	-4.52
Modelo	183.3	1438.91		Modelo	0.177	300.12	

Tabla A.8.- Comparación entre conjuntos

Caso	W total (t)	Dif %
Proyecto	1547.42	
Modelo	1739.03	-11.02

La diferencia mostrada indica un mayor peso de los elementos del modelo, lo cual se debe a que la altura del alma de la viga maestra varió respecto al proyecto por ajuste dimensional con relación a las dovelas de concreto en el modelo. Por esta causa, los elementos que conforman el detalle "A" crecieron respecto al incremento del alma; como ejemplo de esto se encuentra el MK2 que funciona como arriostre entre los extremos de los patines superior e inferior de la viga maestra, y el MK8 que es un atiesador vertical que en el modelo se tomó como una sección rectangular cuando en el proyecto una de las esquinas cuenta con un corte.

A.4 PIEZAS PUENTE CON SOSTÉN Y SIN SOSTÉN

Para este punto se calcularon los volúmenes y pesos de cada elemento constituyente de la pieza puente (con y sin sostén de losa inferior) y después se compararon con los obtenidos en el modelo. En este apartado se ha tomado en cuenta el peso de los travesaños que unen las piezas puente longitudinalmente y que también dan soporte a las losas prefabricadas. Cabe aclarar que se recalcularon los valores de volúmenes de acero de la pieza puente y los travesaños indicados en los planos de proyecto.

En las tablas A.9 y A.10 se muestran los volúmenes para cada pieza puente tipo. Posteriormente se evaluó la suma de los dos conjuntos para comparar entre el proyecto y el modelo (tabla A.11), recordando que existen para el tramo de estudio 62 piezas puente con sostén, y 156 piezas puente sin sostén.

Tabla A.9.- Valores para Pieza puente con sostén de losa inferior

Caso	V acero (m ³)	W travesaño (t)	W total (t)	Dif %
Proyecto	1.38	0.25	11.08	2.17
Modelo	1.35	0.25	10.85	

*la estimación solo se muestra para un elemento

Tabla A.10.- Valores para Piezas puente sin sostén de losa inferior

Caso	V acero (m ³)	W travesaño (t)	W total (t)	Dif %
Proyecto	0.664	0.25	5.46	-4.13
Modelo	0.694	0.25	5.70	

*la estimación solo se muestra para un elemento

Tabla A.11.- Comparación entre conjuntos

Caso	W total (t)	Dif %
Proyecto	1539.28	
Modelo	1561.42	-1.42

Aún cuando en un principio la tabla A.10 muestra que existe una diferencia hasta del 4 %, una vez sumadas y evaluadas en conjunto las piezas puente y los travesaños, la diferencia se reduce a poco menos del 1.5 % que permite omitirlas en términos del peso de todo el puente.

A.5 LOSAS PREFABRICADAS

El proyecto del puente “El Baluarte”, en el concepto de las losas que conforman el sistema de piso, indica hasta la utilización de 8 diferentes tipos, mientras que en el modelo, por facilidad únicamente se tiene en cuenta un tipo general. Por esto, primero se obtuvieron los volúmenes y pesos de las losas tipo (indicadas en proyecto), y después se calculó un valor promedio para comparar con el modelo. En la tabla A.12 se muestran las características de las losa tipo.

Tabla A.12.- Características de losas prefabricadas, según proyecto

Tipo	Wacero (t)	Vcon (m ³)	Wcon (t)	Wtot_m (t/m)*	Wtotal (t)
I	0.858	3.6	7.92	2.09	32.60
II	0.985	4.0	8.8	2.33	36.34
III	0.704	2.8	6.16	1.63	25.49
IV	1.26	3.6	7.92	2.19	34.10
V	1.4	3.9	8.58	2.38	37.07
VI	1.3	2.9	6.27	1.80	28.12
VII	1.78	3.6	7.92	2.31	36.03
VIII	1.3	3.7	8.03	2.22	34.65

Se desprende que el valor promedio del peso de una losa es de 33.05 t. De este modo en la tabla A.13 se muestran los valores obtenidos para el modelo y la comparación con proyecto.

Tabla A.13.- Comparación entre losas de proyecto y modelo

Caso	W _{prom.loso} (t)	No. Losas	W total (t)	Dif %
Proyecto	33.05	283	9353.15	
Modelo	34.65	262	9078.3	3.03

En el número de losas se han contemplado las losas superiores y aquéllas que van por debajo en los tramos que así lo indica el proyecto. Por otra parte, la longitud de proyecto de la losa es de 15.60 m, mientras que para el modelo fue de 14.80 m (por cuestiones de dimensionamiento), por lo que el valor mostrado de 34.65 t corresponde a un ajuste lineal asociado al claro de proyecto, dado que el peso real de cada tramo de losa fue de 33.05 t (para $L=14.08$ m, con $t=23$ cm).

En relación con el menor número de losas en el modelo, esto se puede explicar dado que se omitieron aquellas losas que van entre las dovelas de pila y sus adyacentes (D1i, D1d), sucediendo lo mismo para las losas inferiores (en los tramos asociados). La omisión se debe a que entre una pieza puente y otra existen el mismo número de nodos por lo que pueden colocarse las losas asegurando la continuidad, pero en el caso de las losas que van de una pieza puente a la dovela de pila y su trabe cabezal asociada, esta última no cuenta con el mismo número de nodos, y no permitía mantener la continuidad en todos los nudos de la pieza puente (siendo además, que esta última se modeló con la pendiente transversal de proyecto, y la trabe cabezal no).

A.6 PILAS, TRABES CABEZALES E INTERMEDIAS

En este apartado se mencionaran primero los valores obtenidos para cada tipo de elemento y posteriormente la evaluación en grupo, que correspondería a la suma del peso de la trabe cabezal, las trabes intermedias y la pila misma. En las tablas A.14, A.15 y A.16 se indican los valores obtenidos por separado, y en la A.17 se muestran los obtenidos por conjunto.

Tabla A.14.- Trabes cabezales

Trabe	Caso	W total (t)	Dif. %
2	Proyecto	268.78	-4.603
	Modelo	281.75	
3	Proyecto	268.78	-4.603
	Modelo	281.75	
4	Proyecto	268.78	-4.603
	Modelo	281.75	
7	Proyecto	268.78	-4.603
	Modelo	281.75	
8	Proyecto	268.78	-4.603
	Modelo	281.75	
9	Proyecto	305.24	-4.076
	Modelo	318.21	

Tabla A.15.- Trabes Intermedias

Trabe	Caso	W total (t)	Dif. %
2	Proyecto	220.42	0.000
	Modelo	220.42	
3	Proyecto	440.84	0.000
	Modelo	440.84	
4	Proyecto	357.8	0.000
	Modelo	357.8	
7	Proyecto	313.6	0.000
	Modelo	313.6	
8	Proyecto	782.64	0.000
	Modelo	782.64	
9	Proyecto	1248.54	0.000
	Modelo	1248.54	

Tabla A.16.- Pilas

Pila	Caso	W total (t)	Dif. %
2	Proyecto	1582.27	-9.154
	Modelo	1741.70	
3	Proyecto	2395.63	-30.908
	Modelo	3467.30	
4	Proyecto	2042.26	-3.023
	Modelo	2105.93	
7	Proyecto	2452.40	-4.474
	Modelo	2567.25	
8	Proyecto	5656.03	-3.660
	Modelo	5870.91	
9	Proyecto	8267.70	-0.651
	Modelo	8321.89	

Los pesos estimados de proyecto y modelo para las trabes intermedias se consideraron iguales, dado que estas son de sección maciza y permitía definirlos en el modelo como elementos tipo *barra*, por lo que no existe variación en su peso. En la estimación de volúmenes de proyecto de las pilas 2, 3, 4, 7, 8, y 9 es fácil restar los espesores de las paredes perpendiculares al elemento en

estudio (y no tomar dos veces este volumen), pero en el caso del modelo, esto no es posible porque los nudos de los elementos *placa* están dibujados a ejes del espesor de cada pared (según proyecto) y de ahí las diferencias. Para la pila 3 se incrementa aún más porque los espesores de las paredes son iguales tanto transversalmente como longitudinalmente y de hecho son los mayores que existen en el proyecto ($t= 100$ cm).

Tabla A.17.- Comparación entre conjuntos

Pila	Caso	W total (t)	Dif. %
2	Proyecto	2071.47	-7.683
	Modelo	2243.87	
3	Proyecto	3105.25	-25.887
	Modelo	4189.89	
4	Proyecto	2668.84	-2.791
	Modelo	2745.48	
7	Proyecto	3034.78	-4.042
	Modelo	3162.60	
8	Proyecto	6707.45	-3.285
	Modelo	6935.30	
9	Proyecto	9821.48	-0.679
	Modelo	9888.64	

A.7 PILONES

Para los pilones se consideró adecuado tomar en el conjunto a las traveses cabezales correspondientes (la T5 y T6), siendo únicamente este elemento el que aportó acero de refuerzo, mientras que en los elementos restantes no se cuenta con este dato. En la tabla A.18 se muestra en forma general la suma de pesos de los elementos que componen un pilón (base, diagonales superiores e inferiores, y mástil) y las comparaciones con el modelo.

Tabla A.18.- Comparación de conjuntos para pilones 5 y 6

Pilon	Caso	W total (t)	Dif. %
5	Proyecto	9171.8	5.1
	Modelo	8723.2	
6	Proyecto	7837.4	3.2
	Modelo	7596.6	

A.8 COMPORTAMIENTO DE TODO EL CONJUNTO

Sumando cada uno de los elementos que aportan peso al puente se muestra la comparación siguiente entre el proyecto y modelo en la tabla A.19.

Tabla A.19.- Comparación de todo el puente

Caso	W (t)	Dif. %
Proyecto	68398.64	-1.4
Modelo	69397.82	

Como ya se venía observando, conforme se van añadiendo más elementos al conjuntos las diferencias porcentuales se ven reducidas, lo cual como se mencionó en un principio, es adecuado, considerando que los elementos en cuestión trabajan en forma grupal y no aislada. En el dado caso que se pretenda evaluar o estimar el comportamiento de un elemento en forma particular, probablemente se podrá proyectar un elemento más detallado, en el cual se conocerán ya de antemano los elementos mecánicos asociados a este.

Como ejemplo de lo anterior podrían tomarse en cuenta las conexiones entre tirantes y dovelas, donde, en el caso de las dovelas de concreto, se proyectaría modelar las barras de presfuerzo indicadas en proyecto (que pasan por el diafragma medio, y que proporcionan el soporte necesario al mogote de concreto superior, así como al bloque de anclaje que pasa por debajo del patín superior), o bien, adecuar y considerar todos los elementos *placa* asociados a la conexión de tirante con las dovelas de acero o vigas maestras, que en su momento, por el mismo detallado, se omitieron.

Con base en la estimación del modelo por peso, mostrada en la tabla A.19 se puede indicar que el modelo es adecuado en relación a lo propuesto en proyecto, y confirma que la configuración geométrica y discretización de elementos adoptada en el modelo fue del todo adecuada. Las diferencias encontradas en las comparaciones individuales o grupales de los distintos elementos, fueron explicadas en su mayoría, permiten concluir que por este concepto (verificación por peso) el modelo proporcionará resultados con poco o relativo margen de error, mismo que puede reducirse en un futuro, con la evaluación del comportamiento de las distintos elementos en forma aislada.

APÉNDICE B

FASES DEL PROYECTO Y RESULTADOS

B.1 SECUENCIA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

Se indica el proceso constructivo empleado e ingresado en el modelo matemático de SAP2000 conforme al módulo de Etapas Constructivas. Inicialmente se indica la nomenclatura correspondiente.

Caso=ProcConstructivo **Etapa=1** Duración=66 Comentario=P2CompletaP3-P9
Casos de carga: muerta+presfuerzo+presfuerzo
Tiempo acumulado: 66

Caso=ProcConstructivo **Etapa=2** Duración=12 Comentario=P3Completa P4-P9
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 78

Caso=ProcConstructivo **Etapa=3** Duración=6 Comentario=P4Completa P4-P9
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 84

Caso=ProcConstructivo **Etapa=4** Duración=6 Comentario=P7Completa P5-P9
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 90

Caso=ProcConstructivo **Etapa=5** Duración=4 Comentario=D2-2/D3-1
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 94

Caso=ProcConstructivo **Etapa=6** Duración=8 Comentario=1 etapa Pilón 5 y 6
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 102

Caso=ProcConstructivo **Etapa=7** Duración=4 Comentario=D2-3/ D3-Cargar
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 106

Caso=ProcConstructivo **Etapa=8** Duración=2 Comentario=D3-2
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 108

Caso=ProcConstructivo **Etapa=9** Duración=6 Comentario=D2-4
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 114

Caso=ProcConstructivo **Etapa=10** Duración=6 Comentario=D3-3
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 120

Caso=ProcConstructivo **Etapa=11** Duración=6 Comentario=D2-5
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 126

Caso=ProcConstructivo **Etapa=12** Duración=6 Comentario=D3-4
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 132

Caso=ProcConstructivo **Etapa=13** Duración=4 Comentario=D2-6
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 136

Caso=ProcConstructivo **Etapa=14** Duración=2 Comentario=D3-5
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 138

Caso=ProcConstructivo **Etapa=15** Duración=6 Comentario=D2-7
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 144

Caso=ProcConstructivo **Etapa=16** Duración=2 Comentario=D3-6
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 146

Caso=ProcConstructivo **Etapa=17** Duración=8 Comentario=Pila8
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 154

Caso=ProcConstructivo **Etapa=18** Duración=2 Comentario=D2-8/D3-7
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 156

Caso=ProcConstructivo **Etapa=19** Duración=10 Comentario=Pila9
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 166

Caso=ProcConstructivo **Etapa=20** Duración=2 Comentario=D4-1/P5-2/P6-2
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 168

Caso=ProcConstructivo **Etapa=21** Duración=6 Comentario=DC23/D2-8/D3-7 cargar
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 174

Caso=ProcConstructivo **Etapa=22** Duración=0 Comentario=CI-203/CI-204/CO-102
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 174

Caso=ProcConstructivo **Etapa=23** Duración=6 Comentario=D4-2/D8-1
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 180

Caso=ProcConstructivo **Etapa=24** Duración=6 Comentario=D5-1
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 186

Caso=ProcConstructivo **Etapa=25** Duración=4 Comentario=D4-3
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 190

Caso=ProcConstructivo **Etapa=26** Duración=2 Comentario=D8-2
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 192

Caso=ProcConstructivo **Etapa=27** Duración=4 Comentario=D5-2
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 196

Caso=ProcConstructivo **Etapa=28** Duración=2 Comentario=D4-4
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 198

Caso=ProcConstructivo **Etapa=29** Duración=2 Comentario=D8-3
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 200

Caso=ProcConstructivo **Etapa=30** Duración=6 Comentario=D5-3
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 206

Caso=ProcConstructivo **Etapa=31** Duración=4 Comentario=D4-5/D8-4
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 210

Caso=ProcConstructivo **Etapa=32** Duración=6 Comentario=D5-4
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 216

Caso=ProcConstructivo **Etapa=33** Duración=4 Comentario=D4-6
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 220

Caso=ProcConstructivo **Etapa=34** Duración=2 Comentario=D8-5
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 222

Caso=ProcConstructivo **Etapa=35** Duración=4 Comentario=P5-3/P6-3
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 226

Caso=ProcConstructivo **Etapa=36** Duración=2 Comentario=D5-5/D4-7/D9-1
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 228

Caso=ProcConstructivo **Etapa=37** Duración=6 Comentario=D8-6
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 234

Caso=ProcConstructivo **Etapa=38** Duración=2 Comentario=P5-3/P6-3 cargar
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 236

Caso=ProcConstructivo **Etapa=39** Duración=2 Comentario=D5-6/D4-8
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 238

Caso=ProcConstructivo **Etapa=40** Duración=2 Comentario=D9-2/D8-7
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 240

Caso=ProcConstructivo **Etapa=41** Duración=6 Comentario=D5-7
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 246

Caso=ProcConstructivo **Etapa=42** Duración=2 Comentario=P5-4/D4-8Load/DC34/Tprov5
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 248

Caso=ProcConstructivo **Etapa=43** Duración=0 Comentario=CI-205/CO-103
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 248

Caso=ProcConstructivo **Etapa=44** Duración=2 Comentario=D9-3
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 250

Caso=ProcConstructivo **Etapa=45** Duración=2 Comentario=D8-8/LV2
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 252

Caso=ProcConstructivo **Etapa=46** Duración=4 Comentario=P5-4 cargar
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 256

Caso=ProcConstructivo **Etapa=47** Duración=2 Comentario=DC45/D9-4/D5-7 cargar
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 258

Caso=ProcConstructivo **Etapa=48** Duración=0 Comentario=CI-206/CI-207/CO-104/105
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 258

Caso=ProcConstructivo **Etapa=49** Duración=6 Comentario=D8-8Tensan
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 264

Caso=ProcConstructivo **Etapa=50** Duración=2 Comentario=D5-8/LV3/LV4
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 266

Caso=ProcConstructivo **Etapa=51** Duración=6 Comentario=D9-5
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 272

Caso=ProcConstructivo **Etapa=52** Duración=2 Comentario=D6-1/D7-1
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 274

Caso=ProcConstructivo **Etapa=53** Duración=4 Comentario=D5-9
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 278

Caso=ProcConstructivo **Etapa=54** Duración=4 Comentario=D9-6
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 282

Caso=ProcConstructivo **Etapa=55** Duración=4 Comentario=D6-2/D7-2/D5-9 tensan
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 286

Caso=ProcConstructivo **Etapa=56** Duración=0 Comentario=T1-5
Casos de carga: Muerta+presfuerzo+tensión
Tiempo acumulado: 286

Caso=ProcConstructivo **Etapa=57** Duración=2 Comentario=D5-10
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 288

Caso=ProcConstructivo **Etapa=58** Duración=4 Comentario=D9-7
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 292

Caso=ProcConstructivo **Etapa=59** Duración=4 Comentario=D6-3/D7-3
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 296

Caso=ProcConstructivo **Etapa=60** Duración=2 Comentario=D5-10Tensan/DM1-5
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 298

Caso=ProcConstructivo **Etapa=61** Duración=0 Comentario=Retirar TProv5
Tiempo acumulado: 298

Caso=ProcConstructivo **Etapa=62** Duración=4 Comentario=D9-8
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 302

Caso=ProcConstructivo **Etapa=63** Duración=2 Comentario=D6-4/D7-4
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 304

Caso=ProcConstructivo **Etapa=64** Duración=4 Comentario=DM2-5
 Casos de carga: Muerta+tensión
 Tiempo acumulado: 308

Caso=ProcConstructivo **Etapa=65** Duración=4 Comentario=DM3-5
 Casos de carga: Muerta+tensión
 Tiempo acumulado: 312

Caso=ProcConstructivo **Etapa=66** Duración=4 Comentario=D6-5/P6-3
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 316

Caso=ProcConstructivo **Etapa=67** Duración=2 Comentario=DM4-5
 Casos de carga: Muerta+tensión
 Tiempo acumulado: 318

Caso=ProcConstructivo **Etapa=68** Duración=2 Comentario=DC89/D9-8 cargar
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 320

Caso=ProcConstructivo **Etapa=69** Duración=0 Comentario=CI-210/211/CO-108/109
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 320

Caso=ProcConstructivo **Etapa=70** Duración=2 Comentario=DM5-5
 Casos de carga: Muerta+tensión
 Tiempo acumulado: 322

Caso=ProcConstructivo **Etapa=71** Duración=6 Comentario=D6-6/DC78
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 328

Caso=ProcConstructivo **Etapa=72** Duración=0 Comentario=CI-209/CO-107
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 328

Caso=ProcConstructivo **Etapa=73** Duración=2 Comentario=DM6-5
 Casos de carga: Muerta+tensión
 Tiempo acumulado: 330

Caso=ProcConstructivo **Etapa=74** Duración=0 Comentario=D6-6 Tensan/TProv6
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo+tensión
 Tiempo acumulado: 330

Caso=ProcConstructivo **Etapa=75** Duración=4 Comentario=D6-7
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 334

Caso=ProcConstructivo **Etapa=76** Duración=4 Comentario=DM7-5
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 338

Caso=ProcConstructivo **Etapa=77** Duración=0 Comentario=LV9
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 338

Caso=ProcConstructivo **Etapa=78** Duración=4 Comentario=DM8-5
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 342

Caso=ProcConstructivo **Etapa=79** Duración=4 Comentario=DC67/D6-7 carga
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 346

Caso=ProcConstructivo **Etapa=80** Duración=0 Comentario=CI-208/CO-106
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 346

Caso=ProcConstructivo **Etapa=81** Duración=6 Comentario=DM9-5
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 352

Caso=ProcConstructivo **Etapa=82** Duración=0 Comentario=DM10-5
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 352

Caso=ProcConstructivo **Etapa=83** Duración=2 Comentario=D6-8/LV8/LV7
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 354

Caso=ProcConstructivo **Etapa=84** Duración=4 Comentario=DM11-5
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 358

Caso=ProcConstructivo **Etapa=85** Duración=6 Comentario=D6-9/Pila6-4 carga
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 364

Caso=ProcConstructivo **Etapa=86** Duración=6 Comentario=DM12-5
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 370

Caso=ProcConstructivo **Etapa=87** Duración=2 Comentario=DM13-5
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 372

Caso=ProcConstructivo **Etapa=88** Duración=0 Comentario=D6-9 Tensor
Casos de carga: Muerta+presfuerzo
Tiempo acumulado: 372

Caso=ProcConstructivo **Etapa=89** Duración=4 Comentario=T1-6/D6-10
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo+tensión
 Tiempo acumulado: 376

Caso=ProcConstructivo **Etapa=90** Duración=6 Comentario=DM14-5
 Casos de carga: Muerta+tensión
 Tiempo acumulado: 382

Caso=ProcConstructivo **Etapa=91** Duración=0 Comentario=DM15-5
 Casos de carga: Muerta+tensión
 Tiempo acumulado: 382

Caso=ProcConstructivo **Etapa=92** Duración=2 Comentario=D6-10 Tensar
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 384

Caso=ProcConstructivo **Etapa=93** Duración=4 Comentario=DM1-6
 Casos de carga: Muerta+tensión
 Tiempo acumulado: 388

Caso=ProcConstructivo **Etapa=94** Duración=0 Comentario=TProv6-Retirar
 Tiempo acumulado: 388

Caso=ProcConstructivo **Etapa=95** Duración=2 Comentario=DM16-5
 Casos de carga: Muerta+tensión
 Tiempo acumulado: 390

Caso=ProcConstructivo **Etapa=96** Duración=4 Comentario=DM2-6
 Casos de carga: Muerta+tensión
 Tiempo acumulado: 394

Caso=ProcConstructivo **Etapa=97** Duración=2 Comentario=DM17-5
 Casos de carga: Muerta+presfuerzo
 Tiempo acumulado: 396

Caso=ProcConstructivo **Etapa=98** Duración=4 Comentario=DM3-6
 Casos de carga: Muerta+tensión
 Tiempo acumulado: 400

Caso=ProcConstructivo **Etapa=99** Duración=2 Comentario=DM18-5
 Casos de carga: Muerta+tensión
 Tiempo acumulado: 402

Caso=ProcConstructivo **Etapa=100** Duración=6 Comentario=DM4-6
 Casos de carga: Muerta+tensión
 Tiempo acumulado: 408

Caso=ProcConstructivo **Etapa=101** Duración=6 Comentario=DM5-6
 Casos de carga: Muerta+tensión
 Tiempo acumulado: 414

Caso=ProcConstructivo **Etapa=102** Duración=6 Comentario=DM6-6
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 420

Caso=ProcConstructivo **Etapa=103** Duración=6 Comentario=DM7-6
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 426

Caso=ProcConstructivo **Etapa=104** Duración=6 Comentario=DM8-6
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 432

Caso=ProcConstructivo **Etapa=105** Duración=6 Comentario=DM9-6
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 438

Caso=ProcConstructivo **Etapa=106** Duración=6 Comentario=DM10-6
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 444

Caso=ProcConstructivo **Etapa=107** Duración=6 Comentario=DM11-6
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 450

Caso=ProcConstructivo **Etapa=108** Duración=6 Comentario=DM12-6
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 456

Caso=ProcConstructivo **Etapa=109** Duración=6 Comentario=DM13-6
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 462

Caso=ProcConstructivo **Etapa=110** Duración=6 Comentario=DM14-6
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 468

Caso=ProcConstructivo **Etapa=111** Duración=6 Comentario=DM15-6
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 474

Caso=ProcConstructivo **Etapa=112** Duración=6 Comentario=DM16-6
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 480

Caso=ProcConstructivo **Etapa=113** Duración=6 Comentario=DM17-6
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 486

Caso=ProcConstructivo **Etapa=114** Duración=6 Comentario=DM18-6
Casos de carga: Muerta+tensión
Tiempo acumulado: 492

Caso=ProcConstructivo **Etapa=115** Duración=0 Comentario=DMC
 Casos de carga: Muerta
 Tiempo acumulado: 498

Caso=ProcConstructivo **Etapa=116** Duración=100

Caso=ProcConstructivo **Etapa=117** Duración=1000

Caso=ProcConstructivo **Etapa=118** Duración=10000

La nomenclatura corresponde a:

CI- i = cables de cierre para los tramos entre ejes 2 a 9

CO- i = cables de continuidad para los tramos entre ejes 2 a 9

Di- j = dovela i del voladizo en el eje j ($i= 1, 2, \text{etc.}; j= 1, 2, \text{etc.}$)

DC i = dovela de cierre en el tramo entre ejes j y $j+1$

DMi- j = dovela metálica i del voladizo en el eje j ($i=1$ a 18, $j= 5$ y 6 únicamente)

LV j = losa sobre el voladizo del eje j ($j=1, 2, \text{etc.}$)

P j = pila del eje i ($i=1, 2, \text{etc.}$)

Ti- j = tirante i asociado al pilón j ($i= 1$ a 19, $j= 5$ y 6 únicamente)

Tprov- i = tirante provisional asociado al eje i ($i= 5$ y 6 únicamente)

Nota: En las etapas de colocación de dovelas Di- j se incluye de forma automática el presfuerzo asociado, en este caso Ci- j , dada para el cable de cocido i del eje j , y al colocarse el sistema de piso entre ejes se incluye la losa, las piezas puentes (con o sin sostén de losa inferior) y los travesaños longitudinales. En el caso de la colocación de las dovelas metálicas DMi- j se incluye en el siguiente orden, dovela de acero o trabes maestras, piezas puente (sin sostén de losa inferior), travesaños, losa aligerada y tirante.

La duración expresada en la lista de arriba corresponde a los días de ejecución y fueron tomados con referencia a proyecto. Aún cuando no se indica, en el módulo se especifica la edad del elemento en que puede ser cargado (una vez alcanzada la resistencia especificada, o bien, el 85 % de f'_c).

B.2 RESULTADOS DE ESFUERZOS EN DOVELAS DE ACERO

Conforme a lo indicado en el capítulo 5 se obtuvieron los esfuerzos en términos de Von Mises para los elementos tipo placa de las dovelas de acero. En este caso se midieron para el patín inferior, superior, sección superior e inferior del alma.

El seguimiento de los esfuerzos corresponde a la valoración de los nudos de control, también indicados en el capítulo 5 y a cada una de las fases expresadas arriba (correspondientes a la colocación de cada uno de los tirantes). En el caso del voladizo de acero del frente en pilón 5 este se concluye primero y posteriormente se alcanza el cierre desde el voladizo en el pilón 6.

Para indicar la variación entre una fase y la otra, se graficaron de manera conjunta dos etapas, omitiendo únicamente al tirante 1 una vez que este quedó dentro de las secciones de concreto en los tramos 2-5 y 6-9. En las figuras B.1, B.2 se indican los esfuerzos en patín inferior y superior del voladizo en el eje 5, en las B.3 y B.4 los esfuerzos en sección superior e inferior del mismo

voladizo. En las figuras B.5 y B.6 los esfuerzos en patín inferior y superior del voladizo en pilón 6, y en las B.7 y B.8 las correspondientes a sección superior e inferior del mismo voladizo.

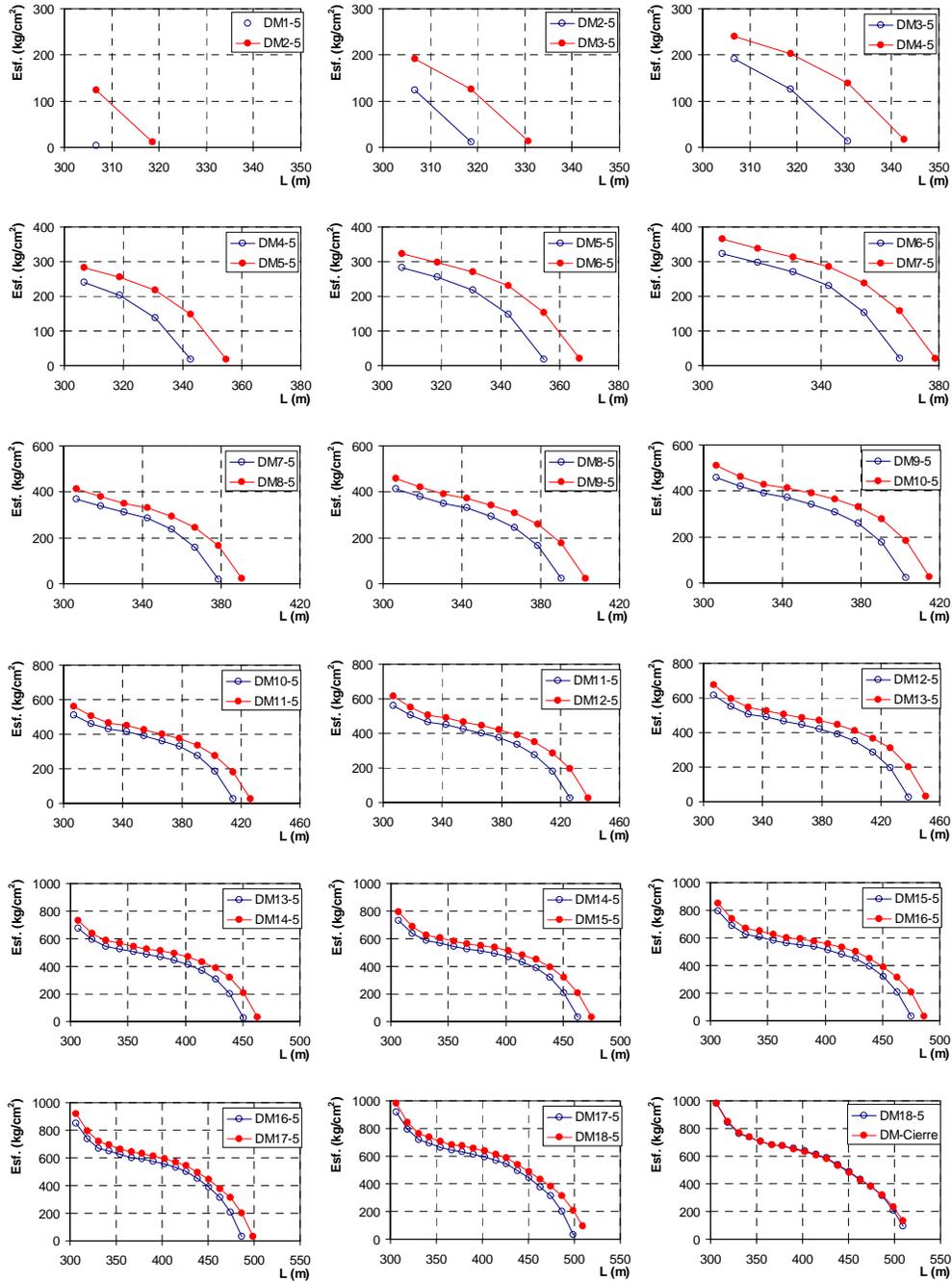


Figura B.1.- Esfuerzos en el patín superior del voladizo en pilón 5

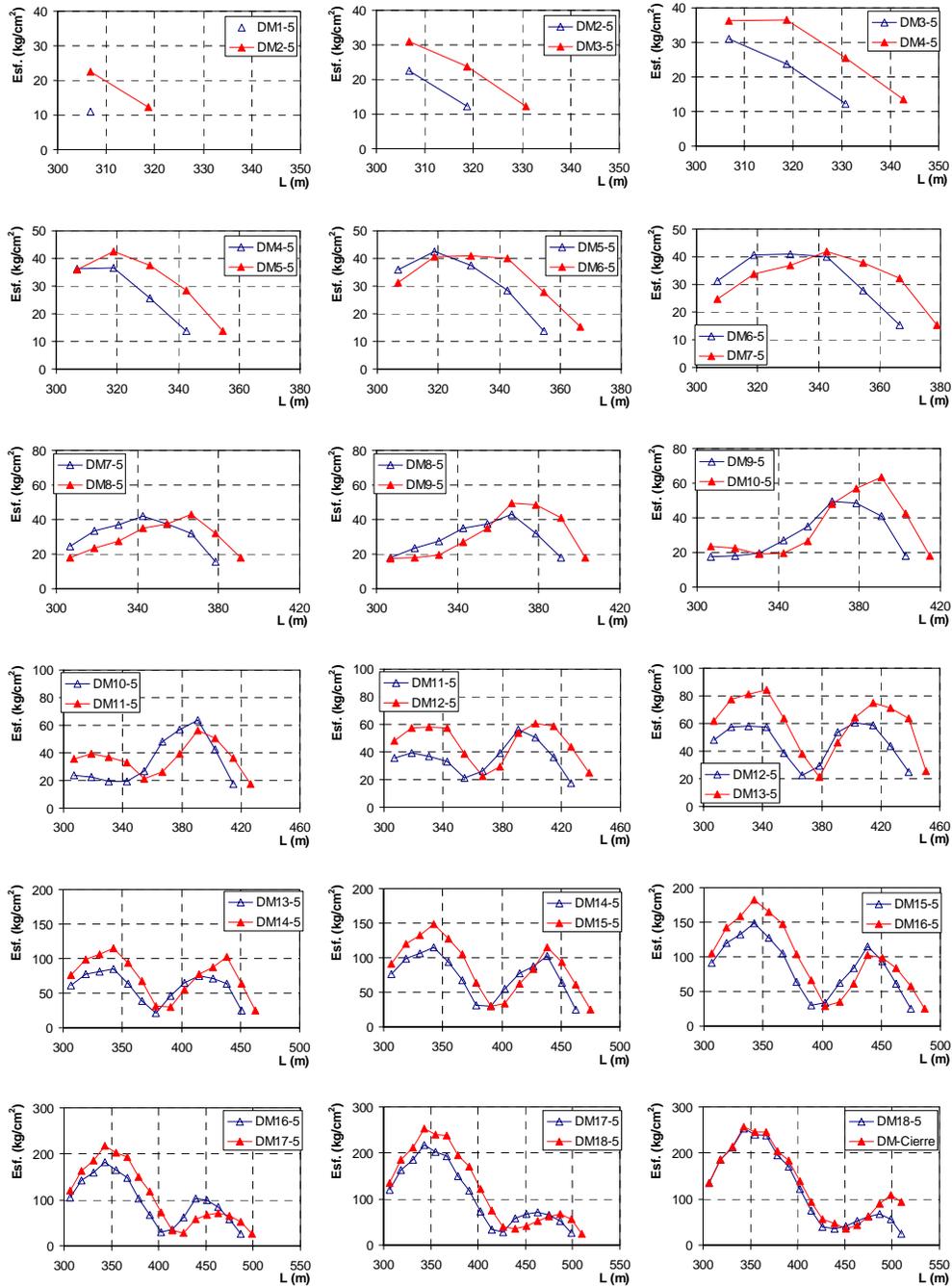


Figura B.2 Esfuerzos en fibra inferior del voladizo en el pilón 5

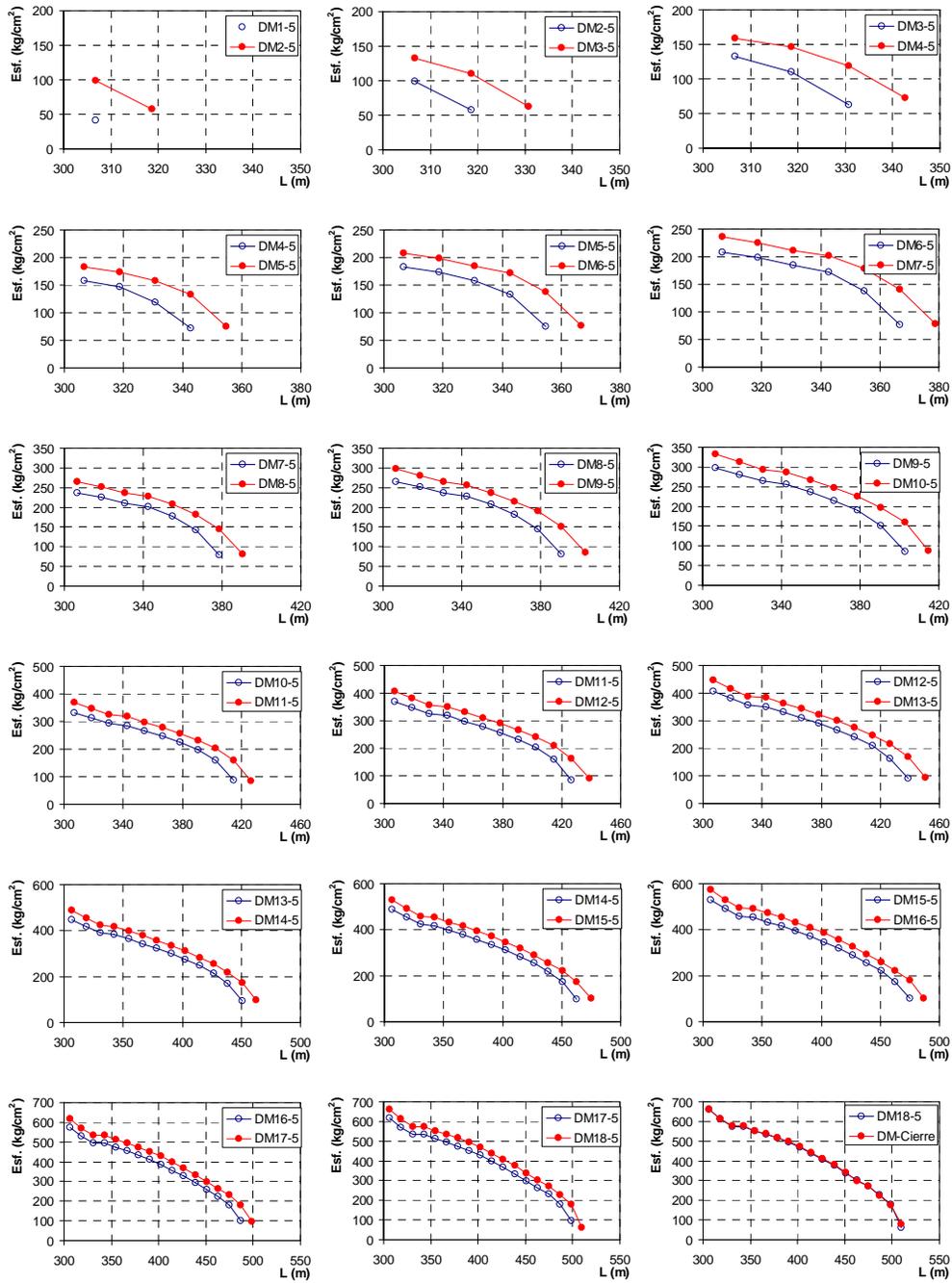


Figura B.3.- Esfuerzos en la sección superior del alma en el voladizo de pilón 5

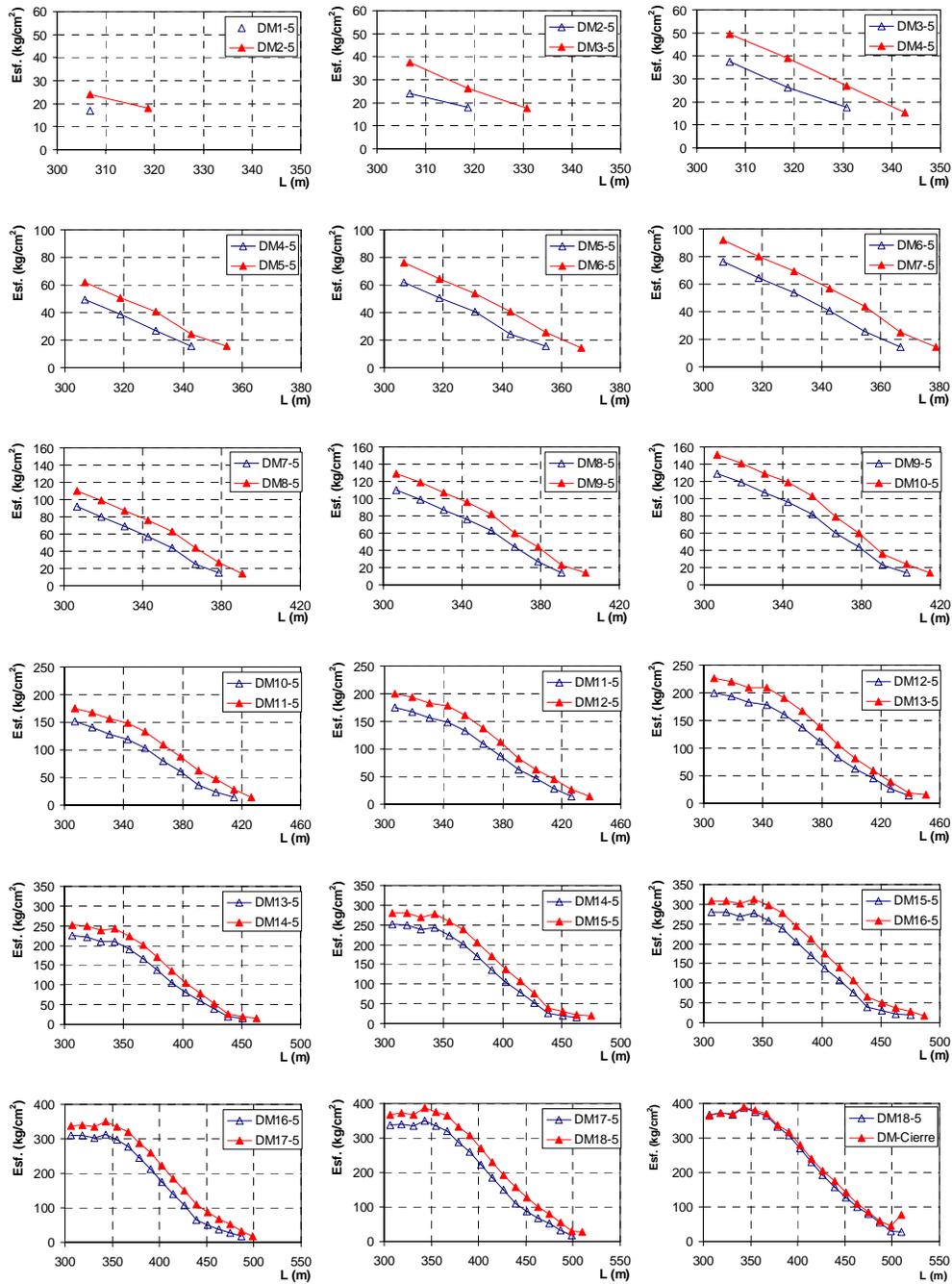


Figura B.4.- Esfuerzos en la sección inferior del alma en voladizo de P5

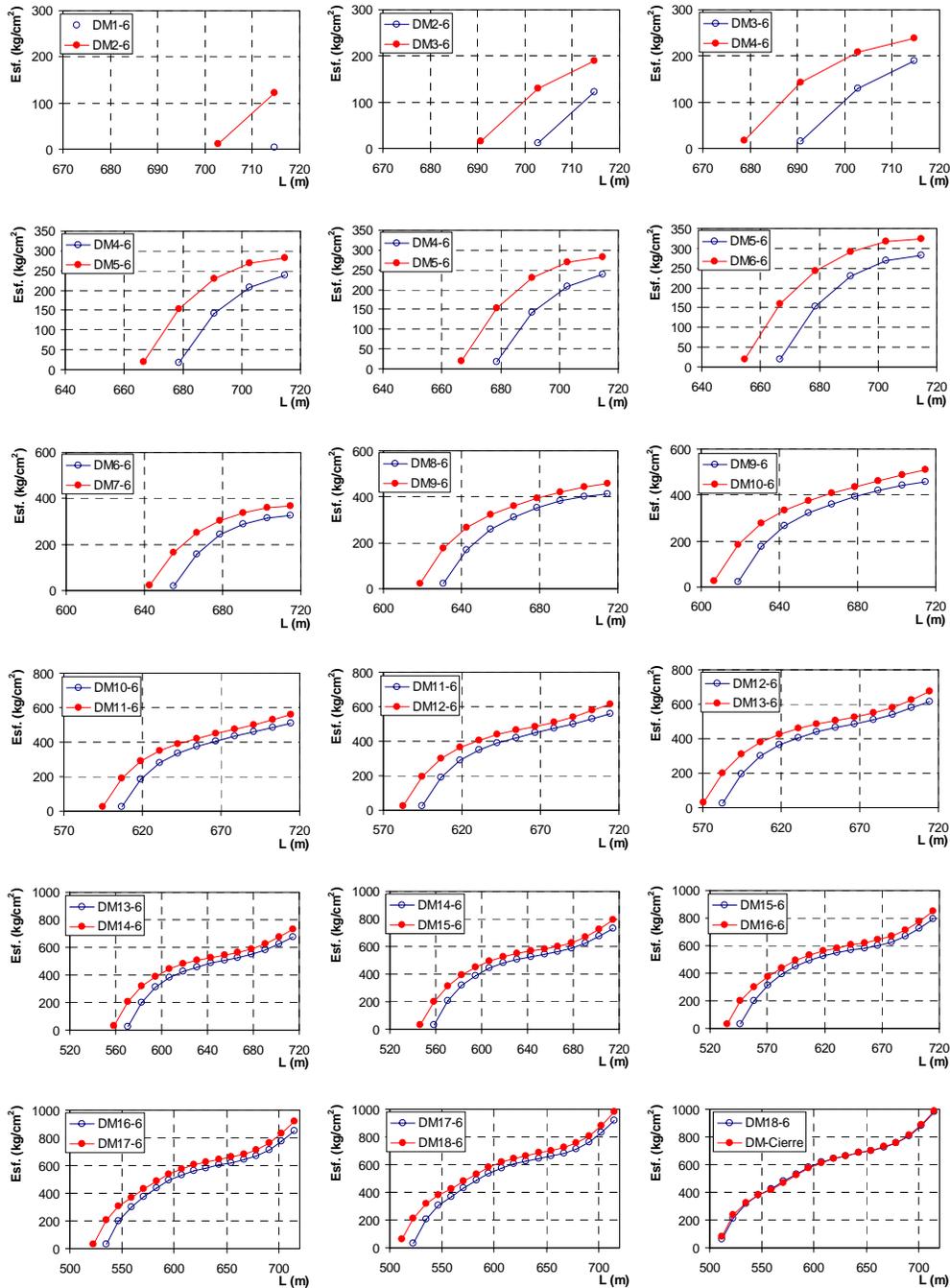


Figura B.5.- Esfuerzos sobre fibra superior en voladizo de acero del pilón 6

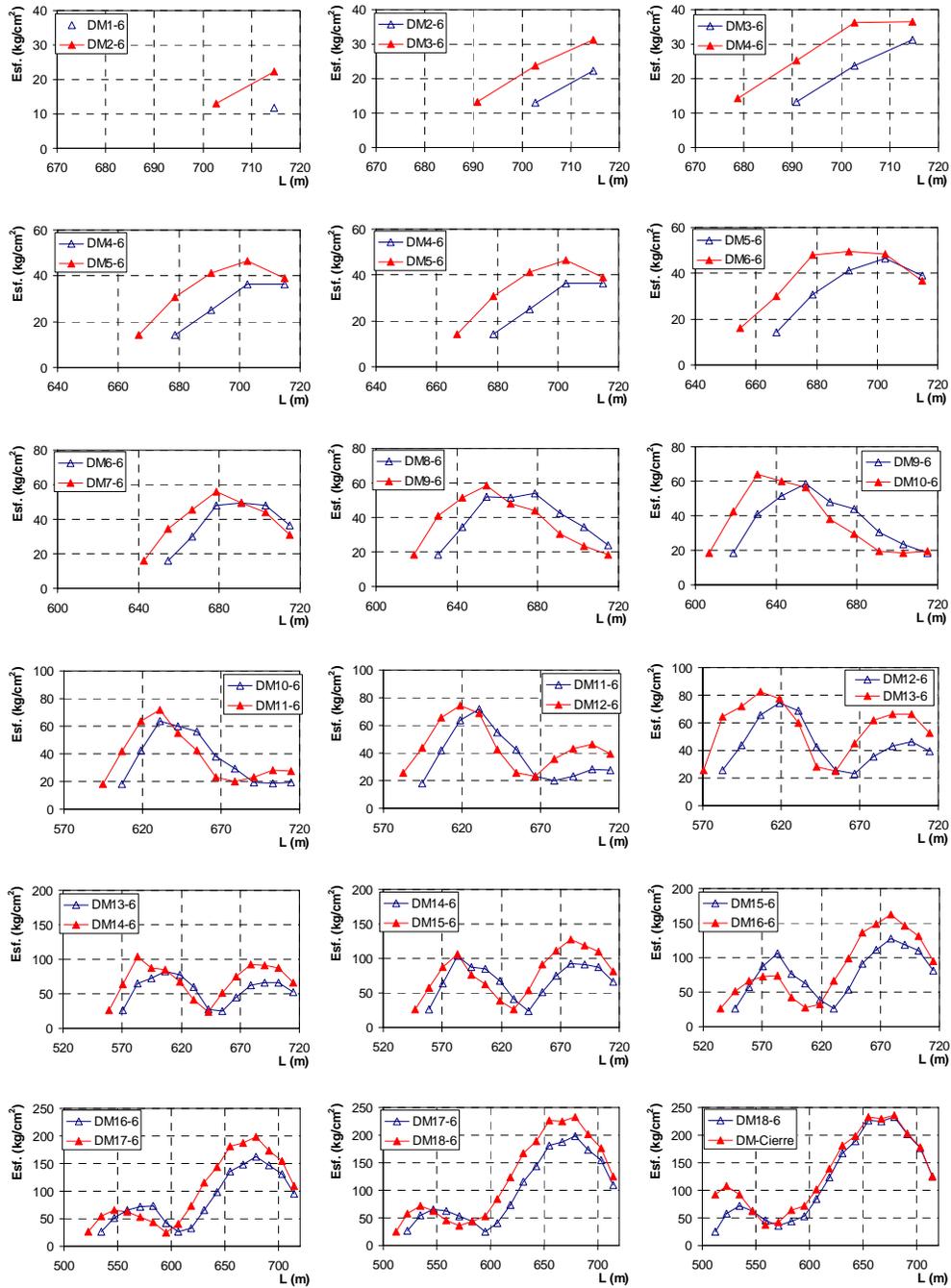


Figura B.6.- Esfuerzos en fibras inferiores del voladizo de acero en el pilón 6

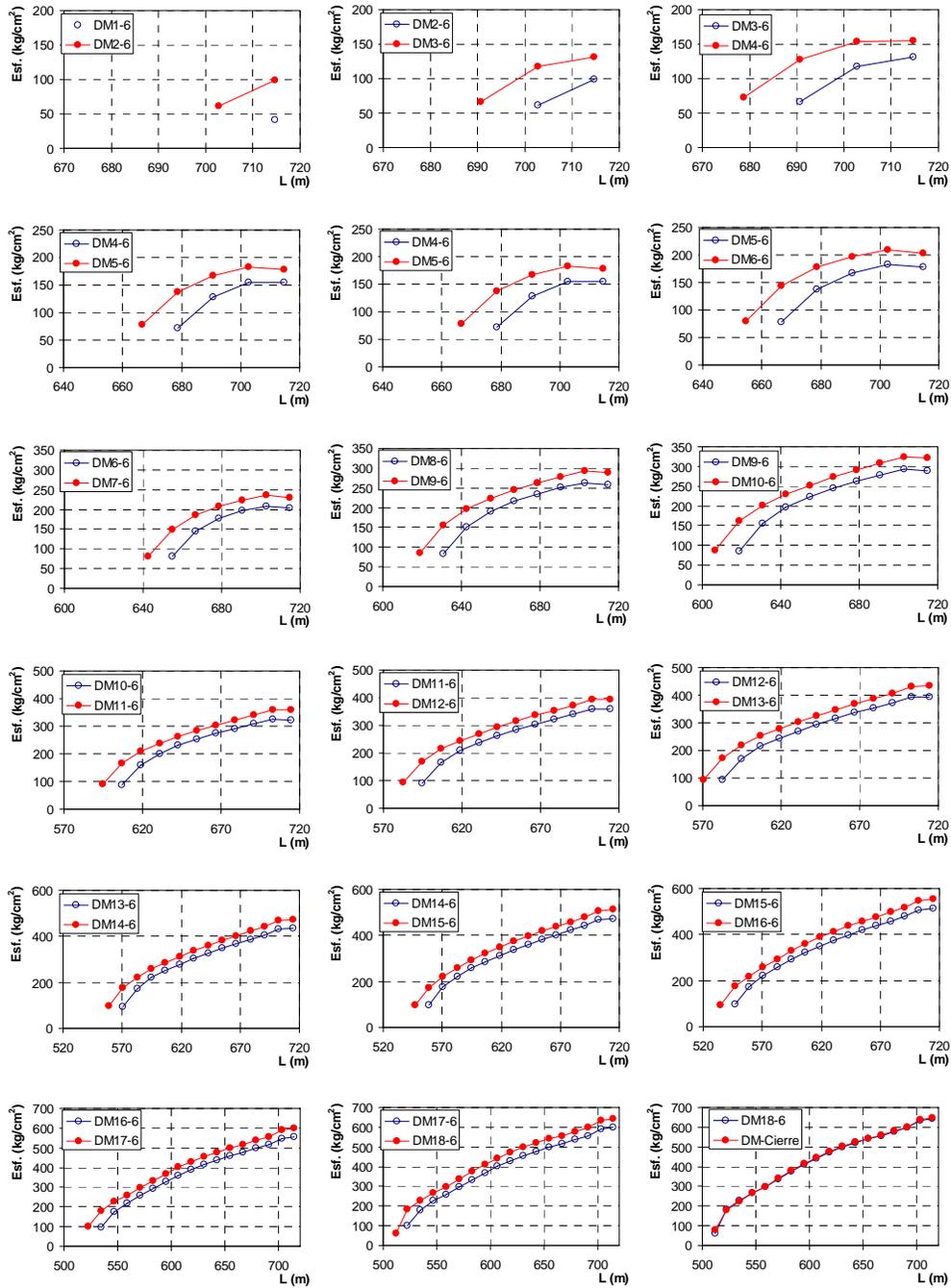


Figura B. 7 Esfuerzos en secciones superiores del alma en el voladizo de acero de pilón 6

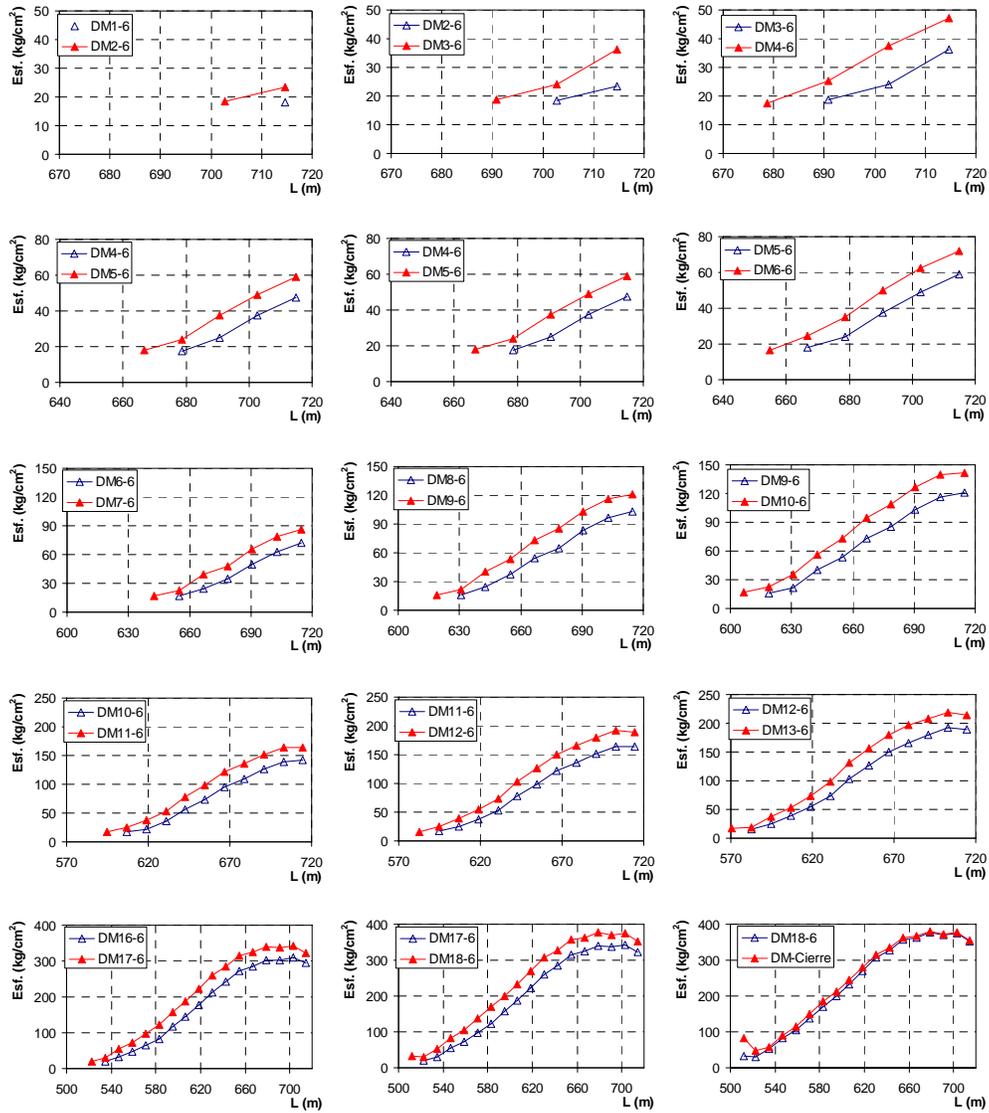


Figura B.8.- Esfuerzos en secciones inferiores del alma en el voladizo del pilón 6