



Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo
Facultad de Ingeniería Civil
División de Estudios de Posgrado

Análisis del proceso constructivo de un puente atirantado

Tesis

Para obtener el título de:

Maestro en Ingeniería en el Área de Estructuras

Presenta:

Ing. Andrés Eduardo Ortiz Vargas

Asesor:

Doctor en Ingeniería Manuel Jara Díaz

Morelia, Michoacán, Agosto de 2016



AGRADECIMIENTOS

A mis padres, por apoyarme incondicionalmente en cada uno de mis proyectos tanto personales como profesionales, por sus sabios consejos, así como su confianza y gran amor.

A mis compañeros de la maestría Carlos, Uriel y Roy, por compartir conmigo esta etapa de mi vida tan llena de aprendizajes tanto académicos como personales, me llevó aprendizajes de cada uno de ustedes.

A mis amigas Caro, Laura, Lisette y Mariana por brindarme su gran amistad, su apoyo y motivación, sobre todo estos últimos años.

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, especialmente a la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil, por abrigarme entre sus aulas como parte de sus alumnos y permitirme continuar con mi crecimiento profesional.

A todos mis profesores de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil de la UMSNH por su dedicación y compromiso en la formación de los todos sus alumnos, especialmente al Doctor en Ingeniería Manuel Jara Díaz por su asesoría para el desarrollo de esta tesis.

Finalmente, agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por la beca otorgada para la realización de mis estudios de posgrado.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	5
ÍNDICE DE TABLAS.....	11
ÍNDICE DE FIGURAS.....	13
RESUMEN.....	15
ABSTRACT	17
INTRODUCCIÓN	19
CAPÍTULO I.....	21
PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN DE PUENTES ATIRANTADOS	21
1.1 Tipologías de los puentes atirantados	23
1.1.1 Definición.....	23
1.1.2 Tablero.....	23
1.1.3 Cables.....	24
1.1.4 Pilas.....	27
1.2 Procedimientos de construcción	29
1.2.1 Cimbrado	29
1.2.2 Rotación.....	30
1.2.3 Lanzamiento por incrementos sucesivos (Empujado)	31
1.2.4 Voladizos sucesivos	32
CAPÍTULO II.....	35
ANÁLISIS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	35
2.1 Acciones durante la construcción.....	37
2.1.1 Peso propio.....	37
2.1.2 Peso del equipo de montaje.....	37
2.1.3 Tensión en los tirantes	37
2.1.4 Flujo plástico.....	38
2.1.5 Contracción.....	38
2.1.6 Temperatura.....	39
2.2 Metodologías de análisis del proceso evolutivo.....	40
2.2.1 Métodos preliminares	40
2.2.2 Análisis del montaje.....	42
2.2.3 Análisis del desmontaje.....	43
2.2.4 Comparación entre los métodos	43

CAPÍTULO III	45
CASO DE ESTUDIO Y MODELO NUMÉRICO	45
3.1 Geometría del puente	47
3.2 Dimensiones y propiedades de los elementos estructurales	48
3.3 Áreas de acero y fuerzas en los cables	49
3.4 Modelo Numérico	51
3.5 Análisis Modal	52
 CAPÍTULO IV	 55
ANÁLISIS DEL PROCESO EVOLUTIVO	55
4.1 Etapas de estudio	57
4.2 Resultados del análisis evolutivo	58
4.2.1 Fuerzas en los tirantes	58
4.2.2 Carga axial en el tablero	59
4.2.3 Momentos en el tablero	59
4.2.4 Carga axial en la pila	62
4.2.5 Momentos en la pila	63
4.2.6 Deformaciones en el tablero	64
4.2.7 Desplazamientos en la pila	66
 CAPÍTULO V	 69
DEMANDA SÍSMICA	69
5.1 Estimación de la demanda sísmica	71
5.2 Acelerogramas para el análisis paso a paso	73
5.3 Etapas de análisis sísmico durante la construcción	75
 CAPÍTULO VI	 77
RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO	77
6.1 Resultados del análisis	79
6.2 Fuerzas en los tirantes	79
6.3 Fuerza Axial en el tablero	81
6.4 Momentos en el tablero	85
6.5 Carga axial en la pila	88
6.6 Momentos en la pila	90
6.7 Desplazamientos en el tablero	95
6.8 Desplazamientos en la pila	98

CAPÍTULO VII.....	103
ANÁLISIS DE RESULTADOS	103
7.1 Valores de la demanda sísmica.....	105
7.2 Revisión de los tirantes	105
7.3 Revisión de la fuerza axial en el tablero	108
7.4 Flexión en el tablero	110
7.5 Revisión de la resistencia a compresión de la pila	113
7.6 Revisión de la resistencia a flexo compresión de la pila.....	114
7.7 Revisión de los desplazamientos en el tablero.....	116
7.8 Revisión de los desplazamientos en la pila.....	120
CONCLUSIONES.....	123
REFERENCIAS	127

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Propiedades mecánicas de los materiales	49
Tabla 3.2. Número de torones por tirante	49
Tabla 3.3. Tensión en los tirantes (t)	50
Tabla 3.4. Factores de participación modal	52
Tabla 5.1. Sismos seleccionados.....	71
Tabla 5.2. Registros de periodo corto	72
Tabla 5.3. Registros de periodo largo.....	72
Tabla 5.4. Registros sísmicos empleados en el análisis paso a paso.....	75
Tabla 7.1. Esfuerzos de tensión en el tablero durante el proceso constructivo	110
Tabla 7.2. Momentos máximos durante la construcción (Ton-m).....	111
Tabla 7.3. Relación entre momentos por sismo y cargas de construcción	111
Tabla 7.4 Relación de capacidad de la pila	114
Tabla 7.5. Desplazamientos máximos en el tablero.....	117
Tabla 7.6. Desplazamientos máximos en la pila.....	120

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Tipos de tableros	24
Figura 1.2. Tipos de torones	25
Figura 1.3. Tipos de anclajes en pilas	25
Figura 1.4. Puente atirantado en arpa	26
Figura 1.5. Puente atirantado en semi-arpa.....	26
Figura 1.6. Puente atirantado en abanico	27
Figura 1.7. Puente atirantado en dos planos	27
Figura 1.8. Tipos de pilas en puentes atirantados.....	28
Figura 1.9. Construcción mediante cimbrado	30
Figura 1.10. Puente peatonal Illhof, Francia.	31
Figura 1.11. Lanzamiento de un tablero por incrementos sucesivos.....	32
Figura 1.12. Construcción por voladizos sucesivos	33
Figura 2.1. Curva típica de flujo plástico en el concreto	38
Figura 2.2. Curva típica de contracción en el concreto	39
Figura 3.1. Puente atirantado sobre el río Papaloapan.....	47
Figura 3.2. Geometría general del puente	47
Figura 3.3. Dimensiones de los elementos estructurales	48
Figura 3.4. Modelo del puente	51
Figura 3.5. Modelado del tablero (Detalle)	51
Figura 3.6. Excentricidad entre cable y trabe.....	52
Figura 3.7. Formas modales	53
Figura 4.1. Etapas del proceso constructivo.....	57
Figura 4.2. Tensión en los tirantes durante el proceso constructivo. Arpa 2	58
Figura 4.3. Carga axial en el tablero durante el proceso constructivo.....	60
Figura 4.4. Momentos en el eje longitudinal del tablero durante el proceso constructivo	61
Figura 4.5. Carga axial máxima en la base de la pila durante el proceso constructivo.....	62
Figura 4.6. Carga axial a lo largo de la pila	62
Figura 4.7. Momento en la pila para distintas etapas de construcción	63
Figura 4.8. Deformaciones en eje longitudinal del tablero durante el proceso constructivo	65
Figura 4.9. Deformaciones en la pila en las etapas principales.....	66
Figura 4.10. Desplazamientos en los extremos superiores de la pila durante el proceso constructivo	67
Figura 5.1 Espectros de respuesta.....	73
Figura 5.2. Espectros de respuesta escalados	74
Figura 5.3. Variación del periodo de la estructura durante las etapas de construcción	75
Figura 6.1. Fuerzas en los tirantes.....	81
Figura 6.2. Fuerza axial en el tablero.....	84
Figura 6.3. Momento en tablero.	87
Figura 6.4. Carga Axial en la Pila.....	89
Figura 6.5. Momento en la pila. Dirección longitudinal	92
Figura 6.6. Momento en la pila. Dirección transversal	94

Figura 6.7. Desplazamientos en el tablero.....	97
Figura 6.8. Desplazamientos longitudinales en la pila.....	100
Figura 6.9. Desplazamientos transversales en la pila.	102
Figura 7.1. Revisión de los tirantes durante el proceso constructivo.....	107
Figura 7.2. Fuerza axial en el tablero. Puente terminado.....	108
Figura 7.3. Revisión de la fuerza axial en el tablero durante el proceso constructivo.	109
Figura 7.4. Revisión de la flexión en el tablero.	112
Figura 7.5. Revisión de la pila a compresión.....	113
Figura 7.6. Revisión de la resistencia a flexión de la pila.	115
Figura 7.7. Desplazamientos en el tablero puente terminado	117
Figura 7.8. Revisión de los desplazamientos en el tablero	118
Figura 7.9. Desplazamientos máximos en el tablero	119
Figura 7.10 Desplazamientos máximos en la pila	121

RESUMEN

En este trabajo se presenta el estudio del efecto que produce la acción sísmica durante las distintas etapas de construcción de un puente atirantado. Se presenta un análisis de los elementos mecánicos y deformaciones que se producen en la estructura del puente debido al sismo y se comparan con las provocadas al considerar únicamente las cargas que se consideran normalmente durante el proceso constructivo.

Para la realización de este estudio, se tomó como base un puente real actualmente construido, del cual se realizó un modelo numérico y se analizó con la ayuda de un software, considerando el efecto del sismo en distintas etapas del proceso constructivo, generando la demanda sísmica en el puente mediante el uso de registros sísmicos de periodo corto y largo, con la finalidad de estudiar el comportamiento del puente para sismos con varios contenidos de frecuencias.

Se observó que, para sismos con registros de periodo corto se obtiene una menor dispersión en los elementos mecánicos y deformaciones que se obtienen entre los registros empleados, mientras que, para sismos con registros de periodo largo, los resultados varían significativamente entre los distintos registros. Se aprecia además que, para el caso de estudio, el sismo de periodo corto no causa gran impacto en los elementos mecánicos y deformaciones que se presentan en la estructura del puente, permitiendo que se tenga seguridad estructural ante un sismo de este tipo en la etapa de construcción; mientras que, para el sismo de periodo largo se observaron incrementos importantes en los elementos mecánicos y deformaciones, los cuales varían según la etapa de etapa de ocurrencia del sismo y están estrechamente relacionados con la variación de los periodos del puente durante la construcción.

A partir de los resultados se recomienda que se considere el efecto del sismo durante la construcción, especialmente en el caso de zonas sísmicas en las que se esperen sismos de periodo largo, para tomar las medidas preventivas necesarias durante la construcción de puentes atirantados.

Palabras clave: Atirantado, Análisis, Sismo, Construcción, Comportamiento

ABSTRACT

The aim of this thesis is the assessment of the seismic action effect during the stages of construction of a cable-stayed bridge. An analysis of the mechanical elements and deformations that occur in the bridge structure due to earthquake are evaluated and compared with those caused by considering only the gravitational loads that are normally considered during the construction process.

The response of a prototype bridge, very similar to an actual bridge constructed in Mexico, was adopted for the seismic effect during the construction process. An analytical model was performed and analyzed with the help of a software considering the effect of earthquakes with a wide range of frequency contents.

It was observed that, for earthquakes with high frequency contents a less dispersion in mechanical elements and deformations was obtained, while for long period earthquakes, the results vary significantly between different records. The low period earthquakes, for the case study, causes no major impact on the mechanical elements and deformations that occur in the principal bridge structure elements. However, for the high period earthquake significant increments of the mechanical elements and deformations, were obtained. The increments depend on the stage of construction, but are closely related to the variation of the periods of the bridge during construction.

Based on the results it is strongly recommended that the effect of the earthquake be considered during construction, especially on sites where records with high energy contents on the low frequency region are expected, in order to take the necessary preventive measures during the construction of cable-stayed bridges.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, los puentes atirantados se han convertido en una solución eficiente, práctica y atractiva, para salvar grandes claros en las autopistas. Por tal motivo, cada vez es más frecuente construir este tipo de estructuras en zonas de alto peligro sísmico. A pesar de ello, uno de los aspectos que ha sido poco estudiado, es el comportamiento sísmico de estos puentes durante su etapa constructiva. Las características de rigidez, resistencia, estabilidad y respuesta ante cargas dinámicas de un puente atirantado en su etapa terminada son muy distintas a las que se producen durante las etapas de construcción. Si, además, tenemos en cuenta que el tiempo necesario para la realización de una obra de esta naturaleza, puede requerir varios años, la probabilidad de ocurrencia de un sismo importante durante la etapa constructiva no es despreciable.

Con base en estas consideraciones se propuso como objetivo de este trabajo, analizar el comportamiento de un puente atirantado semejante a los que se han construido en el país, en el caso de la ocurrencia de un sismo durante las fases constructivas. El puente que se estudia fue sometido a un conjunto de registros de sismos reales con distintos contenidos de frecuencias. La tesis está integrada por 7 capítulos, en cada uno se mencionan aspectos particulares del trabajo de investigación llevado a cabo. En los dos primeros capítulos se presentan algunas definiciones básicas, así como el estado del arte del análisis y construcción de puentes atirantados. En el resto de los capítulos se describen a detalle los datos y metodología empleados, así como los resultados obtenidos y el análisis de estos. El contenido detallado de cada uno de los capítulos se presenta a continuación.

En el capítulo 1 se definen las tipologías, así como los principales elementos estructurales de los puentes atirantados y se describen además los procedimientos constructivos comúnmente empleados en este tipo de puentes.

En seguida, en el capítulo 2, se hace referencia a las diferentes metodologías para el análisis del proceso constructivo de los puentes atirantados, así como las cargas comúnmente consideradas en esta etapa del análisis.

Después, en el capítulo 3 se describe detalladamente el caso de estudio, se define la geometría del puente, así como las características del modelo numérico y las consideraciones que se adoptaron para el análisis. Adicionalmente se muestran los resultados del análisis modal del puente terminado.

Posteriormente, el capítulo 4 explica el procedimiento constructivo considerado para el análisis del puente y se presentan, además, los elementos mecánicos y deformaciones en los principales

elementos de la estructura del puente: tirantes, tablero y pilas, resultado del análisis del proceso constructivo bajo las cargas gravitacionales que se presentan durante la construcción.

Más adelante en el capítulo 5, se describe el procedimiento empleado para la selección de los registros sísmicos asignados al modelo numérico, así como el criterio de selección de las etapas para el análisis sísmico durante la construcción.

En el capítulo se 6 muestran los resultados del análisis sísmico en las etapas de estudio, se presentan los elementos mecánicos y deformaciones producto de cada uno de los registros estudiados.

El capítulo 7 presenta un análisis de los resultados obtenidos en el capítulo previo, se comparan los elementos mecánicos contra las resistencias de elementos estructurales

Finalmente se presentan las conclusiones y comentarios producto de este trabajo de tesis.

CAPÍTULO I
PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN DE PUENTES
ATIRANTADOS

1.1 Tipologías de los puentes atirantados

1.1.1 Definición

Los elementos principales de la estructura de un puente atirantado son: tablero, cables y pilas. En este tipo de puente el tablero es soportado por cables de acero, rectos e inclinados, que se colocan en diferentes puntos sobre la longitud del puente; las cargas sobre el tablero son transmitidas por los cables directamente hacia la pila. Con esta configuración se busca reducir al mínimo las flexiones en la estructura, tratando de compensar la flexión en el tablero y la componente horizontal en la pila, de modo que el tablero y la pila trabajen principalmente a compresión mientras que los tirantes trabajan únicamente a tensión. Sin embargo, pueden presentarse flexiones importantes tanto en el tablero como en la pila.

Este tipo de puentes se ha empleado exitosamente para salvar grandes claros (hasta 1000 m aproximadamente) debido a su economía y su estética altamente atractiva. Su uso en puentes de claros mayores se ve limitado por la resistencia del tablero a la fuerza de compresión, ejercida por la componente horizontal de las fuerzas en los tirantes.

Los puentes atirantados se diferencian de los puentes colgantes, ya que en estos últimos las cargas del tablero no se transmiten directamente a las pilas. En un puente colgante el tablero está suspendido de cables secundarios completamente verticales que se unen a su vez a dos cables principales cuya forma es la de la curva catenaria; los cables principales transmiten la carga a las pilas. Los elementos de un puente colgante trabajan principalmente a tensión y compresión, en este tipo de puentes no se presentan flexiones importantes.

1.1.2 Tablero

Es el elemento de la estructura que soporta directamente las cargas móviles y las transmite a los demás elementos del puente. Pueden ser prefabricados, colados o ensamblados en el sitio.

1.1.2.1 Tipos de tableros

Tableros de acero. Este tipo de tableros son más costosos que los tableros de concreto, sin embargo, debido a su menor peso, este tipo de tablero es muy conveniente en puentes de grandes longitudes, pues al disminuir la carga muerta sobre el puente se disminuyen las cargas verticales y también se reduce la demanda sísmica.

Tableros de concreto. Los tableros de concreto son ampliamente usados en la construcción de puentes atirantados. El concreto es ideal para resistir la compresión generada por la componente horizontal de la fuerza en los tirantes. Debido a su gran longitud, el efecto de la contracción y flujo plástico tienen una gran importancia en las cargas que actúan en un tablero de concreto. Sin embargo, el desarrollo de la tecnología del concreto presforzado y prefabricado, reduce significativamente estos efectos.

Tableros ortotrópicos o mixtos. Este tipo de tablero está formado por una losa de concreto o algún material asfáltico sobre placas o vigas de acero rigidizadas longitudinal y transversalmente. Los tableros ortotrópicos o mixtos combinan las ventajas de los tableros de concreto y de acero.

1.1.2.2 Geometría del tablero

La geometría de las secciones transversales en tableros de puentes atirantados es muy variada, depende principalmente de la configuración de los tirantes. El peralte de la sección está relacionado con la separación entre los tirantes pues entre mayor sea esta, mayores serán las fuerzas que este elemento deberá resistir. El ancho del tablero depende de la distribución transversal de los tirantes en el puente y del ancho de calzada. En la figura 1.1 se muestran secciones transversales típicas para tirantes colocados en uno o dos planos.

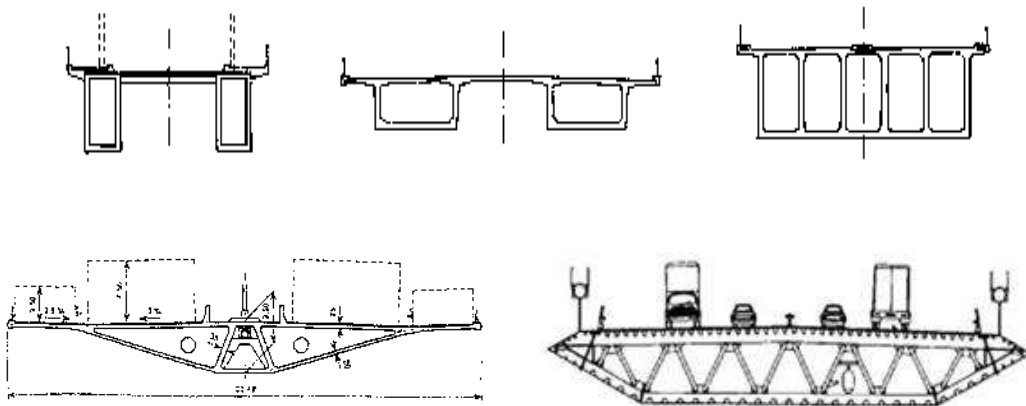


Figura 1.1. Tipos de tableros

1.1.3 Cables

Los tirantes o cables son los elementos más importantes de los puentes atirantados. Soportan las cargas del tablero y las transfieren a la pila, estos elementos deben poseer una alta resistencia a la corrosión y gran resistencia a la fatiga. Los cables están formados por alambres de acero de alta resistencia, con diámetros que van desde 3 hasta 7 mm. Generalmente los alambres se trenzan helicoidalmente sobre un núcleo central dispuestos en una o varias capas, a estos elementos se les denominada torones.

1.1.3.1 Tipos de torones

Existe un conjunto de torones para su utilización como cables de puentes atirantados, los cuales se describen a continuación y se ilustran en la figura 1.2.

Torón estándar. Tiene siete alambres, un alambre central y seis del mismo diámetro que lo rodean. Su composición es $1+6=7$.

Torón Séale. Posee alambres de mayor diámetro en la capa exterior que en la interior. Con lo que el torón es más resistente a la abrasión. El arreglo más común es $1+9+9=19$.

Torón Filler. Tiene entre capas, alambres de menor diámetro, que llenan los vacíos entre ellas. Con lo que se obtiene una mayor área de acero. Una composición común es $1+6/6+12=25$

Torón Warrington. Las capas exteriores están formadas por alambres de diámetros diferentes alternando su posición. El arreglo más común es $1+6+6/6=19$.

Torón Warrington-Seale. Combina las características de ambos tipos de torones. Los alambres más delgados aportan flexibilidad mientras que los gruesos proporcionan resistencia a la abrasión. La composición más común es $1+7+7/7+14=36$

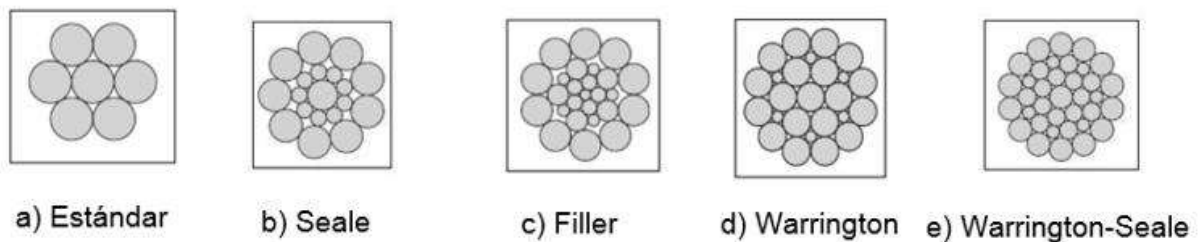


Figura 1.2. Tipos de torones

Los anclajes son elementos muy importantes en los cables de puentes atirantados. Los cables se anclan al tablero y en los extremos superiores de la pila. Existen tres tipos de anclajes de cables a pilas (ver figura 1.3): alojados al interior de la pila sin cruzarse, cables continuos sin anclaje en la torre y cables que se cruzan en la torre y se anclan en el extremo opuesto de la torre.

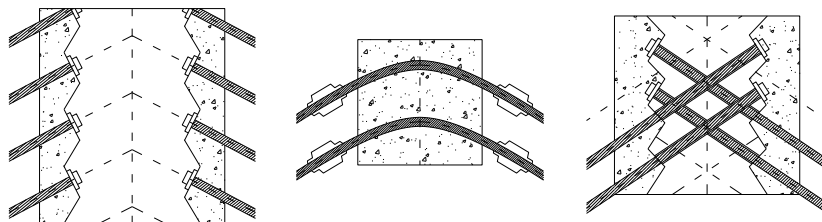


Figura 1.3. Tipos de anclajes en pilas

1.1.3.2 Configuración longitudinal de los tirantes

Arpa. En este tipo de puente todos los tirantes son paralelos entre sí, con lo que se reduce la inestabilidad del pilón, ya que los tirantes se reparten en una mayor longitud (figura 1.4). Esta configuración presenta ventajas estéticas y de rapidez de construcción, sin embargo, existen mayores problemas para compensar, por lo que se introducen deformaciones por flexión en la torre y mayores compresiones en el tablero.

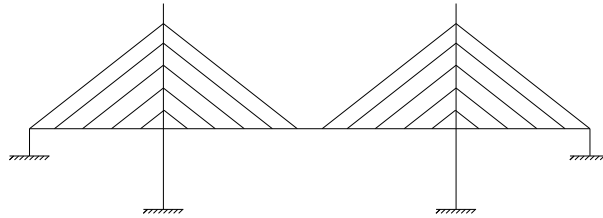


Figura 1.4. Puente atirantado en arpa

Abanico. Todos los tirantes convergen en el vértice del pilón y soportan la componente máxima de las cargas vivas y muertas, con lo que se logra reducir al mínimo la carga axial del tablero. Con esta configuración se logra un menor peso en tirantes, menor compresión en tablero y menor flexión en pila; no obstante, dada la aglomeración de tirantes, los anclajes en la parte superior de la torre son caros y complejos de diseñar y construir. Esta disposición de tirantes se muestra en la figura 1.5.

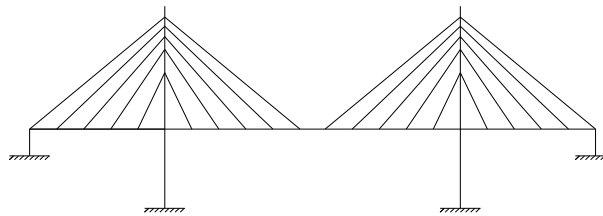


Figura 1.5. Puente atirantado en semi-arpa

Semi-arpa. En este tipo de arreglo los tirantes se pueden distribuir equidistantemente sobre el pilón, sin embargo, no son paralelos entre sí, ya que el ángulo de inclinación varía entre cables, como se observa en la figura 1.6. Esta disposición de tirantes facilita el anclaje en la menor longitud posible de la torre, para permitir el alojamiento de anclajes y gatos. Esta disposición es de las más comúnmente usadas ya que ofrece las ventajas de las configuraciones anteriores.

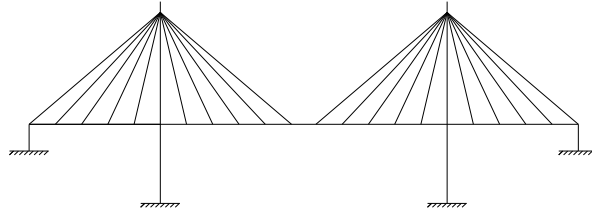


Figura 1.6. Puente atirantado en abanico

1.1.3.3 Tipos de puentes según la disposición transversal de los tirantes:

Un plano. El atirantamiento sólo soporta la flexión y el cortante longitudinal del tablero (figura 1.7a). La torsión debe ser resistida por el tablero por lo que debe elegirse un tablero con alta resistencia y rigidez a la torsión, como una sección en cajón.

Dos planos. Liberan al tablero de flexión y torsión general, por lo que sólo debe resistir la flexión transversal, los efectos locales de los tirantes y la carga axial de compresión (figura 1.7b).

Tres o más planos de tirantes. Para puentes con grandes anchos de calzada, se han utilizado hasta cuatro planos de tirantes con el propósito de reducir la flexión transversal del tablero, aunque se requieren tres mástiles (o más) para alojar los tirantes, como se observa en la figura 1.7c.

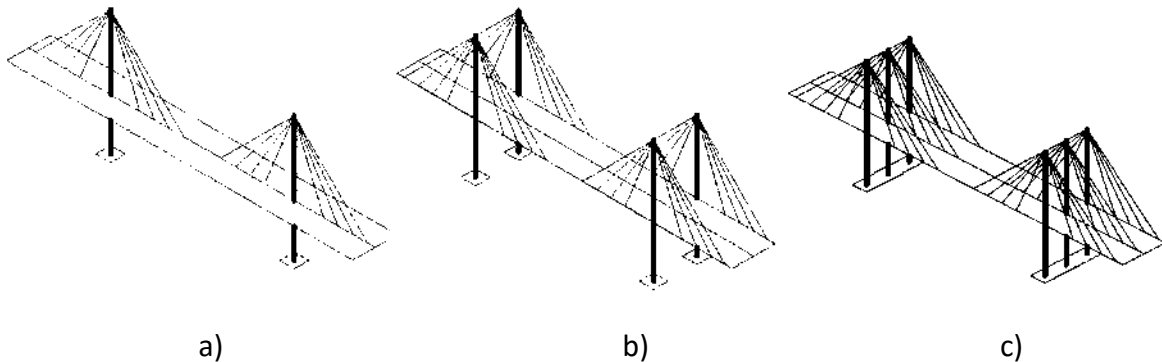


Figura 1.7. Puente atirantado en dos planos

1.1.4 Pilas

Las pilas son los elementos más visibles de la estructura de un puente atirantado. Las pilas soportan los cables y transmiten al terreno las cargas a las que está sometido. Algunas veces también se les llama pilones o torres.

1.1.4.1 Tipos de pilas

Los tipos de pilas más comunes para para puentes atirantados se muestran a continuación en la figura 1.8.

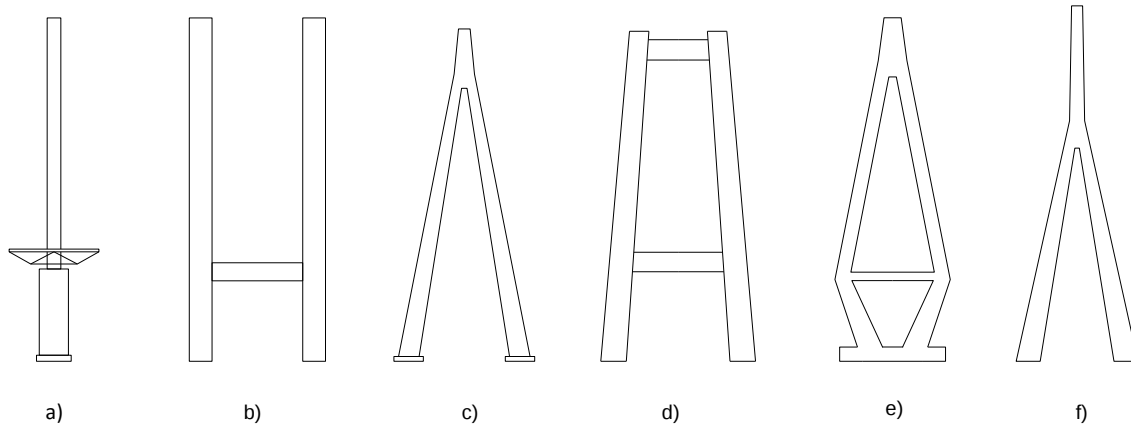


Figura 1.8. Tipos de pilas en puentes atirantados

La forma de pila más simple es aquella de un solo eje o mástil, que puede ser vertical o inclinado longitudinalmente. La disposición de los cables puede ser en un solo plano, alineado con la pila o extendidos hacia un lado para conectar con el eje longitudinal del tablero. En la figura 1.8a se muestra un puente con una pila de un solo eje.

En H. Las pilas en H son una forma común para puentes con dos planos de tirantes (figura 1.8b). Estas pilas constan de dos ejes verticales, unidos mediante un arrostramiento bajo el tablero; por encima de éste, las columnas pueden ser inclinadas y tener uno o más arrostramientos para estabilizar la pila. En este tipo de pilas los cables están alineados verticalmente y su inclinación genera una componente de tensión en el tablero.

A y A modificada. En este tipo de pila los ejes se inclinan uno hacia el otro, se estabilizan mediante un arrostramiento por debajo del tablero, como se aprecia en las figuras 1.8c y 1.8d. Las pilas en forma de A extienden sus ejes hasta intersectarse, mientras que las de A modificada los ejes no se intersectan, estos se unen mediante un arrostramiento en la parte superior. Los dos planos de tirantes son inclinados, con lo que se produce, además de tensión, una componente de compresión en el tablero.

Diamante. Además de la inclinación del eje por encima del tablero, hacía abajo del tablero los ejes también se inclinan, como se ilustra en la figura 1.8e. Esta configuración es muy útil en cuando el espacio disponible por debajo del tablero es limitado o en aquellos casos en que se quiere o puede contar con una cimentación de grandes dimensiones.

Y invertida. En este caso, a partir de la intersección de los ejes inclinados de una pila en forma de A, se extiende un solo eje vertical (figura 1.8f). Este tipo de pila se emplea en puentes de grandes claros, ya que estos requieren pilas de gran altura.

1.2 Procedimientos de construcción

La elección del método de construcción para un puente atirantado depende de diferentes factores, entre los que se encuentran: la longitud y altura del puente, el sistema estructural empleado, así como de las condiciones particulares del sitio de construcción.

Los elementos mecánicos que se presentan durante la construcción están directamente relacionados con el procedimiento constructivo empleado, por lo que el análisis durante la fase constructiva es de vital importancia en el diseño de un puente atirantado. La ocurrencia de fuerzas accidentales generadas por los efectos del viento o sismos se deben de considerar y analizar detalladamente, pues a pesar de ser estructuras altamente hiperestáticas, los puentes atirantados son más vulnerables ante estas acciones durante la construcción; ya que no se cuenta con la totalidad de los elementos resistentes y en ocasiones algunos de estos se encuentran con demandas mayores en esta etapa.

En general, existen cuatro métodos de construcción cimbrado, rotación, lanzamiento por incrementos sucesivos y dovelas sucesivas, los cuales se describen a continuación.

1.2.1 Cimbrado

Este es el método de construcción más simple. Se comienza por la construcción de las pilas o torres, además de la colocación de cimbra intermedia entre ellas. Posteriormente se procede a la construcción del tablero, apoyándolo sobre la cimbra provisional como si se tratase de una viga continua. Una vez terminada la construcción del tablero se procede a la colocación y tensado parcial de los cables. Finalmente se retira la cimbra. En esta etapa la carga se transfiere a los cables y el tablero se deforma. Una vez que el tablero se ha deformado totalmente, se ajusta la tensión en los cables con lo que la estructura alcanza su configuración de diseño. La figura 1.16 muestra el procedimiento de construcción mediante cimbrado.

A diferencia de otros métodos, el cimbrado permite que, durante la construcción, no se generen elementos mecánicos mayores (en el tablero) a los esperados durante la vida útil del puente. Además, tiene la ventaja que se puede llevar un buen control en la geometría del tablero y tensión en los cables durante las diferentes etapas. Sin embargo, este procedimiento de construcción tiene las siguientes limitantes: la longitud del puente y altura del tablero sobre el nivel de terreno no deben ser muy grandes, pues con esto aumenta el costo de la cimbra y del proyecto, no deben existir obstáculos tales como ríos, barrancos, flujo vehicular u otras construcciones que impidan la colocación de la cimbra.

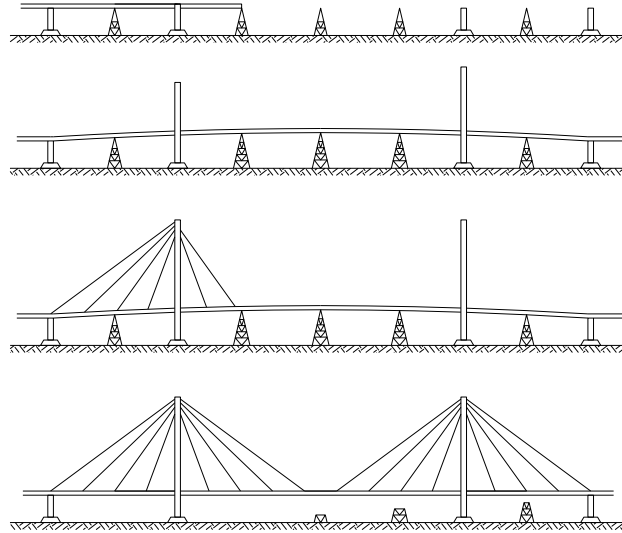


Figura 1.9. Construcción mediante cimbrado

1.2.2 Rotación

Este procedimiento se usa generalmente en la construcción de puentes sobre ríos. El puente se construye en los márgenes del río, en uno o dos segmentos en voladizo, paralelos al cauce, posteriormente se rota la estructura alrededor de la pila, hasta quedar perpendicular al cauce. Si la estructura del puente se construyó en un solo segmento el puente se apoya sobre un estribo construido del otro lado del cauce. En el caso en que la estructura se construya en dos segmentos, como en la figura 1.17, se procede a colocar una dovela de cierre, de modo que los segmentos del puente quedan unidos.

La construcción por rotación tiene la ventaja de que los segmentos del puente se pueden construir empleando el método de cimbrado, con lo que se obtienen las ventajas de este procedimiento constructivo. No obstante, en la construcción por rotación deben considerarse las fuerzas excéntricas adicionales que se generan en la pila y la cimentación durante el proceso de rotación.



Figura 1.10. Puente peatonal Illhof, Francia.¹

1.2.3 Lanzamiento por incrementos sucesivos (Empujado)

En el lanzamiento por incrementos sucesivos el tablero se construye en segmentos, llamados dovelas, las cuales se fabrican in-situ, detrás de uno de los estribos del puente. Cada dovela se cuela detrás de la anterior, una vez que la primera dovela ha fraguado y alcanzado la resistencia adecuada, el sistema resultante es empujado hacia adelante por medio de gatos hidráulicos y sistemas de apoyo deslizantes. Este procedimiento se repite hasta completar la longitud total del tablero.

Con la finalidad de evitar que en el voladizo se generen momentos flexionantes negativos de magnitud considerable, en este procedimiento constructivo se emplea un sistema denominado nariz de lanzamiento. La nariz de lanzamiento es una armadura metálica que se coloca en la parte frontal de la estructura, tiene la finalidad de alcanzar el siguiente punto de apoyo antes de que el tablero de concreto desarrolle la longitud total del claro. Ya que la estructura metálica de la nariz de lanzamiento es de menor peso que la sección de concreto, el momento máximo que se genera en el voladizo es de menor magnitud; una vez que la nariz de lanzamiento llega al siguiente apoyo, el tablero se comporta como una viga continua con lo que se reduce la flexión en el tablero.

¹ <http://www.gumifo.org/djdg/bridges/meylan.php?PHPSESSID=fe436068e365e3c04472fa2eae83d9a2>

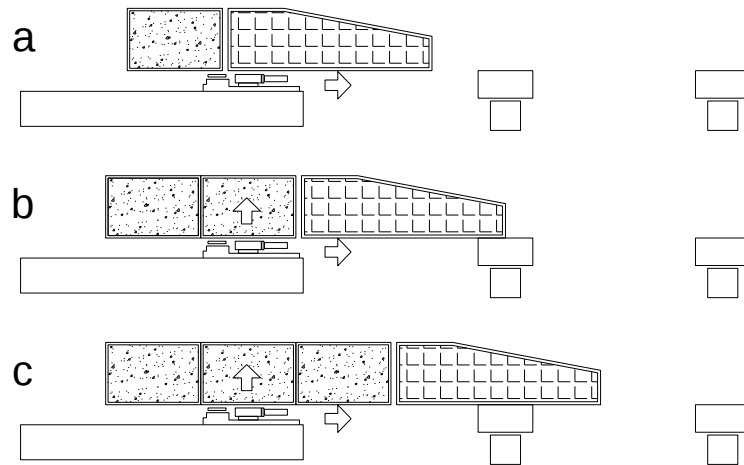


Figura 1.11. Lanzamiento de un tablero por incrementos sucesivos

Este procedimiento de construcción se puede emplear para la construcción de puentes atirantados de mediana y pequeña longitud. El tensado de los cables puede realizarse en una sola operación una vez que el tablero se ha terminado de construir en su totalidad. Es muy práctico en la construcción de los claros laterales con pilas intermedias, pero requiere de apoyos intermedios temporales (cimbra) en el claro principal, lo cual limita las posibilidades de aplicación de este método. Además, en puentes atirantados en dos planos con pilas en H, el lanzamiento de la estructura a través de la torre puede presentar un problema, debido al ensanchamiento del tablero para el anclaje de los cables.

1.2.4 Voladizos sucesivos

El método de voladizos sucesivos es un procedimiento de construcción muy versátil ya que puede emplearse en claros de cualquier longitud y altura de tablero; se emplea generalmente en la construcción de puentes con grandes claros, en los que no se puede hacer uso de apoyos intermedios ya sean provisionales o definitivos. Este es el método más empleado en la construcción de puentes atirantados.

En este método, la ejecución del tablero se lleva a cabo mediante dovelas, las cuales pueden ser coladas "in-situ" o prefabricadas. Se comienza con la construcción de los estribos y pilas, enseguida se procede con la dovela sobre pila, se continúa con la construcción de las dovelas dorsales y frontales (avanzando una a una hacia extremos opuestos del claro a salvar) con lo que se busca equilibrar los momentos y deformaciones generados. Cada dovela requiere del apoyo provisional sobre las previamente construidas, ya sea para la colocación de cimbra metálica o carro de avance requeridos por las dovelas coladas "in-situ" o prefabricadas, respectivamente. Los tirantes se van colocando y tensando a medida que crece el voladizo. Una vez que se ha cubierto el claro principal se coloca la dovela de cierre y se agregan las cargas muertas adicionales (asfalto, barreras, parapetos, etc.). Por último, se realiza el tensado final de los cables.

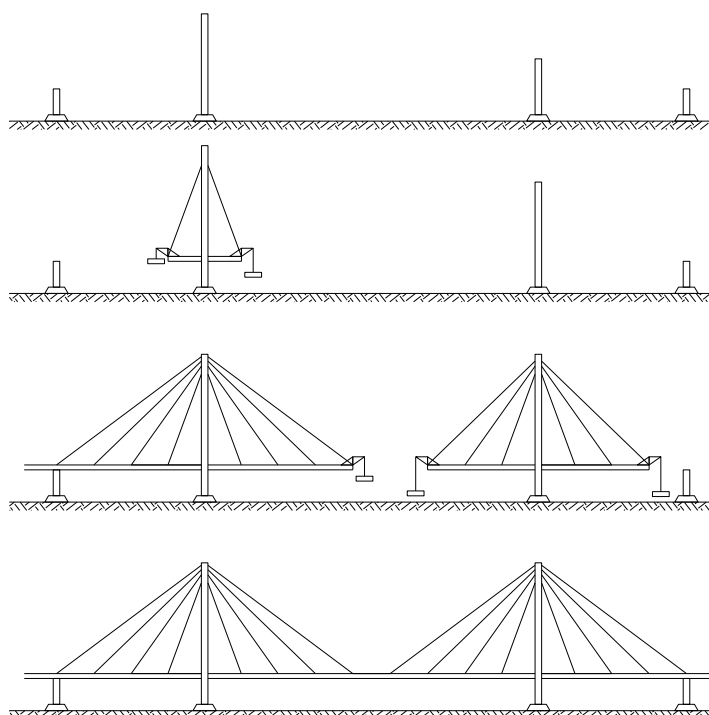


Figura 1.12. Construcción por voladizos sucesivos

El procedimiento anteriormente expuesto es una descripción general del método de voladizos sucesivos. Sin embargo, la construcción con dovelas coladas “in-situ” o prefabricadas cuentan con procedimiento propio y variaciones para cada proyecto en particular, según la metodología. A continuación, se detallan algunas características de cada una.

1.2.4.1 Dodelas fabricadas “in-situ”

El tablero se construye mediante dovelas que se van colando en obra una delante de la otra, empleando cimbra metálica deslizante que se apoya en la dovela previamente construida. El tablero debe resistir la flexión generada por el peso del concreto fresco y la cimbra metálica, lo cual limita el uso de este tipo dovelas; pues en los puentes atirantados la resistencia a flexión del tablero es reducida en comparación con otro tipo de puentes. Existen algunas alternativas para solucionar este problema: se puede reducir la longitud de las dovelas y en consecuencia la separación de los tirantes o se puede colocar y tensar los cables antes del colado de la dovela con lo que se reduce la flexión sobre el tablero y se evita la opción anterior. En los puentes en los que se emplean este tipo de dovelas la contracción y el flujo plástico producen efectos importantes en la estructura.

1.2.4.2 Dovelas prefabricadas

Las dovelas se fabrican en una zona cercana a la obra llamada parque de fabricación, posteriormente se trasladan a la obra para su colocación. En esta metodología la continuidad en el tablero se logra mediante el pretensado y fricción por contacto directo entre dovelas, para lo cual estas se fabrican de modo que la geometría de cada nueva dovela embone perfectamente con la anterior. Pese a ser más costosa, la prefabricación permite una mayor velocidad en la construcción; además, el efecto de la contracción y flujo plástico es menor, ya que la edad del concreto a la carga es mayor.

CAPÍTULO II

ANÁLISIS DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

2.1 Acciones durante la construcción

El sistema estructural de un puente atirantado depende en gran medida del procedimiento constructivo que se emplee para su ejecución; existe la posibilidad que, durante alguna etapa de la construcción, se presente un estado de esfuerzos no deseado o incluso la estructura sea inestable. Es por ello que la estructura se debe analizar durante la construcción, en cualquier etapa en que la seguridad pudiera llegar a verse comprometida. Durante la construcción, existen cargas de importante magnitud que deben ser consideradas en el diseño estructural de un puente atirantado. Estas cargas se mencionan continuación.

2.1.1 Peso propio

El peso propio de los elementos estructurales, es una de las principales acciones que se debe considerar en análisis del proceso constructivo.

En puentes atirantados, generalmente el tablero se construye mediante dovelas, ya sean prefabricadas o coladas in-situ, al principio de su ejecución cada dovela representa una carga sobre la estructura previamente construida. La magnitud de la carga depende de los materiales, geometría y longitud de la dovela, pudiendo alcanzar pesos de más de cien toneladas; por ejemplo, para las dovelas de acero en el puente baluarte se tienen pesos de hasta 120 t. En general, la reducir la longitud de las dovelas disminuye la carga muerta; sin embargo, esto representa un aumento en el número de tirantes y anclajes, lo que incrementa el costo del proyecto. En consecuencia, esta alternativa se debe analizar cuidadosamente.

Se debe considerar además el peso de los tirantes durante la construcción, pues estos representan una parte importante de la carga muerta en la estructura.

2.1.2 Peso del equipo de montaje

En el análisis del proceso evolutivo se debe de considerar la carga generada por los equipos de construcción: carros de avance, nariz de lanzamiento o cimbras metálicas; pues estos generan una carga importante sobre la estructura, comparable con la magnitud del peso propio. Además, se deberán tomar en cuenta los efectos generados por la movilidad de estas cargas durante el proceso constructivo.

2.1.3 Tensión en los tirantes

Durante la construcción del puente, el tablero y la pila sufren diferentes deformaciones, las cuales se pueden llevar a una configuración deseada mediante el ajuste de la tensión en los cables, además, los esfuerzos en el tablero y la pila están directamente relacionadas con las fuerzas de tensión en los cables, por lo que es importante determinar las fuerzas en los tirantes durante cada etapa de la construcción.

Existen dos métodos para determinar las fuerzas en los cables durante las etapas de construcción: el análisis del montaje y análisis del desmontaje, ambos métodos se describen en la sección 2.2 de este trabajo.

2.1.4 Flujo plástico

El flujo plástico es una deformación inelástica gradual, debido a un reacomodo interno de las partículas del concreto; ocasionado por una carga sostenida durante un periodo de tiempo. La deformación por flujo plástico aumenta a una tasa decreciente con el tiempo, si se elimina la carga se recuperan las deformaciones elástica e inelástica, sin embargo; se presenta una deformación permanente, debida al aumento del módulo de elasticidad del material durante en el tiempo. La figura 2.1 muestra una curva típica de flujo plástico de concreto para un esfuerzo axial constante.

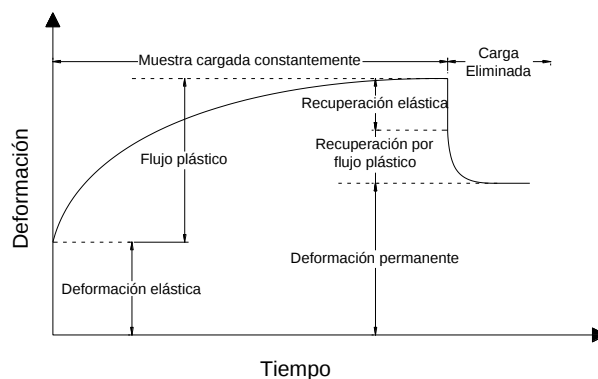


Figura 2.1. Curva típica de flujo plástico en el concreto

Existen diversas propuestas para determinar la deformación por flujo plástico en un elemento de concreto, en general la mayoría de los métodos concuerda en que esta deformación depende tanto de factores internos como externos al elemento de concreto. Los factores internos son: la resistencia y módulo de elasticidad del concreto; características de la pasta (tipo y cantidad de cemento); el tamaño, porcentaje y módulo de elasticidad del agregado, así como la cantidad de acero de refuerzo. Dentro de los factores externos se encuentran: la edad del concreto a la carga, el nivel de esfuerzos del elemento, la temperatura y humedad relativa del ambiente.

2.1.5 Contracción

La contracción es una reducción del volumen debido a la pérdida de humedad en el concreto. Es un proceso reversible, por lo que, si se satura en agua, el concreto aumenta su volumen, a este proceso se le llama expansión. Al igual que para el flujo plástico, la contracción ocurre a una tasa decreciente, como se muestra en la figura 2.2. En general depende de los mismos factores, así como de las dimensiones del elemento.

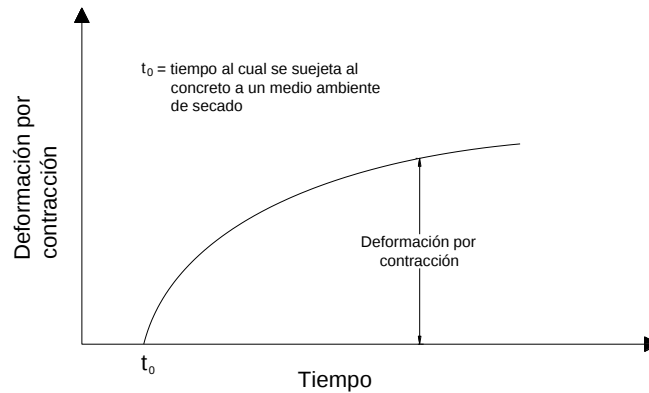


Figura 2.2. Curva típica de contracción en el concreto

En el análisis durante la construcción, los efectos del flujo plástico y la contracción son de mayor importancia en tableros de concreto. Una alternativa para reducir las deformaciones es disminuir la longitud de las dovelas, con lo que los cambios de volumen del elemento son menores; otra opción consiste en emplear dovelas prefabricadas, en las cuales ya han ocurrido la mayoría de los efectos a largo plazo.

2.1.6 Temperatura

El efecto de la temperatura sobre las cargas en un puente, es ampliamente reconocido; generalmente se considera en el diseño de apoyos y juntas de expansión de la estructura. Sin embargo, las variaciones de temperatura en el ambiente y en la estructura tienen gran influencia en la tensión de los tirantes y las deformaciones del tablero durante la construcción.

2.1.6.1 Efecto de la temperatura en los tirantes

En los tirantes, el efecto de la temperatura se determina como una fuerza, producto de la elongación del cable, debida un cambio de temperatura. Esta fuerza se puede determinar empleando las ecuaciones 2.1 y 2.2, que representan la variación de longitud de una barra debido a una fuerza y a un gradiente de temperatura, respectivamente.

$$\Delta L = \alpha L \Delta T \quad \Delta L = \frac{FL}{EA} \quad (2.1) \quad (1.2)$$

Igualando ambas expresiones y despejando el valor de F resulta:

$$F = \alpha \cdot \Delta T \cdot EA \quad (2.3)$$

2.1.6.2 Efecto de la temperatura en el tablero

En tablero, el efecto de la temperatura varía longitudinalmente en el puente y en peralte de la sección, generalmente se idealizan gradientes lineales de temperatura a lo largo de una sección transversal, los cuales generan un equilibrio interno de esfuerzos. Se generan dos tipos de esfuerzos: primarios y secundarios, ambos se deben evaluar y considerar en el diseño.

Los esfuerzos primarios se presentan tanto en vigas simplemente apoyadas como en continuas y se manifiestan como una variación de esfuerzos con la profundidad. Se desarrollan como una redistribución de esfuerzos debidos al cambio de temperatura. Mientras que los esfuerzos secundarios únicamente se presentan en puentes continuos, como resultado de un cambio en las reacciones globales y momentos flexionantes. Se determinan aplicando un par, así como una fuerza en cada extremo del puente continuo, determinando las reacciones y momentos resultantes, posteriormente se suman estos a los generados por las cargas vivas y peso propio (Parke, 2008).

2.2 Metodologías de análisis del proceso evolutivo

El diseño de un puente atirantado requiere del análisis de la estructura en diferentes etapas y bajo distintos escenarios de carga. En general, estas etapas se pueden clasificar como: análisis del puente en servicio y análisis durante la construcción o análisis del proceso evolutivo.

Del estudio del puente en su etapa de servicio se obtienen las dimensiones, secciones transversales y refuerzo necesario de los elementos estructurales de concreto (pilas, tablero, estribos, cimentación); así como el área de acero y fuerzas de tensión finales en los cables. Mediante el análisis del proceso evolutivo se obtienen las deformaciones y elementos mecánicos de la estructura, se revisa la seguridad y estabilidad global de la estructura en cada etapa de la construcción.

2.2.1 Métodos preliminares

La configuración final de un puente atirantado, una vez definido el peso y geometría de sus diversos elementos, depende principalmente de la distribución de fuerzas en los tirantes para la condición de puente en servicio; generalmente para la acción de cargas muertas. La distribución de fuerzas en los tirantes se debe realizar de modo que las flexiones en el tablero y la pila se eliminen o al menos se reduzcan tanto como sea posible (M, Justus).

Existen diversos métodos para determinar la fuerza de tensado en los tirantes. A continuación, se describen algunos métodos preliminares, empleados para determinar la fuerza de tensado para la condición del puente en servicio. Posteriormente se explican los métodos de montaje y desmontaje, mediante los cuales se puede conocer las fuerzas en los tirantes durante cada etapa del procedimiento constructivo.

2.2.1.1 Método de la viga simplemente apoyada

La fuerza en cada cable se determina considerando que los tirantes soportan la carga correspondiente a la separación entre sí, es decir, el peso de una dovela. Se usa generalmente como un análisis preliminar para proponer el área de los tirantes.

2.2.1.2 Método del tablero articulado

Suponiendo que bajo la carga muerta la viga se comporta como una viga continua y que los tirantes proporcionan soportes rígidos, la componente vertical de las fuerzas en los tirantes son iguales a las reacciones en la viga continua (Grabow, 2004). Con lo que se puede determinar la fuerza de tensión en cada cable. Este método es ampliamente usado en el diseño de puentes atirantados ya que las fuerzas en los cables y momentos en el tablero son pequeños y adecuadamente distribuidos.

2.2.1.3 Método de anulación de desplazamientos

Este método se basa en determinar un conjunto de fuerzas en los tirantes que permitan al puente alcanzar la configuración deseada al final del proceso constructivo. En general, se busca que la tensión en los tirantes elimine las deflexiones en el tablero; para la condición cargas muertas y peso propio. Este procedimiento puede ser complicado, ya que, al tratarse de una estructura hiperestática, al inducir cualquier fuerza en un tirante, se modifican las tensiones en el resto de los cables.

2.2.1.4 Método de optimización

Las fuerzas en los tirantes se determinan de modo que, bajo la acción de cargas permanentes, la cantidad de material en tablero y pilas sea mínima (función objetivo); considerando además que las fuerzas en la estructura y deflexiones en el tablero deben encontrarse dentro de ciertos límites permisibles (condiciones de frontera). Con lo que el problema de optimización se puede resolver empleando métodos matemáticos.

Este método se emplea especialmente en puentes atirantados con tableros de concreto, ya que los efectos del flujo plástico se minimizan debido a la adecuada distribución de fuerzas internas bajo la acción de cargas muertas (Hong et al).

2.2.1.5 Método de anulación de desplazamientos a lo largo del procedimiento constructivo

A diferencia de los procedimientos anteriores, este método no considera únicamente la configuración final de la estructura; se reconoce que el proceso constructivo afecta la distribución de fuerzas y deformaciones en la estructura. Por lo que, en cada etapa de la construcción, se determina el desplazamiento por peso propio de la última dovela y la fuerza de tensión en los tirantes que lo anulan. Para emplear este método es necesario conocer de forma precisa el procedimiento constructivo y las sobrecargas durante cada etapa de este.

2.2.2 Análisis del montaje

Se le llama análisis del montaje al análisis de la estructura que se realiza siguiendo la secuencia de construcción, exactamente de la forma en que ésta se lleva a cabo, también se le conoce como análisis hacia adelante o *"forward analysis"*.

La configuración de la estructura cambia constantemente durante el proceso constructivo, la finalidad del análisis del montaje es determinar los elementos mecánicos en la estructura en diferentes etapas. A continuación, se describen los pasos del análisis del montaje:

1. Se comienza con la construcción de la dovela sobre la pila. Generalmente esto se hace cimbrado desde la pila o empleando apoyos temporales, situación que se debe considerar en el análisis.
2. Se coloca y tensa parcialmente el primer cable.
3. Cargar la primera dovela con el peso carros de avance, nariz de lanzamiento o cimbra para dovelas posteriores.
4. Con el colado o colocación de cada dovela, se agrega esta carga muerta a la estructura previamente construida.
5. Se coloca y tensa el cable de la dovela.
6. Mover el carro de avance o cimbra a la nueva posición.
7. Repetir pasos 4 a 6 hasta completar la construcción del claro central.
8. Ejecutar la dovela de cierre.
9. Aplicar cargas muertas finales (pavimento, barrera de separación, parapetos y accesorios).
10. Tensado final de los cables.

Este análisis permite conocer los elementos mecánicos y deformaciones de la estructura durante cada etapa del procedimiento constructivo, con lo que se puede revisar la estabilidad y resistencia de la estructura bajo diferentes secuencias de construcción, permitiendo así emplear el procedimiento más adecuado. Se pueden considerar los efectos de la contracción y flujo plástico en cada etapa, sin embargo, el principal inconveniente de este método, es que no se puede determinar con facilidad la longitud y fuerza de tensado en los tirantes que permitan obtener la configuración deseada al final de la construcción.

2.2.3 Análisis del desmontaje

En este tipo de análisis el procedimiento constructivo analiza en forma inversa al proceso de construcción, partiendo del estudio del puente en etapa de servicio. Se le conoce también como análisis hacia atrás o "*backward analysis*". Mediante este método se pueden determinar las deformaciones en las pilas y tablero, así como la longitud y fuerza de tensado de los cables.

El procedimiento de análisis del desmontaje se muestra a continuación (Chen, 2000):

1. Analizar la estructura en su etapa de servicio (Puente terminado).
2. Eliminar el efecto total de la contracción y flujo plástico.
3. Remover las cargas muertas finales.
4. Agregar la carga de carros de avance, nariz de lanzamiento, cimbras o soportes temporales.
5. Eliminar la dovela de cierre, a partir de aquí la estructura del puente se analiza en dos segmentos independientes.
6. Mover el carro de avance hacia atrás (a la dovela anterior).
7. Eliminar el peso del concreto de la última dovela.
8. Suprimir el tirante.
- 9.-Se retiran cargas.

Los pasos 6 a 9 se repiten hasta que tablero es completamente desensamblado y se determina la fuerza de tensión en todos los cables durante cada fase de la construcción.

Este método tiene el inconveniente que los efectos dependientes del tiempo no se pueden incluir en forma satisfactoria. Al principio del análisis, se considera que el puente ha sufrido la totalidad de los efectos de contracción y flujo plástico, posteriormente estos se eliminan de la estructura en una sola etapa del análisis; lo cual no representa exactamente el comportamiento inverso de la estructura durante la construcción.

2.2.4 Comparación entre los métodos

Cualquiera que sea el método empleado para el análisis, durante la construcción se generan flechas positivas y negativas en el tablero. Esto con el montaje o desmontaje de cada dovela, así como por el efecto de la aplicación o supresión de los tirantes y su presfuerzo. Ambos métodos permiten determinar las deformaciones de tablero en el tablero y la pila

Ya que los dos procedimientos de análisis siguen una secuencia distinta uno del otro, los resultados obtenidos con cada uno son diferentes entre sí para cada etapa. Por lo tanto, en la etapa final del análisis del montaje, las fuerzas en los elementos de la estructura son diferentes a las consideradas en el estado inicial del análisis de desmontaje (Puente en servicio). Sin embargo,

dentro del rango elástico, si no se consideran los efectos a largo plazo, se pueden obtener los mismos resultados con ambos métodos.

En general, la mayoría de los puentes se diseñan realizando en primera instancia un análisis de desmontaje, con lo que se obtienen las fuerzas en los cables; y posteriormente se realiza el análisis del montaje empleando los resultados previamente obtenidos. Este procedimiento se puede repetir hasta que los resultados obtenidos con ambos métodos sean muy similares entre sí.

CAPÍTULO III

CASO DE ESTUDIO Y MODELO NUMÉRICO

3.1 Geometría del puente

Para el desarrollo de esta tesis se empleó un modelo analítico, con una geometría y características similares a las del Puente atirantado sobre el río Papaloapan, cabe aclarar que este trabajo no trata del estudio de este puente en particular, sin embargo, se han considerado algunas de sus características y propiedades con la finalidad de orientar este estudio al tipo de puentes atirantados que actualmente se construyen en el país.



Figura 3.1. Puente atirantado sobre el río Papaloapan²

El proyecto de estudio es en un puente atirantado de 422.37 m de longitud total, formado por dos pilas de 58 m de altura, sobre las cuales se disponen 8 semi-arpas de 14 tirantes cada una. El tablero del puente está formado por dos vigas longitudinales unidas mediante diafragmas transversales y la losa superior.

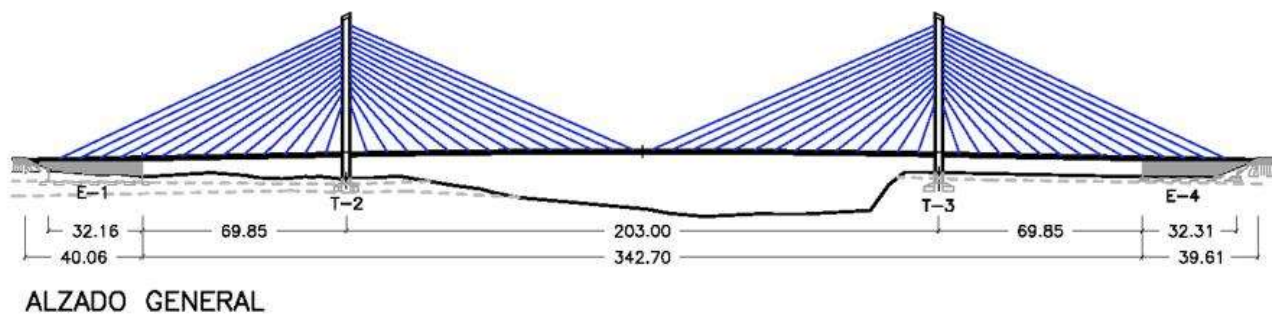


Figura 3.2. Geometría general del puente

² <http://www.cfcsl.com/portfolio/puente-sobre-el-rio-papaloapan-veracruz-mexico-1995/>

3.2 Dimensiones y propiedades de los elementos estructurales

Las dimensiones de las secciones transversales de cada uno de los elementos que forman los elementos estructurales del puente se muestran en la figura 3.3. La tabla 3.1 muestra las propiedades de los materiales empleados

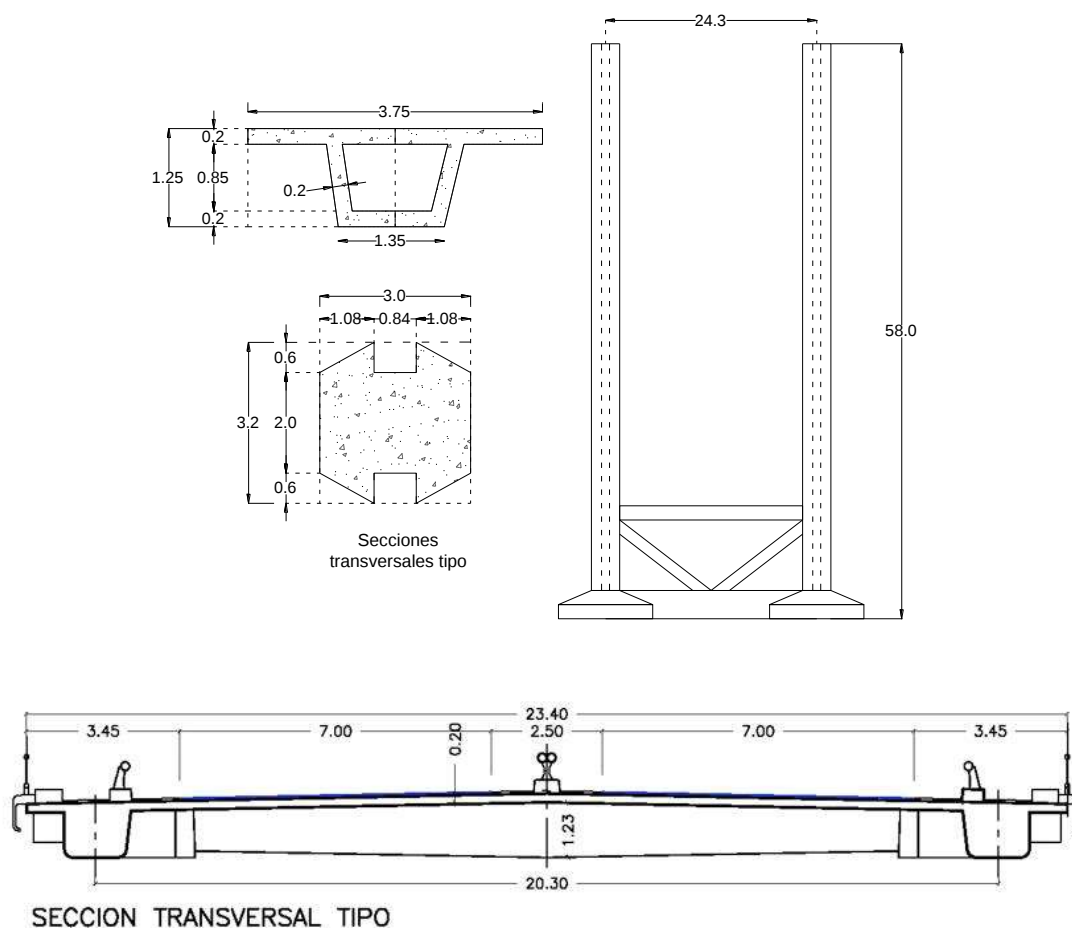


Figura 3.3. Dimensiones de los elementos estructurales

Tabla 3.1. Propiedades mecánicas de los materiales

Elemento	Densidad Kg/m ³	Resistencia a la compresión f'_c Kg/cm ²	Módulo de Elasticidad E Kg/cm ²	Módulo de Rigidez G Kg/cm ²
Pilas	2400	350	261916	109132
Vigas Longitudinales	2400	350	261916	109132
Vigas transversales	2400	350	261916	109132
Losa	2400	350	261916	109132
Cables		19000*	2010000	773077
*Resistencia a la tensión				

3.3 Áreas de acero y fuerzas en los cables

El número de torones empleado para determinar el área de acero, así como la fuerza de tensado aplicada a cada uno de los cables se muestran en las tablas 3.2 y 3.3. Estos datos se obtuvieron del trabajo realizado por Carrión et al (2005), en el cual se realizó una evaluación experimental de los cables del puente Papaloapan.

Tabla 3.2. Número de torones por tirante

No de Tirante	Semi-arpa							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	23	22	22	23	23	22	22	23
2	16	14	14	16	16	14	14	16
3	18	18	18	18	18	18	18	18
4	19	19	19	19	19	19	19	19
5	21	21	21	21	21	21	21	21
6	22	22	22	22	22	22	22	22
7	23	24	24	23	23	24	24	23
8	25	25	25	25	25	25	25	25
9	26	26	26	26	26	26	26	26
10	27	27	27	27	27	27	27	27
11	28	28	28	28	28	28	28	28
12	29	28	28	29	29	28	28	29
13	28	28	28	28	28	28	28	28
14	32	30	30	32	37	37	30	32

Tabla 3.3. Tensión en los tirantes (t)

No de Tirante	Semi-arpa							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	203	203	203	203	203	203	203	203
2	112	112	112	112	112	112	112	112
3	152	152	152	152	152	152	152	152
4	160	160	160	160	160	160	160	160
5	171	171	171	171	171	171	171	171
6	180	180	180	180	180	180	180	180
7	190	190	190	190	190	190	190	190
8	190	190	190	190	190	190	190	190
9	190	190	190	190	190	190	190	190
10	190	170	180	180	180	180	170	190
11	210	200	190	190	190	190	200	210
12	210	200	190	190	190	190	200	210
13	210	200	190	190	190	190	200	210
14	220	220	220	220	220	220	220	220

La numeración de los tirantes se realizó en forma ascendente, por lo que los números 1 y 14 corresponden al de menor y mayor longitud respectivamente.

3.4 Modelo Numérico

El análisis del puente se realizó con el software SAP2000 V.17.3, en el cual se creó el modelo analítico de la estructura, a éste, se le asignaron las características geométricas y de materiales descritas anteriormente. Ya que los cables son elementos que presentan un comportamiento altamente no lineal, se empleó un análisis geométrico no lineal. Una vista general del modelo numérico se muestra en la figura 3.4.

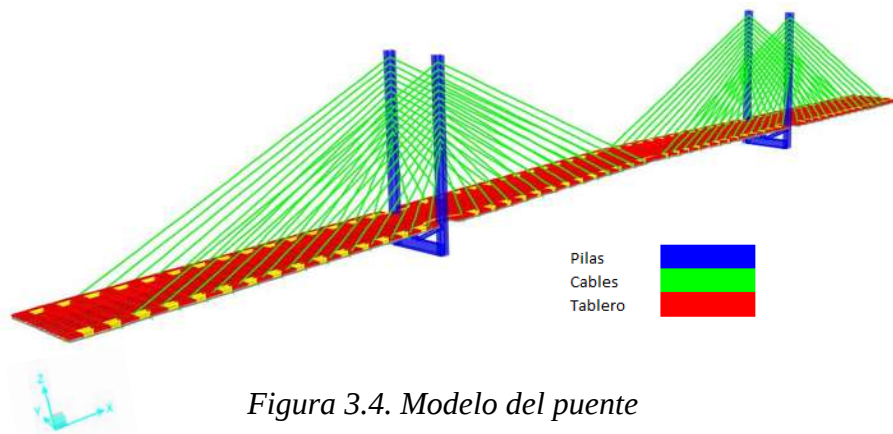


Figura 3.4. Modelo del puente

En el modelo, las pilas del puente se representaron mediante elementos barra, para los tirantes se emplearon elementos tipo cable, el tablero se representó mediante elementos barra para las traveses longitudinales y los diafragmas transversales, mientras que en la losa se usaron elementos "Shell". En la figura 3.5 se puede apreciar a detalle el modelado del tablero. Los únicos elementos que se consideraron no lineales para la etapa constructiva del puente son los cables.

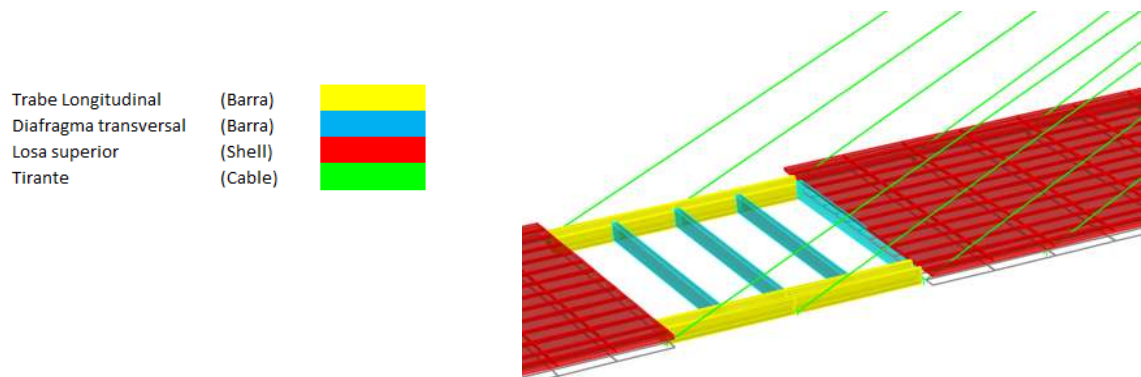


Figura 3.5. Modelado del tablero (Detalle)

En el modelo se consideraron apoyos articulados en los estribos de la pila 1, apoyos simples en el estribo de la pila 2 y empotramientos en la base de ambas pilas; no existe conexión entre el tablero y las pilas, ya que este pasa libremente entre ellas, por lo que la carga a las pilas se transmite únicamente mediante los tirantes; se consideró también la excentricidad que existe en el puente real entre los cables y las traveses longitudinales figura 3.6, lo cual se modeló mediante el uso de links rígidos.

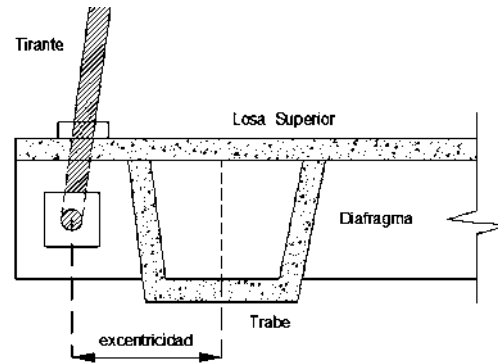


Figura 3.6. Excentricidad entre cable y trabe

3.5 Análisis Modal

Se realizó un análisis modal de la estructura para determinar la configuración, periodo y factor de participación de masa de cada uno de los modos de vibrar de la estructura. En la tabla 3.4 se muestran los periodos y la suma de la suma de los factores de participación de masa modal.

Tabla 3.4. Factores de participación modal

Modo	Periodo Seg	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	2.34	0.0025	0.0000	0.1414	0.0000	0.0000	0.0000
2	2.07	0.0025	0.2859	0.1414	0.5094	0.0000	0.0009
3	2.06	0.0025	0.2866	0.1414	0.5122	0.0000	0.1314
4	1.99	0.0026	0.2866	0.1414	0.5122	0.0000	0.1314
5	1.99	0.0026	0.2866	0.1415	0.5122	0.0000	0.1314
6	1.91	0.0026	0.5920	0.1415	0.6572	0.0000	0.1321
7	1.87	0.0083	0.5920	0.1420	0.6572	0.0007	0.1321
8	1.54	0.0083	0.5956	0.1420	0.6728	0.0007	0.1321
9	1.32	0.0086	0.5956	0.1446	0.6728	0.0008	0.1321
10	1.24	0.0086	0.5961	0.1446	0.6734	0.0008	0.1324
11	1.09	0.0099	0.5961	0.1447	0.6734	0.0668	0.1324
12	0.96	0.0143	0.5961	0.3406	0.6734	0.0668	0.1324
13	0.89	0.0167	0.5961	0.3406	0.6734	0.2732	0.1324
18	0.69	0.6870	0.5967	0.4604	0.6749	0.2732	0.3501

En la figura 3.6 se muestra la configuración deformada del puente en algunos de los modos.

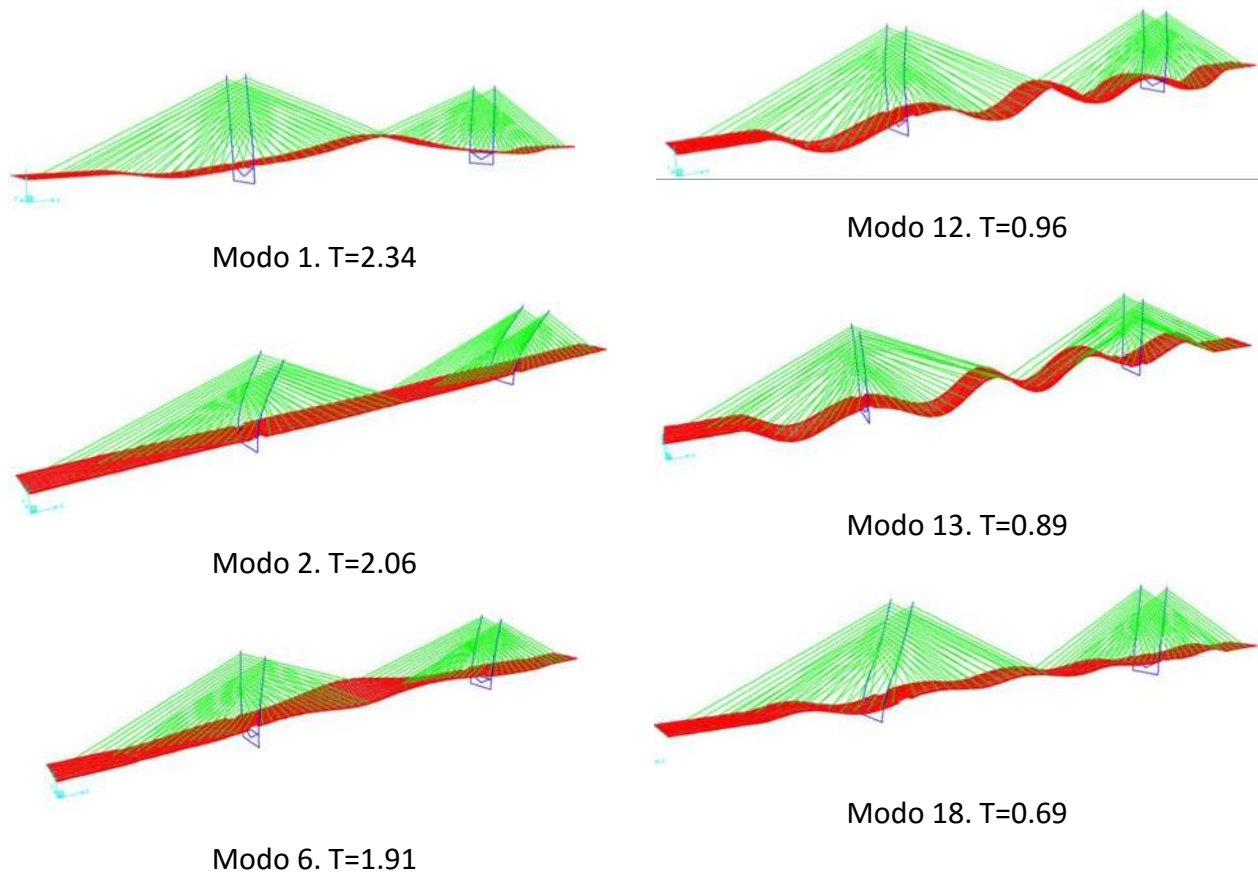


Figura 3.7. Formas modales

Modo 1. Primer modo vertical. El desplazamiento en Z tiene un porcentaje de participación de masa del 14.14%. Este modo presenta movimiento vertical del tablero, principalmente del claro central, deformación de las pilas en sentido longitudinal del puente.

Modo 2. Primer modo transversal y rotacional. El desplazamiento en Y tiene una participación de masa de 28.59%, mientras que en la rotación en X este porcentaje es de 50.94%. Por lo que las pilas se deforman transversalmente a la longitud del puente (rotando en X) Y el tablero se desplaza en dirección Y, sin embargo, ya que el porcentaje de participación de masa es mayor en la rotación la deformación en las pilas es más evidente en este modo.

Modo 6. Segundo modo transversal, acoplado con rotación en X. El desplazamiento en Y tiene un porcentaje de participación de masa 59.19% y la rotación en X de 65.72%. El tablero se desplaza transversalmente, las pilas se deforman en la misma dirección, la configuración de este modo es muy parecida a la del modo 2, sin embargo, ya que, en este caso, el desplazamiento en Y tiene un mayor porcentaje de participación de masa, el desplazamiento del tablero es más notorio.

Modo 12. Segundo modo vertical. En este modo el desplazamiento en Z tiene un factor de participación de masa de 34.06%, los desplazamientos verticales de tablero hacen que éste presente curvatura múltiple, ambas pilas se doblan en dirección longitudinal, sin embargo, las deformaciones de las pilas son en sentido opuesto.

Modo 13. Primer modo de rotación en Y acoplado con desplazamiento vertical. En este modo, la rotación en Y presenta un porcentaje de participación de masa de 27.32 %, el desplazamiento en Y tiene el mismo porcentaje de participación que en el modo anterior, por lo que la configuración del modo es muy similar, a diferencia de que, en este caso las pilas se deforman en el mismo sentido (rotando en Y) a diferencia del modo 12.

Modo 18. Primer modo longitudinal. El desplazamiento en X tiene un porcentaje de participación de masa de 68.70%. El tablero se desplaza longitudinalmente y las pilas presentan deformaciones en la misma dirección y sentido.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DEL PROCESO EVOLUTIVO

4.1 Etapas de estudio

Para analizar el proceso evolutivo del puente, se consideró el proceso de construcción por voladizos sucesivos mediante carros de avance, comenzando desde las pilas hacia el centro del claro y hacia los estribos. Este análisis se realizó mediante la opción “*staged construction*” con que cuenta el programa SAP 2000, en el cual se analizaron 90 casos de carga durante el proceso constructivo, desde la etapa de construcción de la subestructura hasta la colocación de la sobrecarga una vez que el puente está terminado. De todos los casos de carga en que se analizó el puente, se estudiaron particularmente las 16 etapas más relevantes; las cuales corresponden a los siguientes eventos:

Etapas 0. Construcción de pilas y estribos.

Etapas 1-14. Colocación de traveses longitudinales 1 a 14 con sus respectivos diafragmas transversales, losas y tirantes.

Etapas 15. Puente terminado, después de la colocación de trabe y losa de cierre, así como la aplicación de cargas muertas adicionales al peso propio.

En la figura 4.1 se muestran los elementos del puente considerados en las etapas de análisis.

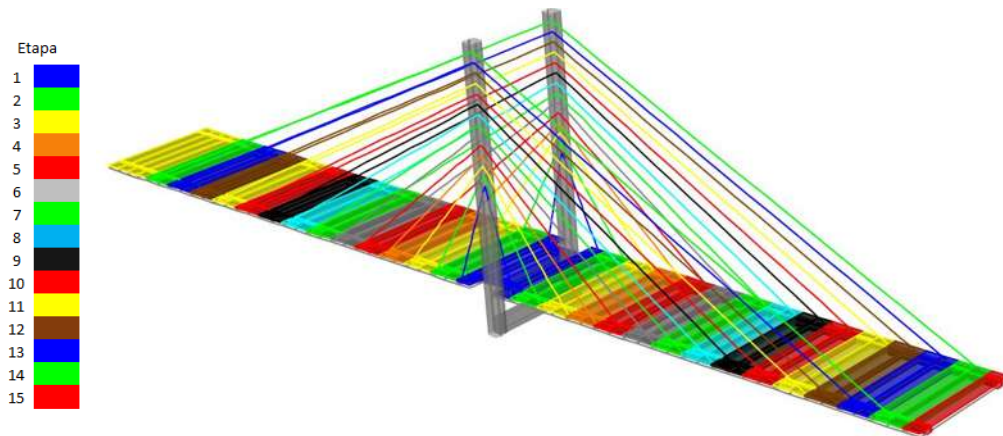


Figura 4.1. Etapas del proceso constructivo

Dentro de las etapas 1 a 14 se consideraron los estados intermedios de carga:

- a. Posicionamiento de carro de avance con carga de traveses longitudinales en dovela extrema
- b. Carga de carro de avance con traveses longitudinales como parte de la estructura
- c. Carro de avance con carga de diafragmas transversales
- d. Carga de carro de avance con diafragmas transversales como parte de la estructura
- e. Construcción del tablero
- f. Colocación y tensado de los tirantes

4.2 Resultados del análisis evolutivo

Como resultado del análisis se obtienen los elementos mecánicos y deformaciones en cada uno de los elementos que forman la estructura del puente, sin embargo, para este caso en particular es de especial interés conocer las tensiones que se generan en los cables, los momentos y fuerza axial en las vigas del tablero y pilas; así como las deformaciones en los extremos del tablero en voladizo y el desplazamiento del extremo superior de las columnas.

4.2.1 Fuerzas en los tirantes

A continuación, en la figura 4.2 se muestra la variación de las fuerzas en los tirantes durante el proceso constructivo en el arpa 2. Para una mayor facilidad en la interpretación de los resultados, cada tirante se representa mediante el color correspondiente a la etapa de su colocación (Ver figura 4.1).

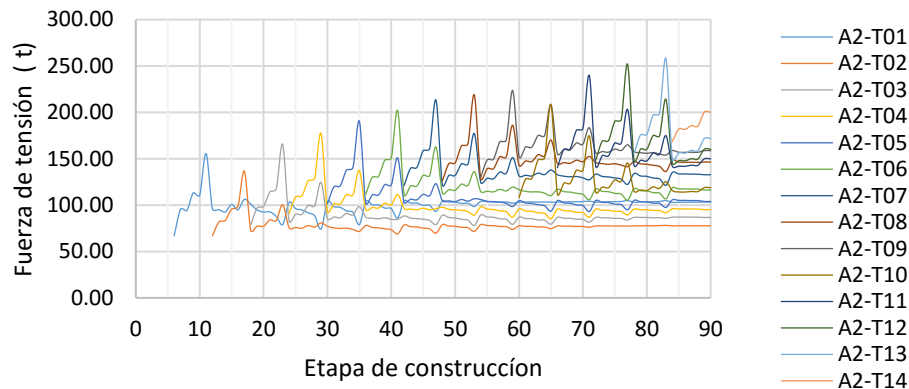


Figura 4.2. Tensión en los tirantes durante el proceso constructivo. Arpa 2

En general se observa que, después de la colocación y tensado de cada tirante, la fuerza axial en este, aumenta gradualmente en las siguientes etapas hasta alcanzar su valor máximo, justo antes de que se coloque el siguiente tirante, hecho esto, la tensión disminuye rápidamente hasta valores cercanos a la tensión inicial, después el cable sufrirá otros incrementos y decrementos de tensión debido a las cargas y tirantes que se agregan en etapas posteriores, esto sin exceder el valor de tensión máximo alcanzado en las etapas posteriores a su colocación y sin disminuir de la tensión inicial después de su colocación. Así, por ejemplo, el tirante 1, se tensa inicialmente con una fuerza de 70 t, fuerza que se incrementa hasta alcanzar un valor de 155 t, al terminar la etapa f (colocación y tensado del siguiente tirante), del proceso que se menciona anteriormente. Antes de alcanzar su tensión máxima, se observan unos pequeños descensos de la fuerza que se producen durante las etapas a, b y c del proceso. Al colocar el siguiente tirante la tensión se reduce a 95 t y sufre oscilaciones conforme se desarrolla el proceso constructivo y la tensión final se estabiliza en un valor de 105 t aproximadamente. Se observa que el impacto del tensado y

proceso cíclico de cargas y descargas en un tirante previamente colocado deja de ser importante después de la colocación de los dos o tres tirantes siguientes.

4.2.2 Carga axial en el tablero

El diagrama de carga axial en el tablero se muestra en la figura 4.3, en la que el signo positivo indica tensión y el signo negativo compresión. En esta figura se muestra la variación de la carga axial en tablero y el incremento de la longitud de los voladizos, a partir de los ejes de las pilas 1 y 2, para cada una de las etapas principales del proceso constructivo. Es interesante notar que, en las primeras etapas la carga axial sobre el tablero es únicamente de tensión, con un valor máximo de 230 t en la etapa 7. Es hasta la etapa 11 en la que aparecen zonas que se encuentran a compresión, hasta que finalmente en la etapa 15, la mayor parte del tablero se encuentra sometido a compresión, con una carga máxima 308 t; a excepción de un tramo al centro del claro, entre los 200 y 250 m en el que se presenta una carga de tensión de 200 t; la cual ocasiona un esfuerzo de tensión de aproximadamente 4.15% del valor la resistencia a compresión f'_c del concreto, que la sección del tablero puede resistir sin la necesidad de acero de presfuerzo.

4.2.3 Momentos en el tablero

Los momentos en el tablero durante el proceso evolutivo, se muestran en la Figura 4.4. En esta, se aprecia la variación del diagrama de momentos en los voladizos de ambas pilas durante las 15 etapas principales del proceso constructivo. Puede observarse que la mayor parte del tablero, está sometida tanto a flexión positiva como negativa, dependiendo de la etapa de construcción. Este hecho es importante para el diseño de las trabes del tablero, ya que, de no plantearse otra solución, se deberá considerar acero de refuerzo para asegurar la resistencia únicamente durante algunas etapas del proceso constructivo.

En la parte superior de la figura se presentan dos gráficas que corresponden a las dos partes del puente que se ubican cerca de cada pila. Los momentos en estas etapas son considerablemente inferiores a los que se producen en etapas posteriores de construcción, cuando los voladizos son de una longitud considerable. Los momentos en los extremos de todas las figuras son cero, dadas las condiciones de apoyo, y la variación que se observa en los diagramas se debe a los apoyos flexibles debidos a la rigidez de los tirantes. Los momentos más altos se producen en las etapas 11 a 15.

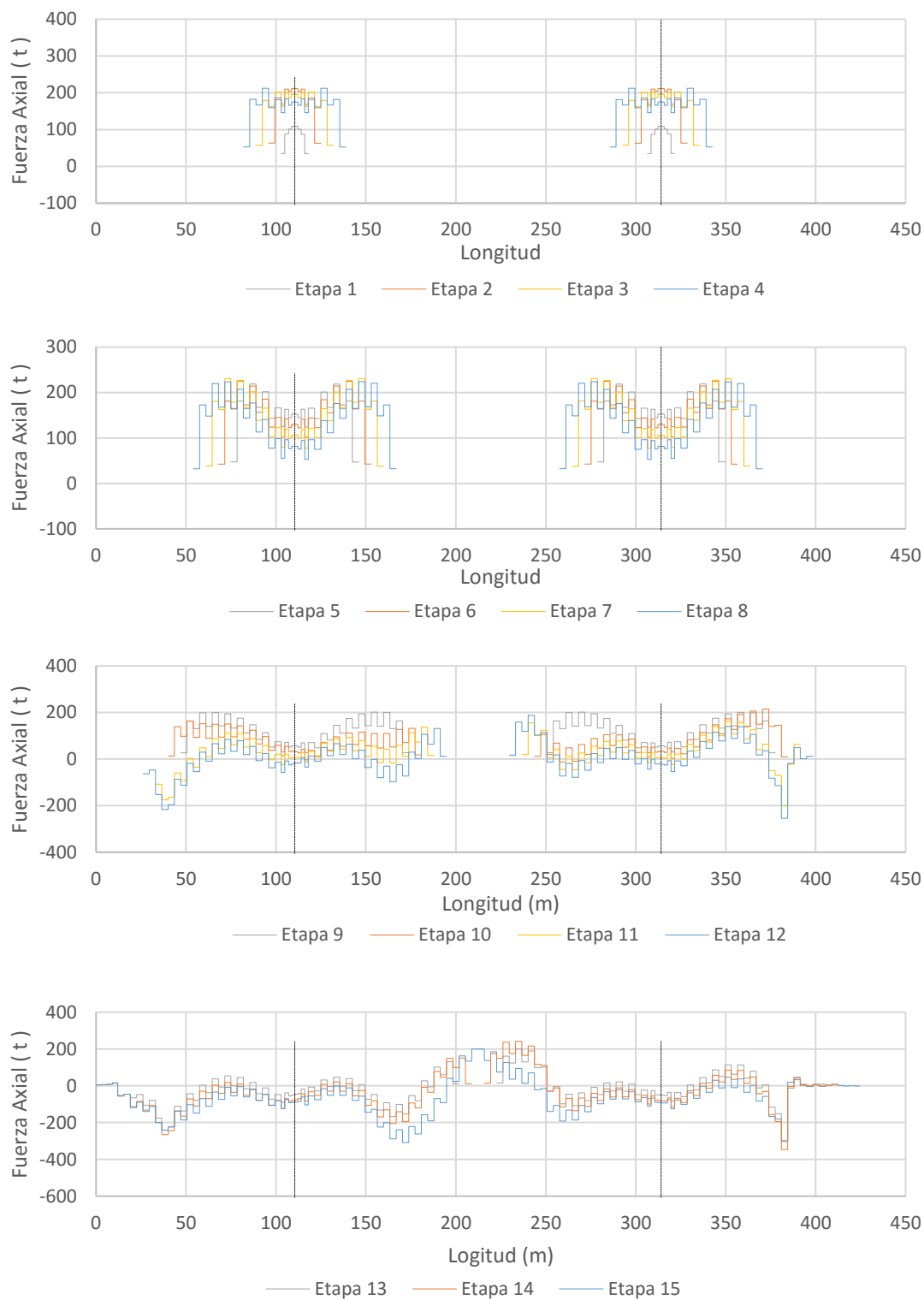


Figura 4.3. Carga axial en el tablero durante el proceso constructivo

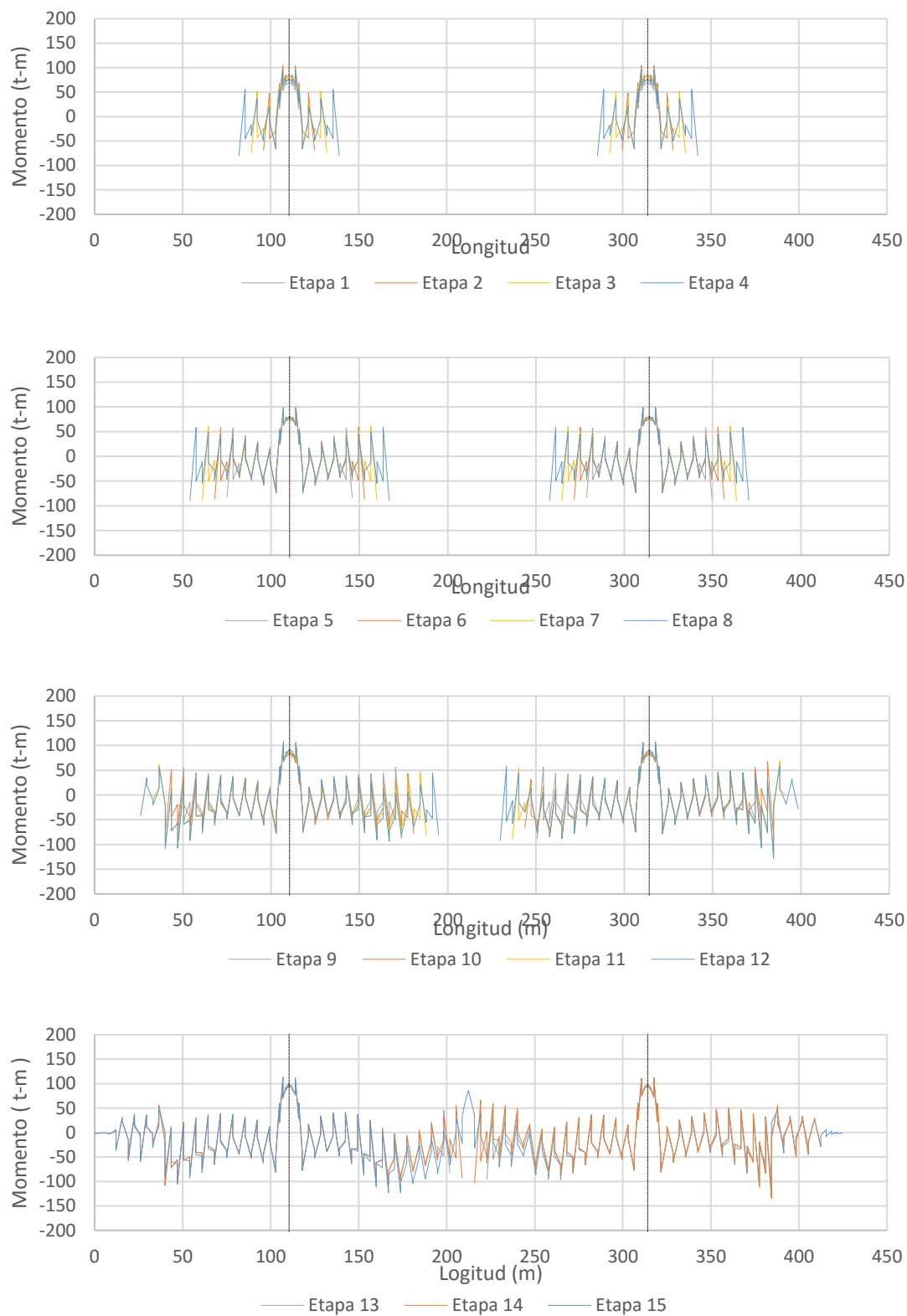


Figura 4.4. Momentos en el eje longitudinal del tablero durante el proceso constructivo

4.2.4 Carga axial en la pila

La variación de la carga axial en la pila, en todas las etapas del proceso constructivo se muestra en la figura 4.5. Se grafica el valor de la carga axial en la base de los dos pilones de la pila 1, y se observa que, en ambos se presenta la misma carga axial, esta comienza con una magnitud de 1000 t aproximadamente y se incrementa linealmente en cada etapa del proceso constructivo, hasta alcanzar un valor de 3100 t.

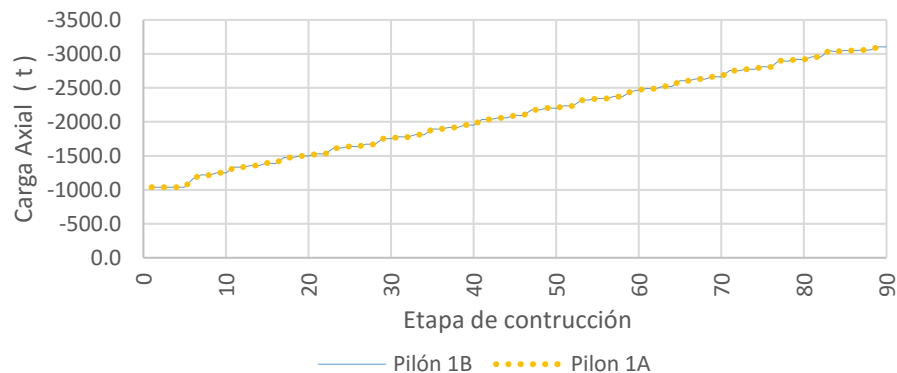


Figura 4.5. Carga axial máxima en la base de la pila durante el proceso constructivo

En la figura 4.6 se muestra la variación de la carga axial en la pila, para las últimas etapas principales del proceso constructivo. En el eje “y” se representa la altura de la pila, mientras que en el eje “x” se muestra la magnitud de la fuerza axial. Se observa que, la carga axial aumenta linealmente desde el extremo superior de la pila hacia la base, con algunos incrementos repentinos producto de la descarga de los tirantes y contraventeos, representados por los pequeños tramos horizontales en el diagrama de carga.

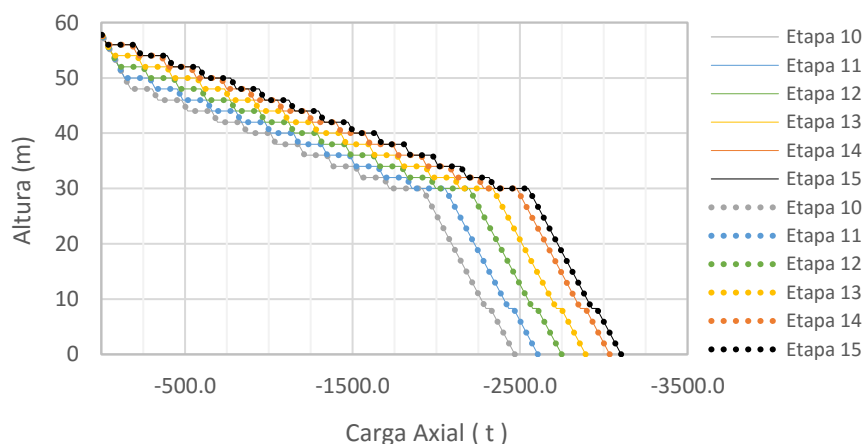


Figura 4.6. Carga axial a lo largo de la pila

4.2.5 Momentos en la pila

Los momentos en la pila se muestran en la figura 4.7, se presenta tanto el diagrama de momento en la dirección longitudinal como transversal del puente, en las etapas finales de construcción. En el eje “x” se grafica la magnitud del momento, y en el eje “y” la altura de la pila.

En la dirección transversal se observa que los momentos en las torres se presentan en diferentes sentidos, pero con la misma magnitud. La distribución del momento es muy similar en todas las etapas, únicamente se incrementa la magnitud entre una y otra, por lo que los valores máximos de momento se presentan en la etapa final. El momento transversal inicia en cero en el extremo superior de la pila, hasta alcanzar 700 t-m aproximadamente en el arrostramiento y posteriormente disminuye también de forma aproximadamente lineal hasta 80 t-m en la base.

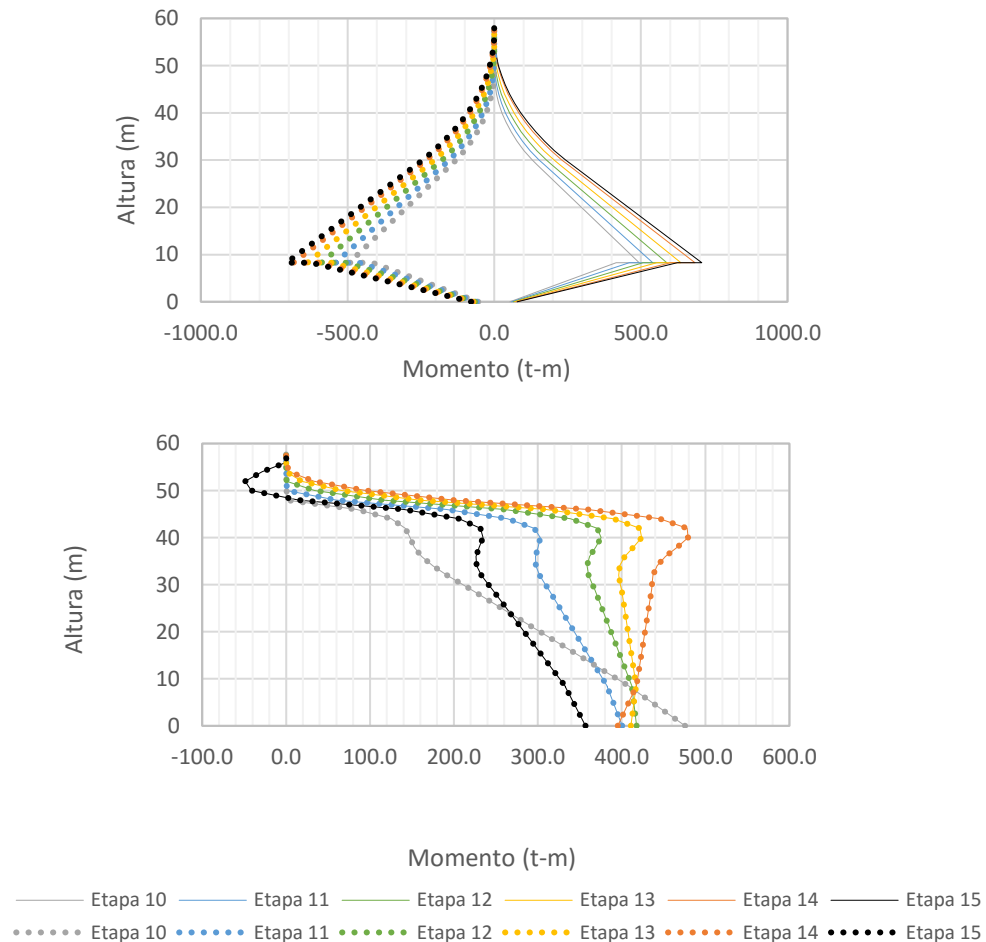


Figura 4.7. Momento en la pila para distintas etapas de construcción

En la dirección longitudinal, en el diagrama de momentos, no solo se incrementan la magnitud, sino que también se modifica la forma, esto debido a la colocación de los nuevos tirantes en cada etapa que generan flexión adicional sobre la pila. Se observa por ejemplo que, en las etapas 10 a 12 el momento máximo se presenta en la base de la pila, posteriormente en las etapas 13 y 14, el momento máximo se presenta una altura de 40 m sobre la pila, finalmente, en la etapa 15, la distribución de los momentos cambia y nuevamente el momento máximo se presenta en la base de la pila. En la etapa final, los momentos en la pila disminuyen, debido a la unión de las dos secciones del puente, por lo que el momento máximo en esta etapa (360 t-m) es menor que los momentos máximos en las etapas previas (400 a 500 t-m).

4.2.6 Deformaciones en el tablero

Las deformaciones del tablero a través del proceso constructivo se muestran en la figura 4.8. Puede observarse que, durante las primeras nueve etapas del proceso constructivo, se obtienen desplazamientos simétricos en los voladizos de ambas pilas, y es a partir de la etapa 10, en la que el tipo de apoyo sobre los estribos es diferente de cada extremo (simple y articulado), cuando existe diferencia entre la magnitud de estas deformaciones.

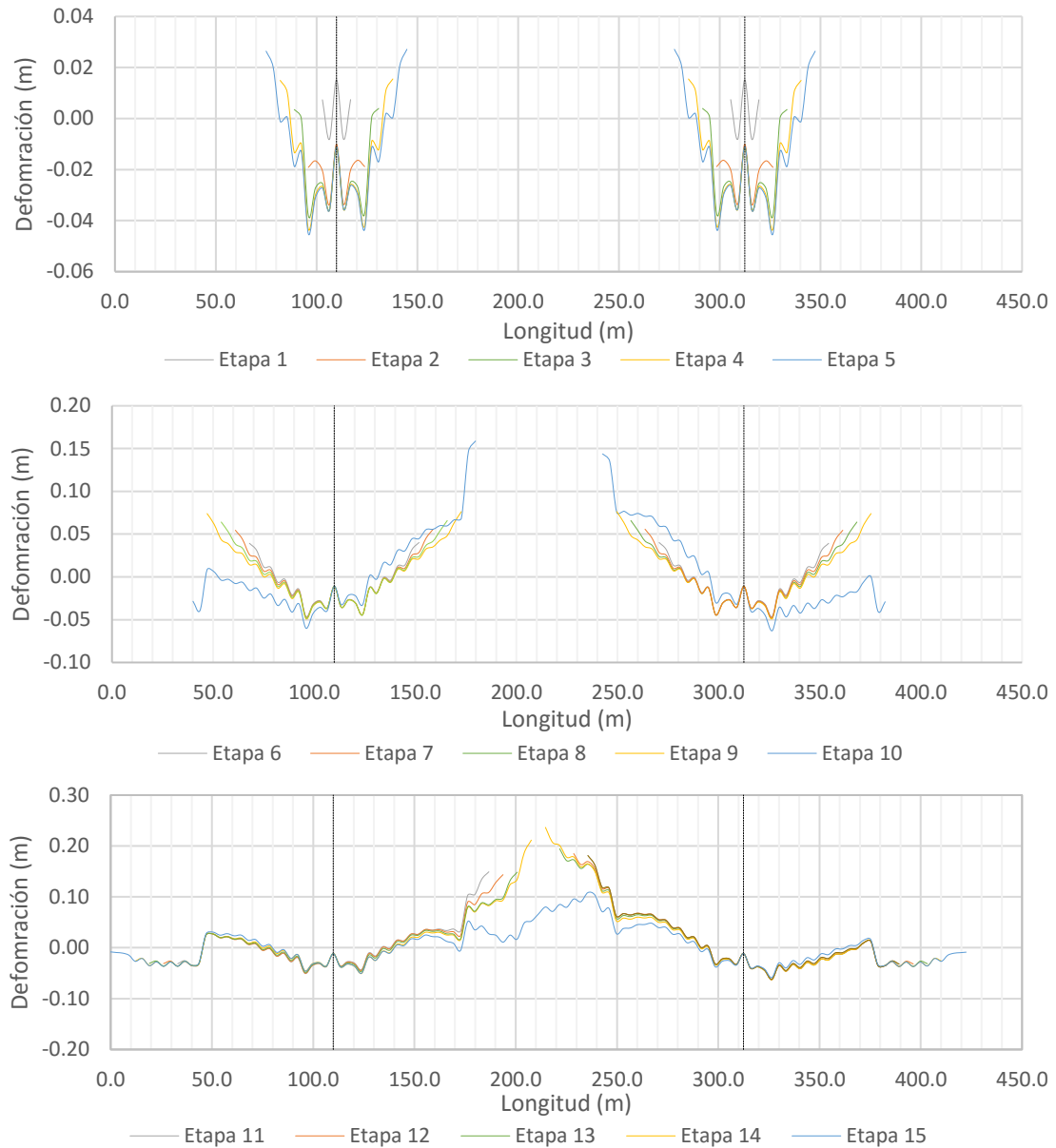


Figura 4.8. Deformaciones en eje longitudinal del tablero durante el proceso constructivo

En la figura 4.8, se observa que la deformación positiva máxima que se generó durante la construcción, en la etapa 14, es de aproximadamente 24 cm. La deflexión negativa máxima fue de 44 cm, sin embargo, esta no se aprecia ya que se presentó durante los ciclos de carga que se realizan entre las etapas de tensado de los cables 9 y 10. En algunas etapas se observaron deflexiones positivas, debidas a la tensión del tirante, que superó, en esas etapas, la deflexión negativa originada por el peso de los elementos del puente y del equipo de montaje. Una mayor tensión en los cables, con deflexiones positivas en otras etapas, podría llevar a una reducción de las flechas obtenidas.

4.2.7 Desplazamientos en la pila

Los desplazamientos de la pila, se muestran en las figuras 4.9 y 4.10. Se presentan solamente las últimas etapas del proceso constructivo, ya que para las etapas principales solo cambia la magnitud de las deformaciones (la forma de la deformada es la misma).

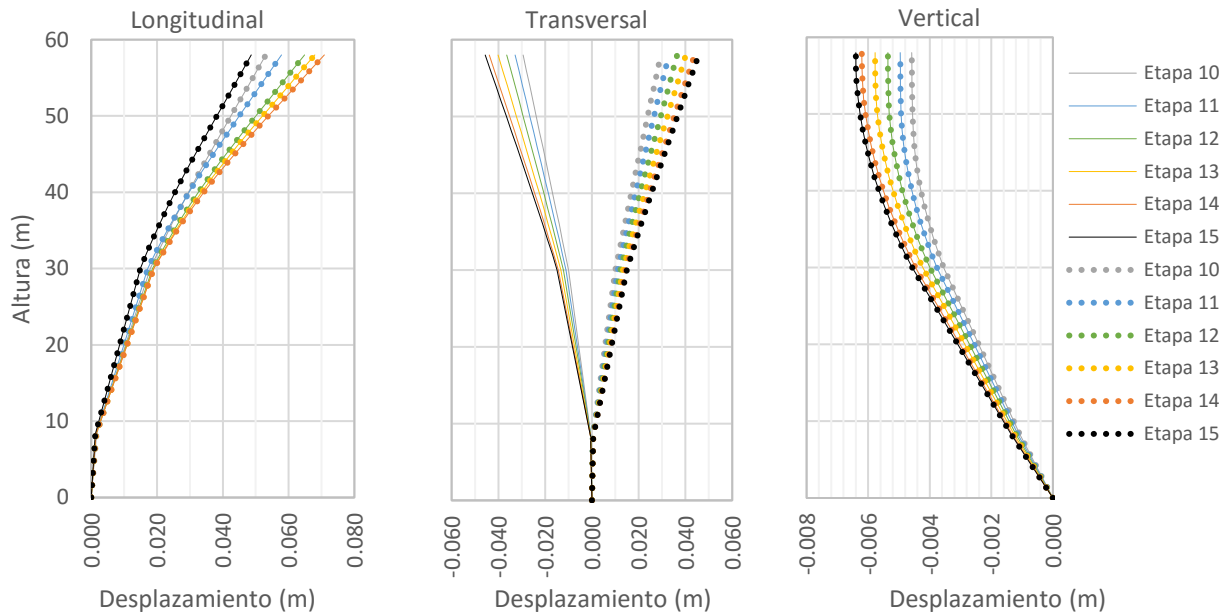


Figura 4.9. Deformaciones en la pila en las etapas principales

En la figura 4.9 se muestra el perfil de deformaciones en la pila, se muestran dos perfiles de desplazamiento para cada etapa, uno mediante una línea continua y otro mediante una serie de puntos, estos perfiles corresponden a cada uno de los pilones que forman la pila en H. Se aprecia que, tanto para el desplazamiento longitudinal como vertical, se presentan las mismas deformaciones en ambos pilones, por lo que las dos líneas que representan a cada torre, se enciman. Mientras que, para la deformación transversal los desplazamientos son de la misma magnitud, pero en sentidos opuestos. Se observa además que, para los desplazamientos longitudinal y transversal, el comportamiento de la pila es muy similar al de un elemento en voladizo. El sentido de la deformación longitudinal de la pila conduce a pensar que la rigidez del claro de compensación y/o la fuerza de tensado de los cables en ese claro deben ser mayores.

Los desplazamientos en el extremo superior de ambas torres, para todas las etapas del proceso constructivo se muestran en la figura 4.10. Se observa que, los desplazamientos longitudinales son muy pequeños hasta antes de la etapa 50; a partir de ésta, se incrementan en forma considerable etapa con etapa, alcanzando un valor máximo de 14 cm aproximadamente para finalizar con un desplazamiento de 4 cm en la etapa final. El repentino incremento de los desplazamientos a partir de la etapa 50 se debe a que, a partir de esta, el tablero del puente

alcanza el apoyo sobre el estribo, y al considerarse este como una serie de apoyos fijos, la restricción al desplazamiento ocasiona que la pila tienda a deformarse hacia este estribo.

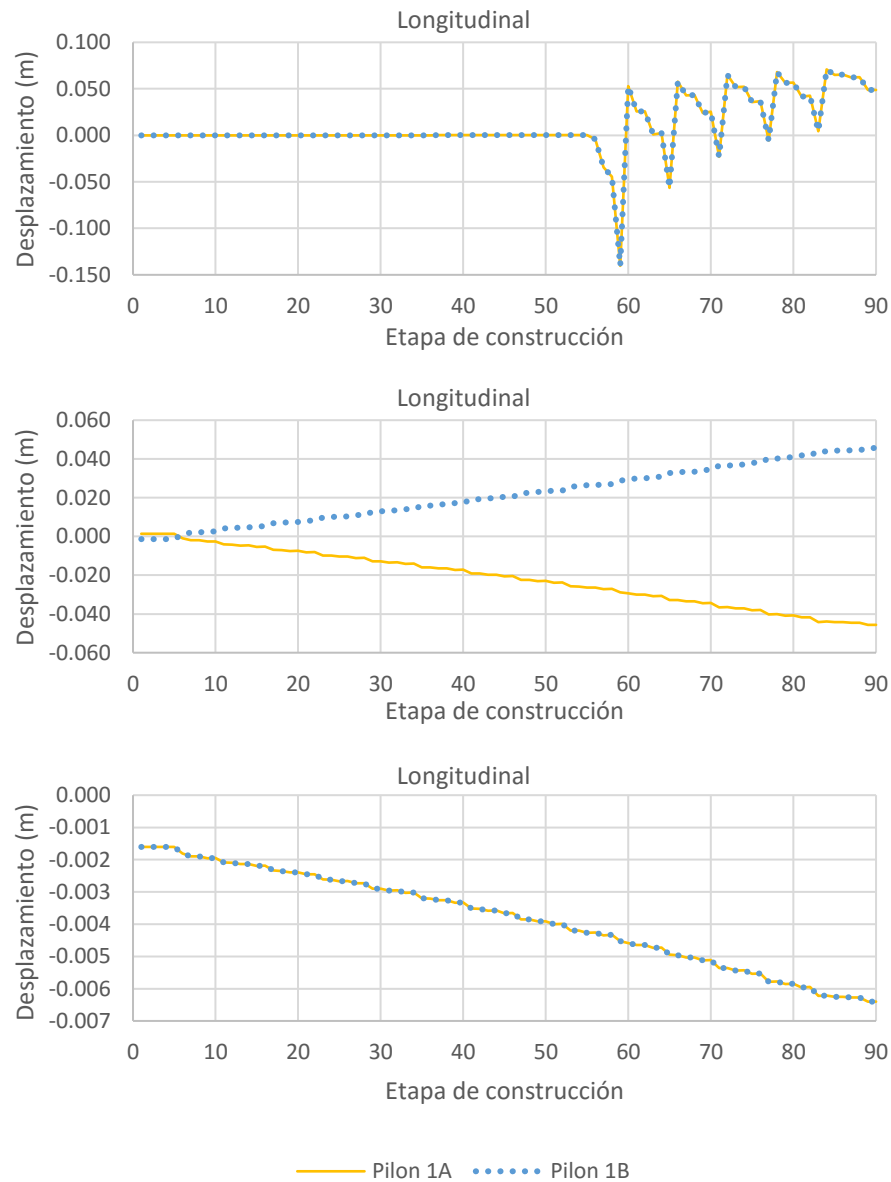


Figura 4.10. Desplazamientos en los extremos superiores de la pila durante el proceso constructivo

En cuanto al desplazamiento transversal, las torres se alejan conforme se avanza en la construcción del puente hasta alcanzar una distancia de 4 cm antes de terminar la construcción. Los desplazamientos verticales se incrementan con cada etapa como resultado de la componente vertical de cada tirante nuevo que se adiciona. Los valores de deformación son muy pequeños,

dada la gran rigidez axial del elemento. Esta deformación es importante, pues conduce a una pérdida de tensión en los tirantes ya colocados y a una deflexión adicional en el tablero. Si la deformación axial se juzga importante será necesario rigidizar la pila, o modificar las tensiones iniciales de los tirantes.

Un aspecto adicional que se revisa en este trabajo, es el efecto del sismo durante la construcción. Este efecto es importante dado el tiempo que se consume en la construcción de este tipo de estructuras monumentales. El siguiente capítulo se destina a la demanda sísmica durante la construcción.

CAPÍTULO V

DEMANDA SÍSMICA

5.1 Estimación de la demanda sísmica

La demanda sísmica del puente se generó mediante acelerogramas reales, para lo cual se asignaron al modelo analítico las tres componentes de los registros sísmicos seleccionados, estos se obtuvieron de la base de datos de registros acelerográficos de la red sísmica Mexicana de la UNAM y el Instituto de Ingeniería:

<https://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/Consultas/Filtro.aspx>.

Dada la gran flexibilidad de los puentes atirantados, estos sistemas cuentan con una amplia gama de modos en los cuales pueden producirse respuestas considerables. En la etapa constructiva, la variación de las propiedades dinámicas es todavía más amplia, como se muestra en el capítulo siguiente. Con la finalidad de que los registros estudiados cubrieran un amplio intervalo de periodos para los que se producen los máximos valores de aceleración, se seleccionaron dos tipos registros sísmicos:

- 1.-Registros con aceleración máxima de periodo corto, sismos con magnitud mayor a 6, en terreno firme y distancia al epicentro menor a 60 Km.
- 2.- Registros con aceleración máxima de periodo largo, sismos de magnitud mayor a 6, en suelo blando.

En Tabla 5.1 se muestran la fecha y localización de los sismos estudiados, así como su profundidad y magnitud.

Tabla 5.1. Sismos seleccionados

Sismo	Latitud	Longitud	Profundidad Km	Magnitud
18/04/2014	17.18	-101.19	10	M=7.2
20/03/2012	16.251	-98.521	16	M=7.4
09/08/2000	17.99	-102.66	16	Ms=6.5, Mb=6.1, Ma=6.5, Me=7
30/09/1999	15.95	-97.03	16	Ms=7.5, Mc=5.2, Mb=6.5, Ma=7.1, Me=7.6
15/06/1999	18.18	-97.51	69	Ms=6.5, Mb=6.4, Ma=6.3, Me= 7
11/01/1997	17.91	-103.04	16	Ms=6.9, Mb=6.5, Me=7.3
14/09/1995	16.31	-98.88	22	Ms=7.2, Mc=7.3, Mb=6.4
30/04/1986	18.024	-103.057	20	Ms=7, Mc=6.4, Mb=6.2
21/09/1985	18.021	-101.479	15	Ms=7.6, Mc=7.5, Mb=6.3
19/09/1985	18.081	-102.942	15	Ms=8.1, Mc=8.1, Mb=6.8

De los sismos indicados, se eligieron los acelerogramas mostrados en las tablas 5.2 y 5.3, que corresponden a los registros de periodo corto y largo respectivamente.

Tabla 5.2. Registros de periodo corto

Sismo	Nombre de la estación	Clave del acelero grama	Distancia al epicentro (Km)
20/04/2014	NUXCO 2	NUX21404.182	42
	PETATLAN II	PET21404.181	40
	SAN LUIS DE LA LOMA 2	SLU21404.182	29
	EL SUCHIL	SUCH1404.181	58
20/03/2012	COPALA	COPL1203.201	63
09/08/2000	CALETA DE CAMPOS	CALE0008.091	13
30/09/1999	LAS NEGRAS	LANE9909.301	16
	RIO GRANDE	RIOG9909.301	44
	TAMAZULAPAN	TAMA9909.301	59
15/06/1999	CHILA DE LAS FLORES	CHFL9906.151	44
11/01/1997	CALETA DE CAMPOS	CALE9701.111	35
14/09/1995	COPALA	COPL9509.141	35
	COPALA	COPL9509.142	35
30/04/1986	CALETA DE CAMPOS	CALE8604.301	32
21/09/1985	APTO. ZIHUATANEJO	AZIH8509.211	45
	LA UNION	UNIO8509.211	35
19/09/1985	CALETA DE CAMPOS	CALE8509.191	19
	CALETA DE CAMPOS	CALE8509.192	19

Tabla 5.3. Registros de periodo largo

Sismo	Nombre de la estación	Clave del acelero grama	Distancia al epicentro (Km)
18/04/2014	SCT B-2	SCT21404.181	326
20/03/2012	SCT B-2	SCT21203.201	354
09/08/2000	SCT B-1	SCT10008.091	401
30/09/1999	SCT B-2	SCT29909.301	442
	SCT B-1	SCT19909.301	442
	TLAHUAC BOMBAS	TLHB9909.301	424
15/06/1999	SCT B-1	SCT19906.151	218
	SCT B-2	SCT29906.151	218
	TLAHUAC BOMBAS	TLHB9906.151	199
11/01/1997	SCT B-1	SCT19701.111	442
	TLAHUAC BOMBAS	TLHB9701.111	451
14/09/1995	SCT B-2	SCT29509.141	342
19/09/1985	SCT B-1	SCT18509.191	425
	TLAHUAC BOMBAS	TLHB8509.191	435

5.2 Acelerogramas para el análisis paso a paso

Ya que se cuenta con una cantidad considerable de registros sísmicos, se decidió seleccionar únicamente aquellos que generan los mayores elementos mecánicos en la estructura del puente, para lo cual se construyeron, con ayuda del software SeismoSignal, los espectros de respuesta de aceleración para las componentes horizontal y vertical de todos los registros.

La figura 5.1 muestra los espectros de respuesta tanto para los registros sísmicos de periodo corto como los de periodo largo; Puede apreciarse que, en general, los valores de aceleración máxima se concentran en periodos cortos, a excepción de dos casos en los que se observan valores máximos cerca de los 2 segundos.

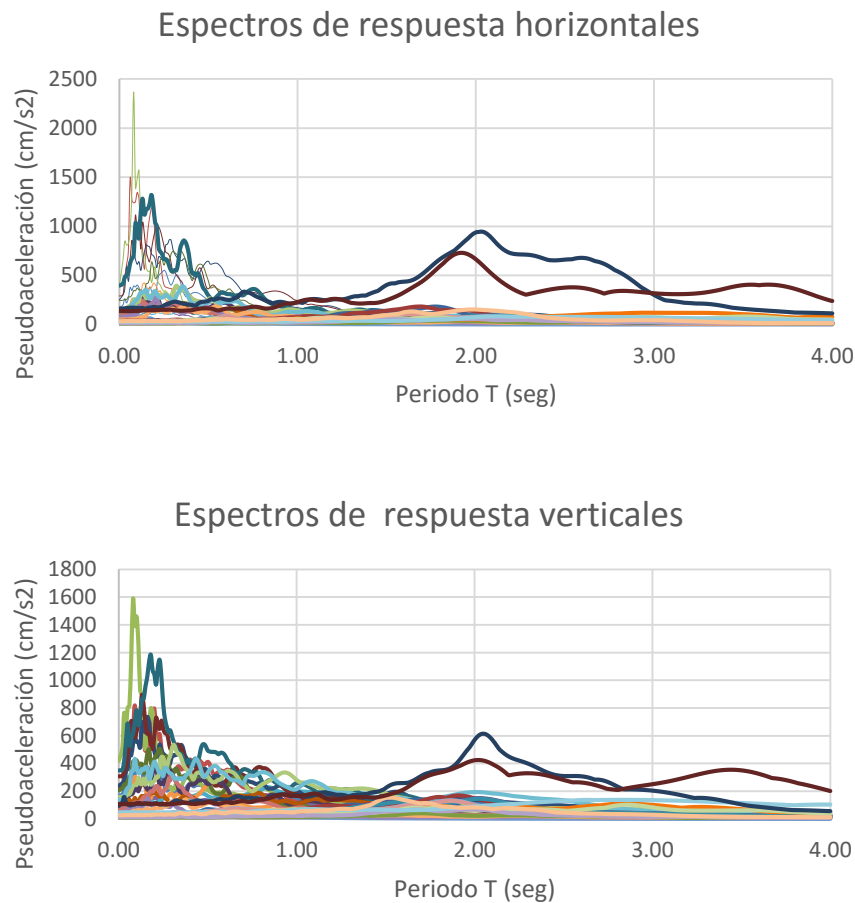


Figura 5.1 Espectros de respuesta

Ya que se tiene la necesidad de contar con registros sísmicos de periodo largo, que generen solicitaciones importantes sobre la estructura, este tipo de registros se escalaron. Para lo cual cada uno de los registros se multiplicó por un factor de escala, el cual se obtuvo como el cociente de la aceleración máxima de todos los espectros en 2 s y la aceleración máxima de cada uno de los espectros de respuesta. La figura 5.2 muestra nuevamente los espectros de respuesta, en donde se incluyen los espectros de los registros escalados.

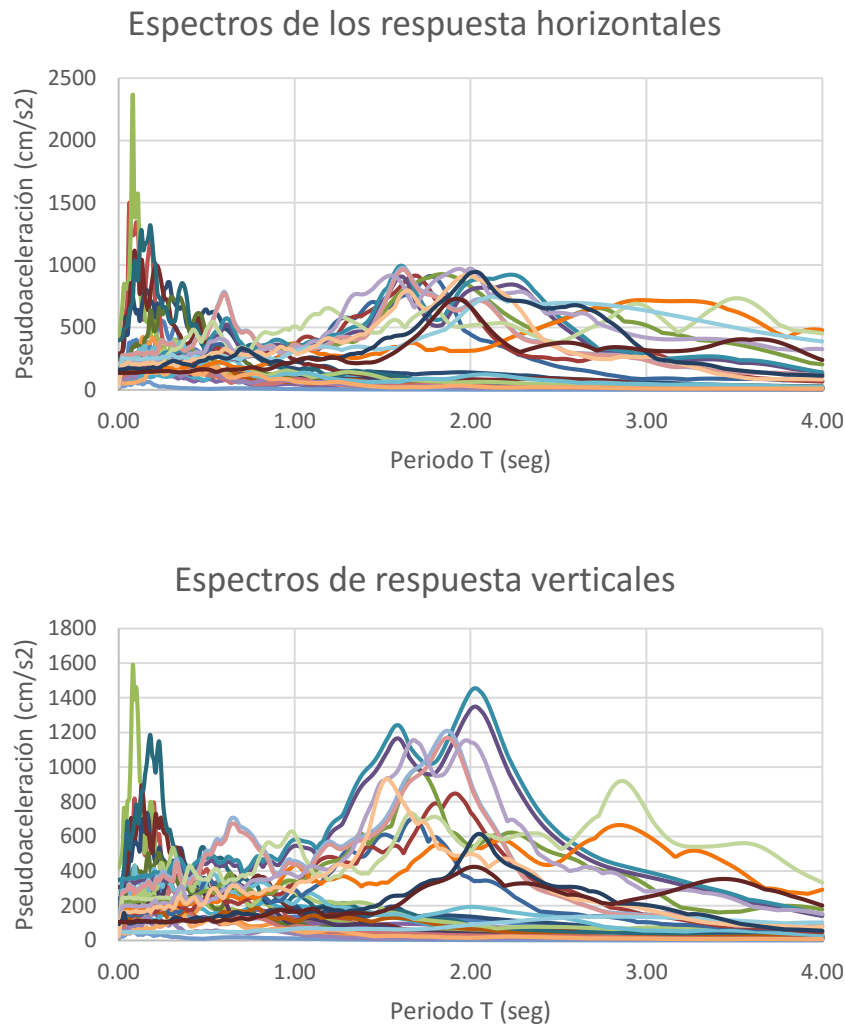


Figura 5.2. Espectros de respuesta escalados

Finalmente, para el análisis paso a paso, se seleccionaron 7 registros de cada tipo (periodo corto o largo), los registros empleados fueron aquellos cuyos espectros de respuesta generan la envolvente del resto y aquellos con aceleraciones cercanas a los valores de aceleración en la envolvente. Estos registros se muestran en la tabla 5.3.

Tabla 5.4. Registros sísmicos empleados en el análisis paso a paso

Periodo Corto		Periodo Largo	
Sismo	Clave del acelero grama	Sismo	Clave del acelero grama
20/04/2014	SLU21404.182	30/09/1999	SCT29909.301
30/09/1999	LANE9909.301		TLHB9909.301
	RIOG9909.301		SCT19906.151
	TAMA9909.301	15/06/1999	SCT29906.151
11/01/1997	CALE9701.111		TLHB9906.151
21/09/1985	AZIH8509.211		SCT19701.111
19/09/1985	CALE8509.191	11/01/1997	TLHB9701.111

Uno de los objetivos de este trabajo, es verificar el efecto de sismos de diferentes características en la en la estructura de un puente parcialmente terminado, por lo tanto, que los registros anteriormente enlistados se asignaron directamente al modelo analítico sin considerar periodos de retorno, pues determinar la probabilidad de ocurrencia de cada uno de los registros durante las distintas etapas de construcción está fuera del alcance de este trabajo.

5.3 Etapas de análisis sísmico durante la construcción

Inicialmente se realizó un análisis modal, para determinar el periodo de los modos transversal, vertical y longitudinal en cada una de las etapas principales del proceso constructivo, así como en el puente terminado (etapa 15). En la figura 5.3, se muestran los resultados de este análisis.

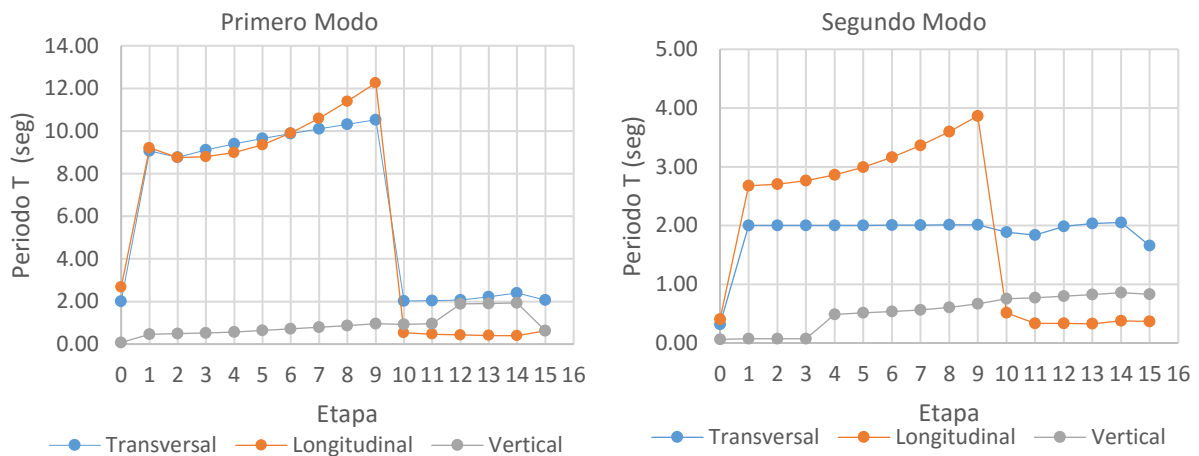


Figura 5.3. Variación del periodo de la estructura durante las etapas de construcción

Como puede apreciarse en la figura 5.3, en general, no se presentan cambios significativos entre los periodos de etapas consecutivas, salvo en aquellos casos en los que hay diferencias importantes en la rigidez de la estructura entre etapas. Por ejemplo, para el primer modo

longitudinal y transversal, y segundo transversal, entre las etapas 0 y 1 (en la que se agrega a la estructura la primera dovela del tablero) y posteriormente entre las etapas 9 y 10 (en la cual uno de los extremos del voladizo alcanza el apoyo en el estribo); y finalmente para el primer modo vertical y el segundo transversal entre las etapas 14 y 15 (entre los cuales se unen los dos voladizos de la estructura).

Se pueden distinguir tres zonas en la variación del periodo longitudinal: la primera corresponde a la etapa 0, en la que se obtiene un valor relativamente bajo del primer y segundo periodos; la segunda zona está comprendida entre la etapa 1 y la etapa 9, en donde el periodo se incrementa ligeramente con el número de etapa y alcanza valores entre 9.22 y 12.26 para el primer modo y entre 2.68 y 3.87 para el segundo modo; la tercera zona corresponde a las etapas 10 a 15, en la que el periodo sufre ligeras variaciones con valores comprendidos entre 0.53 y 0.62 en el primer modo y entre 0.52 y 0.37 para el segundo modo.

En la dirección transversal, para el primer y segundo modo se distinguen tres zonas de variación del periodo. En el primer modo, se tiene una variación de 2.0 a 9.07 entre las etapas 0 y 1, posteriormente se tiene una variación aproximadamente lineal entre las etapas 1 a 9, con un valor de 9.07 en esta última etapa, finalmente en las etapas 10 a 15 el periodo varía de 2.03 a 2.06 con valores superiores a este rango en las etapas 13 y 14. Para el segundo modo, la zona inicial corresponde a la etapa 0 en la que se tiene un valor inicial de 0.32. la siguiente zona corresponde a las etapas 1 a 14 en las que el periodo se mantiene entre 2.0 y 2.05, salvo las etapas 10 y 11 en las que se aprecia valores ligeramente menores, la zona final corresponde a la etapa 15 en la que se tiene un periodo de 1.66.

Para la dirección vertical el periodo de la estructura se incrementa entre etapas sucesivas. En el primer modo se aprecian dos zonas de variación del periodo, la primera abarca desde la etapa 0 hasta la 11 en la que el periodo se incrementa de 0.07 a 0.95, la segunda zona comprende las etapas 12 a 14, en las que se tiene un incremento considerable del periodo respecto a las etapas previas con un valor de 1.88 a 1.93 para finalmente descender a 0.62 en la etapa 15. Respecto al segundo modo, se tienen también dos zonas de variación del periodo, la primera comprende de las etapas 0 a 3, presentando un valor constante de periodo entre 0.06 y 0.07, la segunda zona abarca de la etapa 4 a la 15 y se tiene una variación aproximadamente lineal de 0.49 a 0.83.

Es evidente la gran variación de periodos que experimenta el puente durante su construcción, lo cual obliga a estudiar una gran variedad de registros con contenidos de frecuencia muy variados. A partir de los resultados del análisis anterior, se decidió estudiar el efecto del sismo en las etapas en las que se observaron cambios importantes en el periodo de la estructura, es decir, las etapas 1, 9, 10, 14 y 15; adicionalmente se estudió la etapa 5, por tratarse de una etapa intermedia entre la 1 y la 9. Es importante mencionar que no se estudió la etapa 0 ya que esta corresponde a la construcción de las pilas y en esta etapa no se cuentan con ningún tirante, ni secciones de tablero, además de que los resultados de las etapas posteriores mostraron que el efecto del sismo no es tan importante en esta etapa.

CAPÍTULO VI

RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

6.1 Resultados del análisis

Se realizó un análisis paso a paso en la historia del tiempo del puente completo (Etapa 15) y de la sección izquierda del puente, correspondiente al doble voladizo de la pila 1 (Etapas 1 a 9), que posteriormente se apoya fijamente sobre el estribo (Etapas 10 a 14). A continuación, se presentan los resultados, que corresponden a los valores máximos y mínimos del análisis paso a paso en la historia del tiempo.

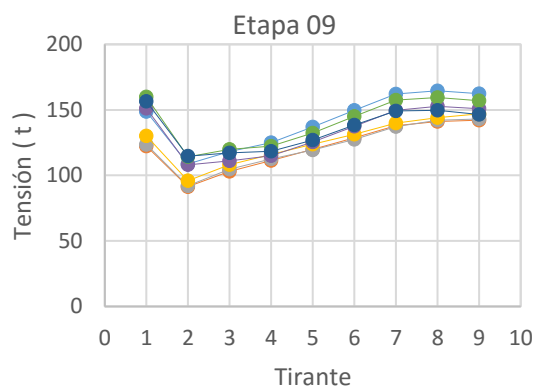
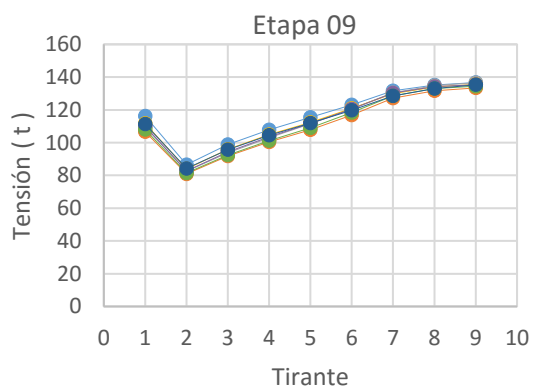
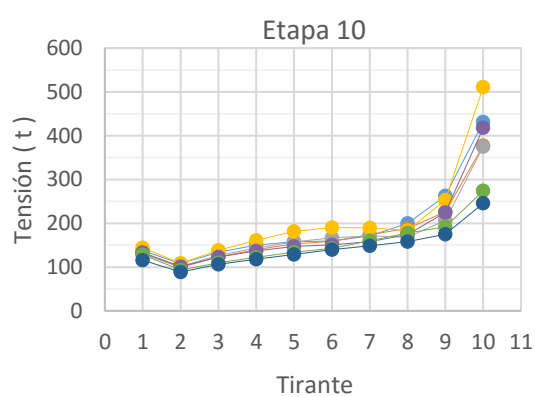
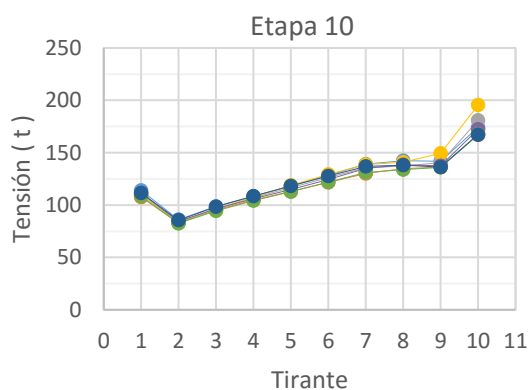
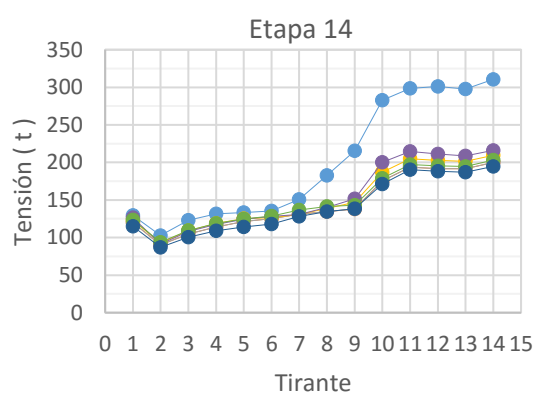
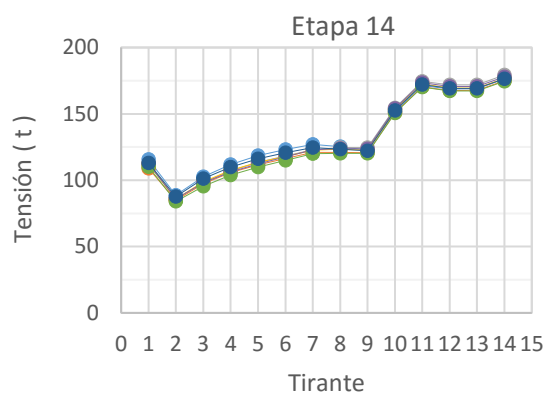
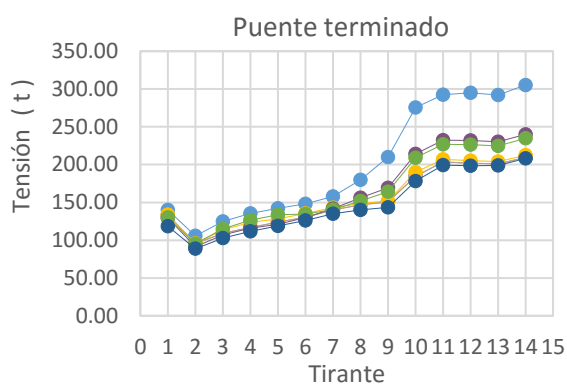
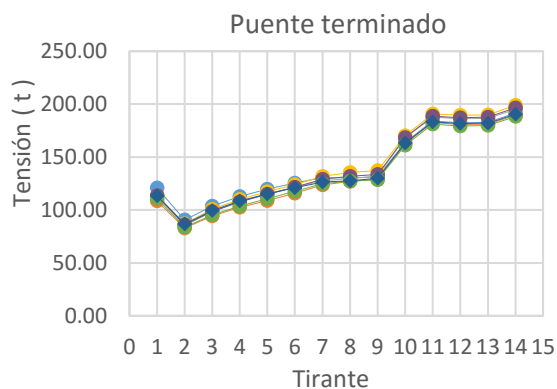
Ya que se cuenta con una gran cantidad de información, se presentan solo algunos de los resultados más importantes. Para los tirantes se muestran los resultados del arpa en la que se producen las mayores fuerzas; en el caso del tablero, se analizaron los elementos mecánicos y deformaciones de las trabes longitudinales, y ya que en ambas se obtuvieron los mismos resultados se presenta solamente una de ellas; en el caso de la pila, se obtuvieron los mismos resultados en ambos pilones y sólo se presenta uno de ellos.

En las siguientes figuras, se muestran los elementos mecánicos y deformaciones en los elementos de la estructura, producto de cada uno de los registros de periodo corto y largo, salvo que se indique lo contrario, los resultados para registros de periodo corto se muestran siempre del lado izquierdo o en la parte superior, mientras que los resultados para registros de periodo largo se presentan del lado derecho o en la parte inferior.

6.2 Fuerzas en los tirantes

Del análisis sísmico, se obtuvieron las fuerzas en todos los tirantes. A continuación, en la figura 6.1, se muestran las fuerzas en los tirantes del arpa 1 para los registros sísmicos de periodo corto y para los de periodo largo, en cada una de las etapas analizadas. Las fuerzas en los tirantes de las demás arpas presentan el mismo comportamiento que el descrito anteriormente y por razones de espacio no se muestran.

En la figura 6.1 se aprecia que, en cada una de las etapas la distribución de las fuerzas en los tirantes es muy similar para los dos tipos de registros, y en general las fuerzas en los tirantes son de mayor magnitud en los registros de periodo largo. Además, es importante señalar que, para los registros de periodo corto, la variación de las fuerzas en los tirantes entre los diferentes registros es pequeña; no así para los registros de periodo largo, en los que se puede observar una mayor variación en la magnitud de las fuerzas entre registros sísmicos. Como era de esperarse, las tensiones en los tirantes se incrementan conforme se avanza en las etapas de construcción, salvo en la etapa 10, en la que el valor de la tensión máxima en el tirante 15, para los registros de periodo largo, excede a la tensión máxima para el puente terminado, aproximadamente un 60%, y en más del doble a la tensión máxima para registros de periodo corto de esa misma etapa.



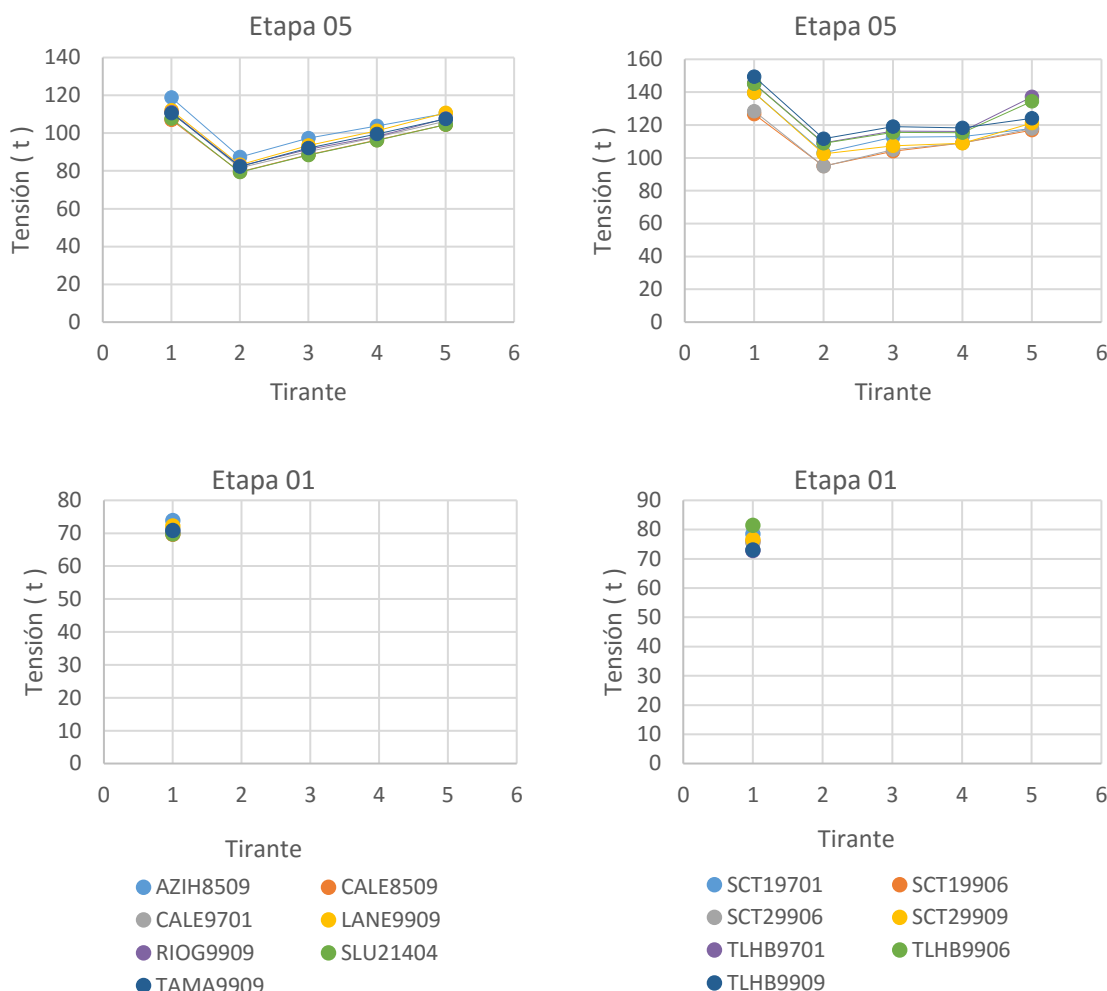


Figura 6.1. Fuerzas en los tirantes.

6.3 Fuerza Axial en el tablero

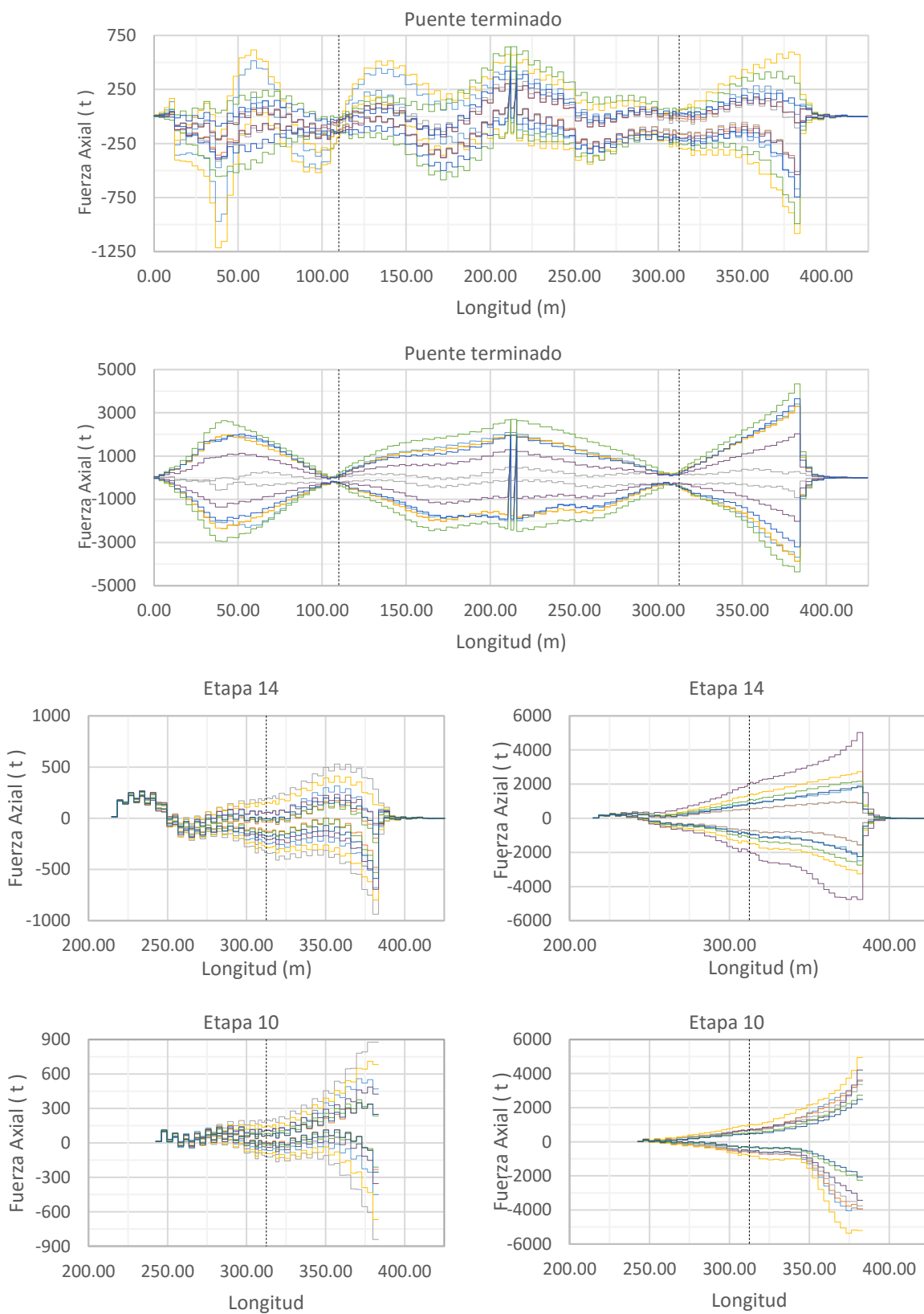
La distribución de la fuerza axial en el tablero durante las etapas de construcción, producto de las fuerzas sísmicas, se presenta en la figura 6.2. Se muestra la envolvente (máximos y mínimos) de la fuerza axial para los siete registros de cada tipo, primero para toda la longitud del puente y posteriormente para la sección del voladizo analizado.

En la figura 6.2, se observa que, aunque se presentan fuerzas de tensión y compresión en los registros de periodo corto, así como en los de periodo largo, la forma de distribución de la fuerza varía en cada etapa. En todas las etapas, la carga axial es mayor para los registros de periodo largo, valor máximo total de carga axial (4300 t) se presenta en la etapa 14. En general la carga axial aumenta en cada una de las etapas de construcción, sin embargo, para los registros de periodo largo, la carga máxima aumenta de las etapas 1 a 14 y disminuye en la etapa 15, mientras que para registros de periodo corto la carga axial disminuye desde la etapa 9.

En la etapa 15 (Puente terminado), aunque la forma de distribución de la carga axial para ambos tipos de registros es completamente diferente, coincide que, en ambos casos, se presentan máximos de carga al centro del claro principal y en el extremo correspondiente al estribo fijo, mientras del lado opuesto la carga axial es mínima. Respecto a la magnitud de la fuerza axial, se puede apreciar que en los registros de periodo largo los máximos valores de tensión y compresión se concentran del lado del apoyo fijo, mientras que para los registros de periodo corto los valores máximos se distribuyen en diferentes puntos sobre la longitud del tablero. Es importante señalar que la fuerza axial es considerablemente mayor para los registros de periodo largo. En esta etapa, se observa, además que, para registros de periodo largo, las fuerzas de tensión y compresión tienen la misma magnitud, es decir, la envolvente de las cargas es simétrica, lo cual no ocurre para los registros de periodo corto.

Para las etapas 10 y 14, en las que uno de los extremos del puente está apoyado sobre el estribo fijo, la distribución de la carga axial es muy similar en ambos tipos de registros, prácticamente cero en el extremo en voladizo y máxima en el apoyo sobre el estribo; a excepción de la etapa 14 para registros de periodo corto, la envolvente de cargas es prácticamente simétrica en todos los casos.

En las etapas 1 a 9, en las que el tablero se encuentra en doble voladizo, aunque la forma de la distribución de carga axial difiere entre ambos tipos de registros, en ambos casos, esta distribución es aproximadamente simétrica respecto al eje de la pila. Para referencia, los ejes de las pilas 1 y 2 se muestran mediante una línea punteada en las figuras.



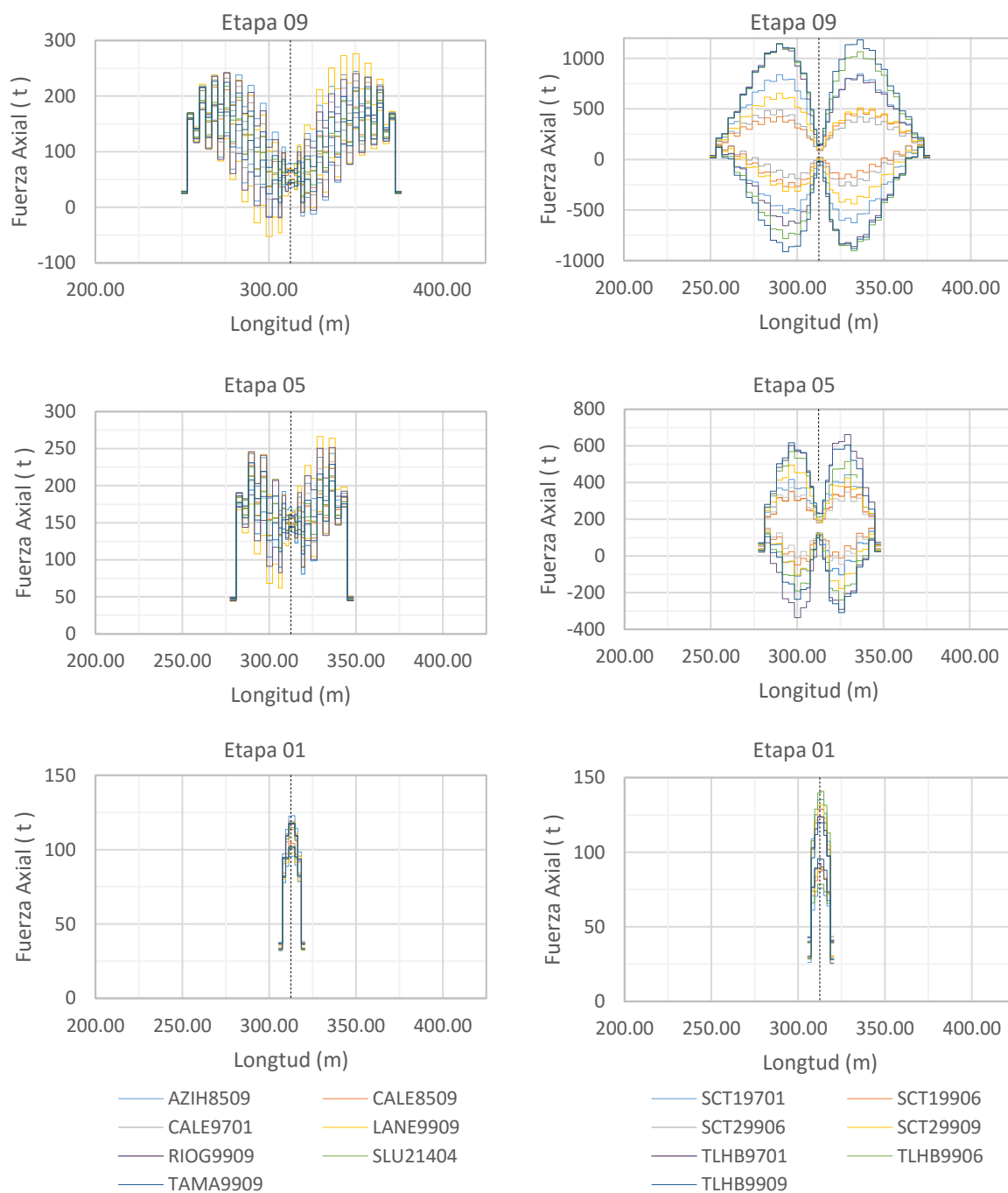
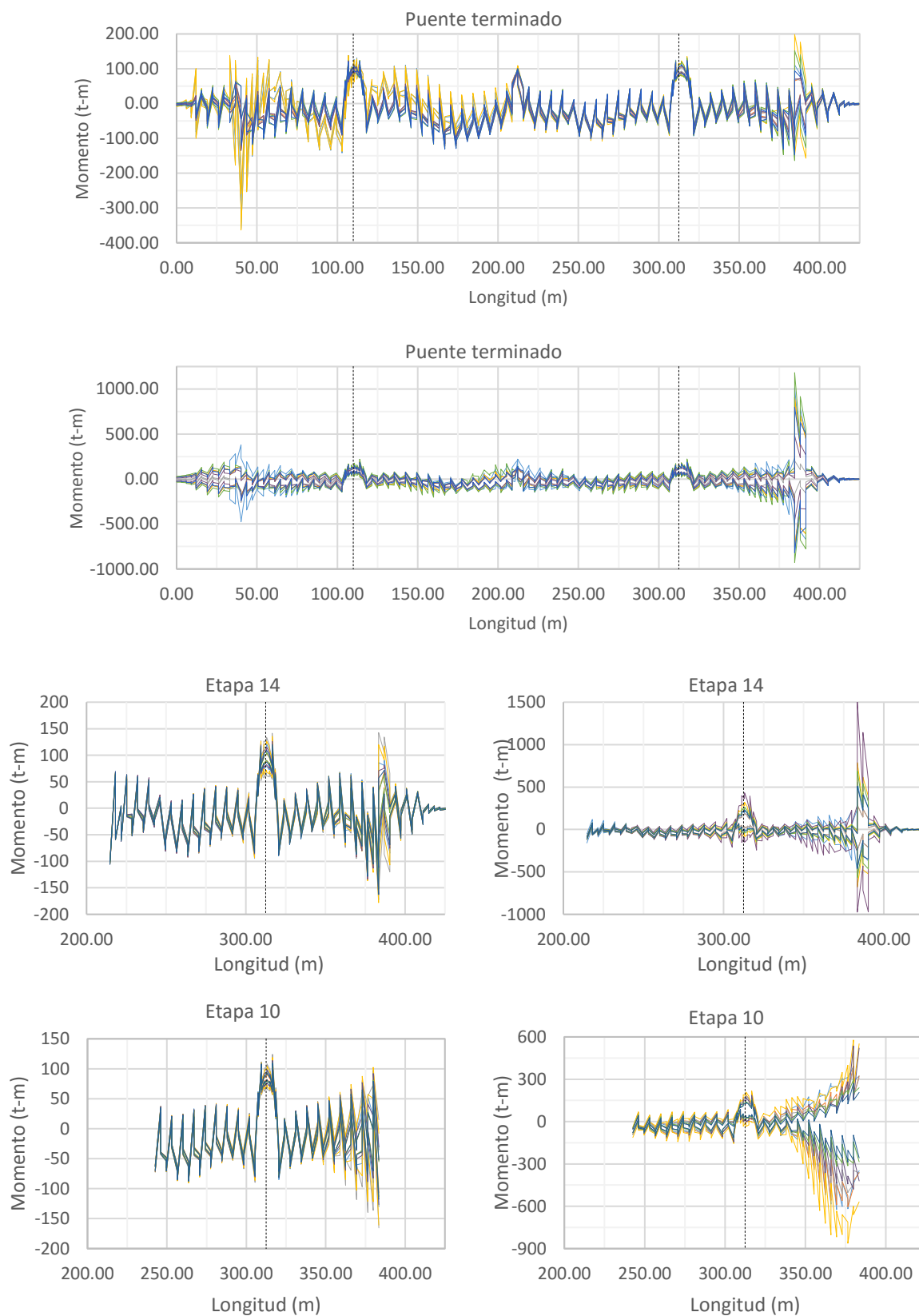


Figura 6.2. Fuerza axial en el tablero

6.4 Momentos en el tablero

El diagrama de momentos en la trabe longitudinal del tablero se presenta en la figura 6.3. Se grafican los valores máximos y mínimos de los momentos para ambos tipos de registros. En ambos casos, se aprecia el cambio en el diagrama de momentos, producto de la descarga de los tirantes y diafragmas transversales. Se observa, además, que para los registros de periodo largo se obtienen los momentos con mayores magnitudes. Para los registros de periodo corto la variación de los momentos (máximos y mínimos) a lo largo del puente es muy pequeña, por lo que no se puede apreciar una envolvente bien definida. Para los registros de periodo largo, la diferencia entre los momentos máximo y mínimo es mayor, por lo que la envolvente es un poco más apreciable.

En la etapa 15, se observa que los momentos máximos se presentan en el eje de las pilas, en el centro del claro y en los extremos del puente, principalmente del lado del estribo fijo; mientras que, en las etapas 10 y 14 claramente se observa que el momento máximo se concentra del lado del estribo fijo. Para las etapas 04 y 09 se observa una marcada diferencia en el diagrama de momentos para ambos tipos de registros, aunque para los tipos de registros el máximo momento se presenta cerca del eje de la pila, para los registros de periodo largo, la magnitud del momento disminuye hacia los extremos del volado, mientras que, en los registros del periodo corto, a excepción del valor máximo cercano al centro, el momento no varía significativamente a lo largo del tablero. En la etapa 1, la flexión en el tablero es prácticamente la misma para ambos tipos de registros, pues tanto la magnitud como la forma de del diagrama de momentos es muy similar.



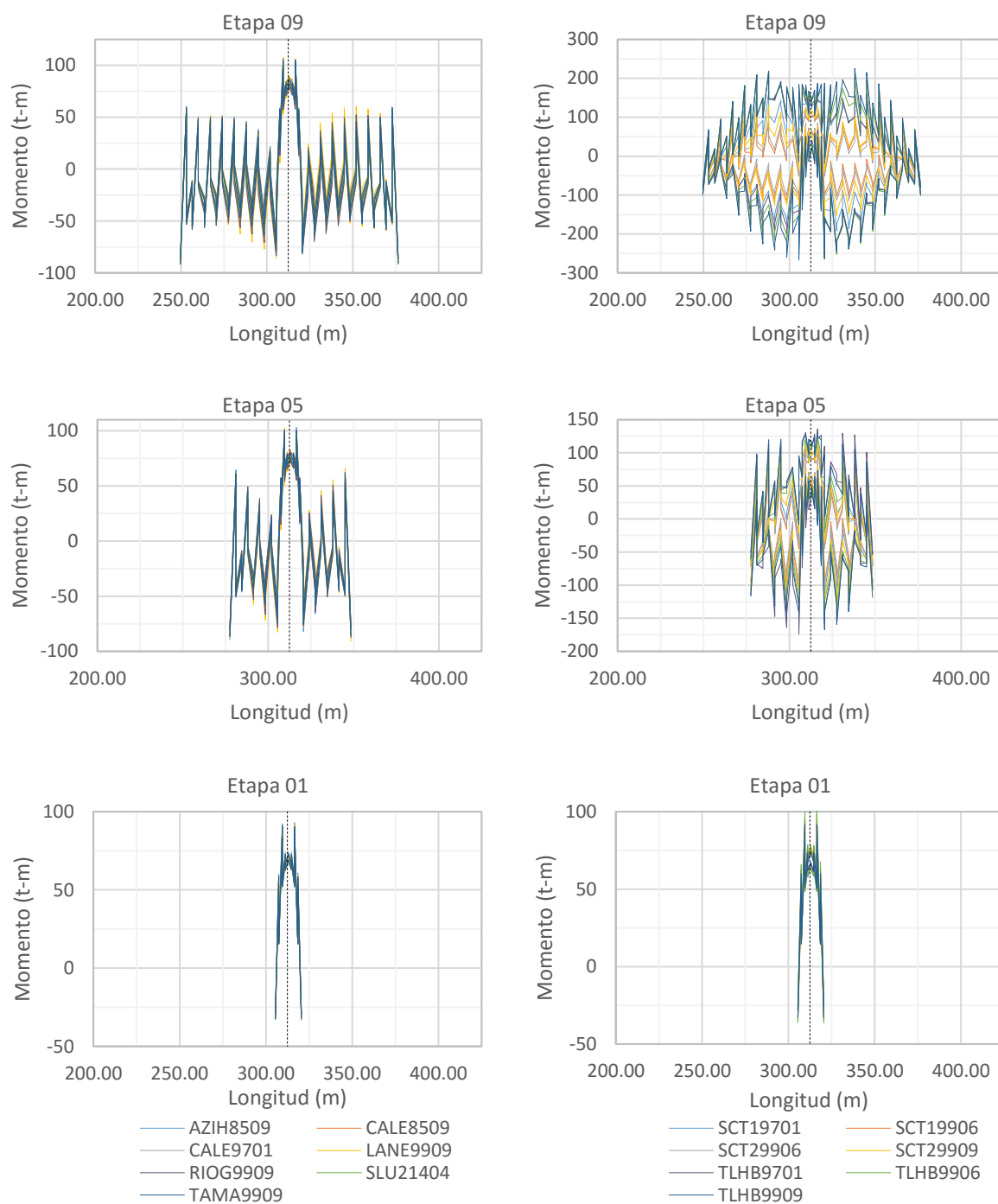


Figura 6.3. Momento en tablero.

6.5 Carga axial en la pila

Se graficó la carga axial en la pila 1, para cada una de las etapas principales del proceso constructivo. A continuación, en la figura 6.4, se presenta el diagrama de carga axial en el pilón 1A, para ambos tipos de registros, en algunas de etapas principales del proceso constructivo, las etapas que no se muestran presentaron distribuciones y magnitudes de carga muy similares.

En esta figura, puede observarse que, en las diferentes etapas, la distribución de carga axial en la pila es muy similar para ambos tipos de registros y además esta coincide con la forma de distribución de carga axial en las diferentes etapas del proceso constructivo. Se observa que, para los registros de periodo corto se presenta prácticamente la misma carga axial, mientras que en los de periodo largo, aunque los resultados también son muy similares, existe una mayor variación en la carga axial de la pila entre los diferentes registros. Además, en todos los casos, la magnitud de la descarga es mayor en los registros de periodo largo e incrementa etapa con etapa, presentando su valor máximo con registros de periodo largo en la etapa de puente terminado con una carga de aproximadamente 4500 t.

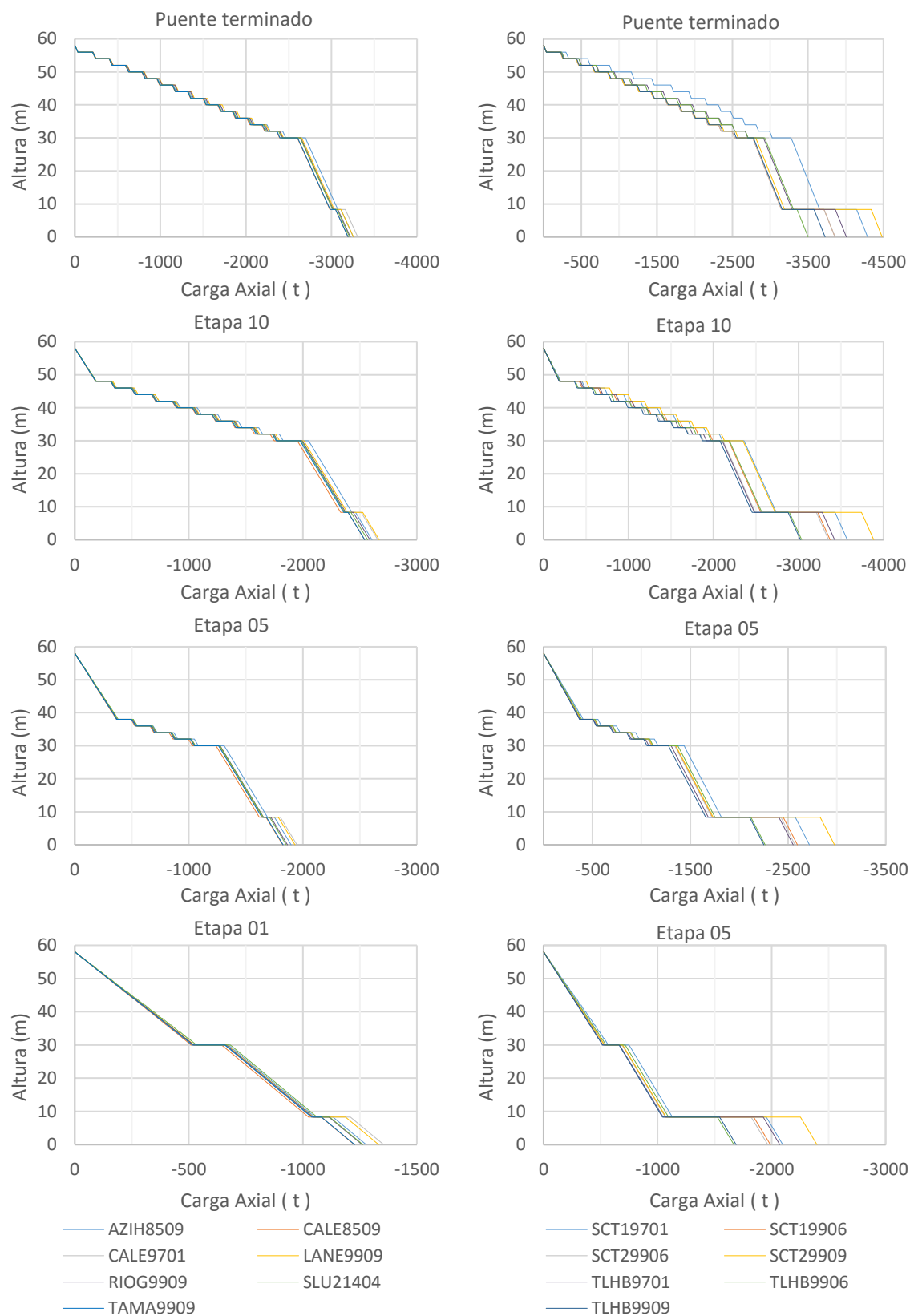


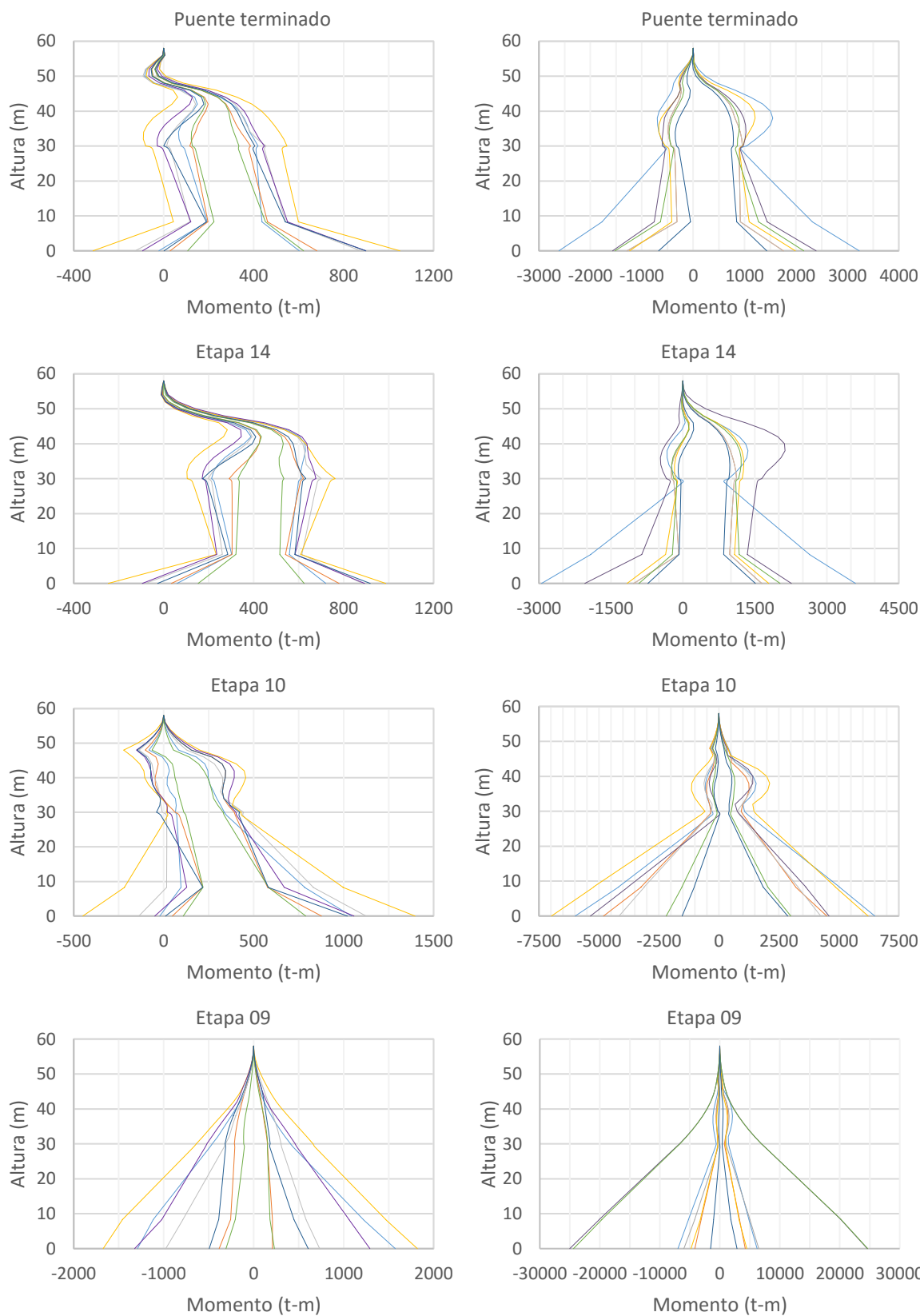
Figura 6.4. Carga Axial en la Pila

6.6 Momentos en la pila

A continuación, se presentan los momentos en la pila, como se mencionó anteriormente, en ambos pilones se obtuvieron los mismos resultados, por lo que se muestran únicamente los resultados en uno de ellos. A continuación, en las figuras 6.5 y 6.6 se presentan los diagramas de momento en la pila, para las direcciones longitudinal y transversal del puente respectivamente, para cada uno de los tipos de registros. En estas figuras se grafica la envolvente de momentos (máximos y mínimos) producto del análisis sísmico.

La figura 6.5 muestra el diagrama de momento en la pila, para la dirección longitudinal del puente, para todas las etapas de análisis. Se observa que en las etapas 1 a 9 la forma de distribución del momento en la pila es muy similar para ambos tipos de registros, presentando su mínimo en el extremo superior y el máximo en la base de la pila e incrementado su magnitud en cada etapa; a partir de la etapa 10, en la que el tablero se apoya sobre el estribo, la forma del diagrama de momentos cambia de una etapa a otra y difiere para los registros de periodo corto y largo. El momento máximo en la pila se presentó en la etapa 09, con un valor de aproximadamente 25,000 t-m. En todos los casos, los registros de periodo largo presentan momentos de magnitud considerablemente mayor que los de periodo corto, hasta diez veces mayor en las primeras etapas y hasta cuatro después de la etapa 10.

El diagrama de momentos en dirección transversal del puente se muestra en la figura 6.6. La forma del diagrama es la misma en todas las etapas, presentando su valor mínimo en el extremo superior e incrementándose linealmente hasta la zona del arrostramiento, donde alcanza su valor máximo, para después disminuir linealmente. Además de la forma del diagrama, las magnitudes de los momentos máximos son muy similares en las diferentes etapas, entre 3,500 y 4,000 t-m para registros de periodo corto, y para registros de periodo largo entre 20,000 y 25,000 t-m. Nuevamente los momentos de mayor magnitud se presentan para los registros de periodo largo.



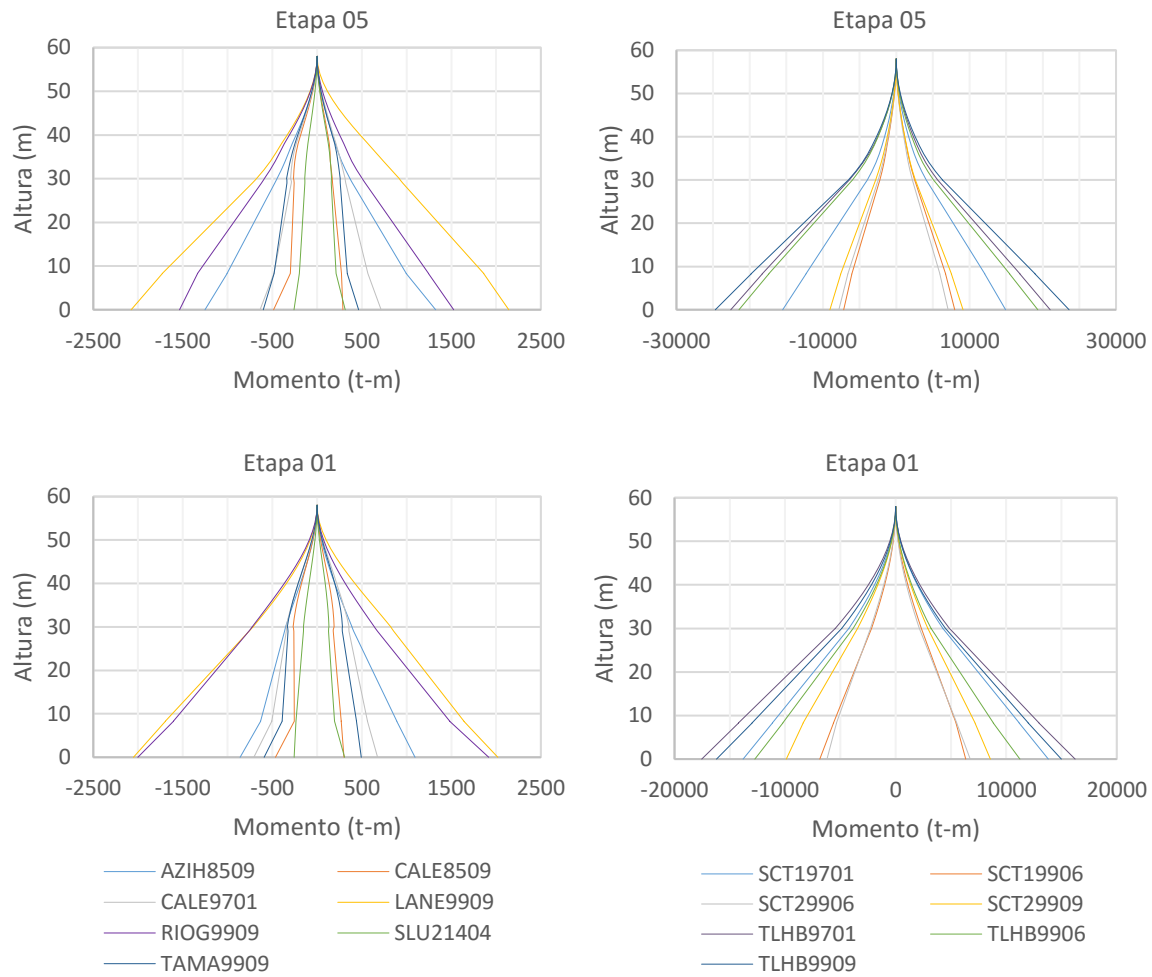
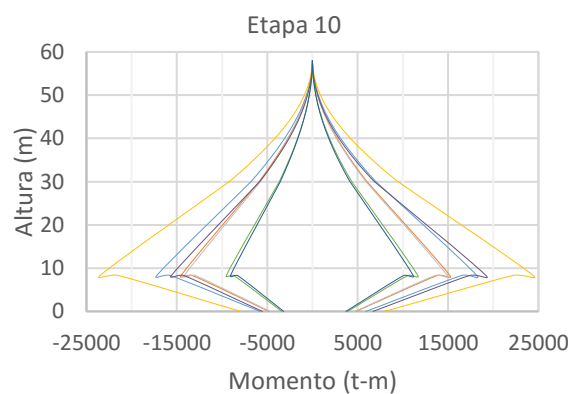
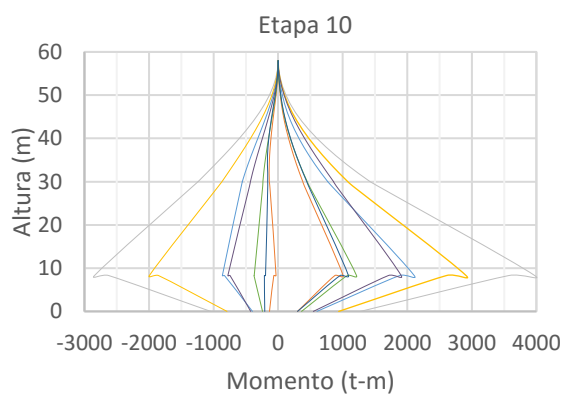
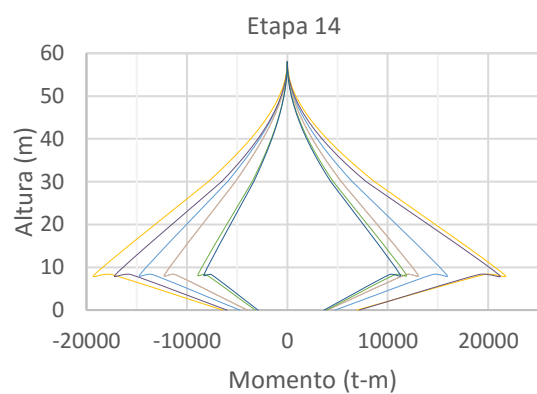
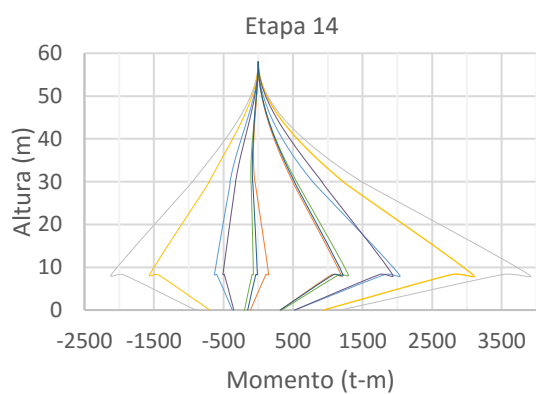
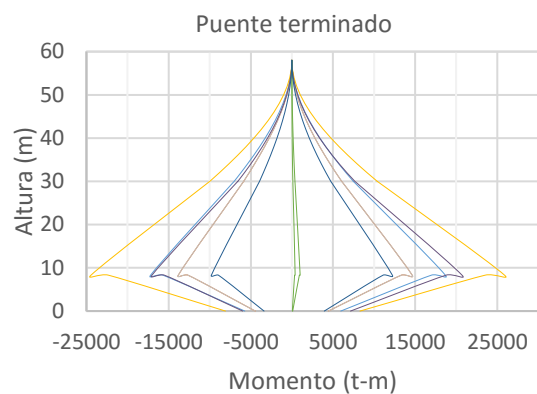
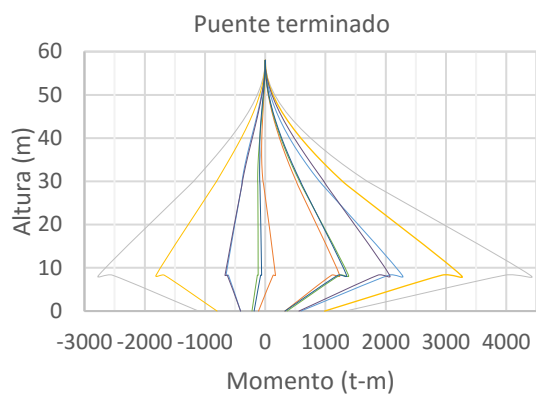


Figura 6.5. Momento en la pila. Dirección longitudinal



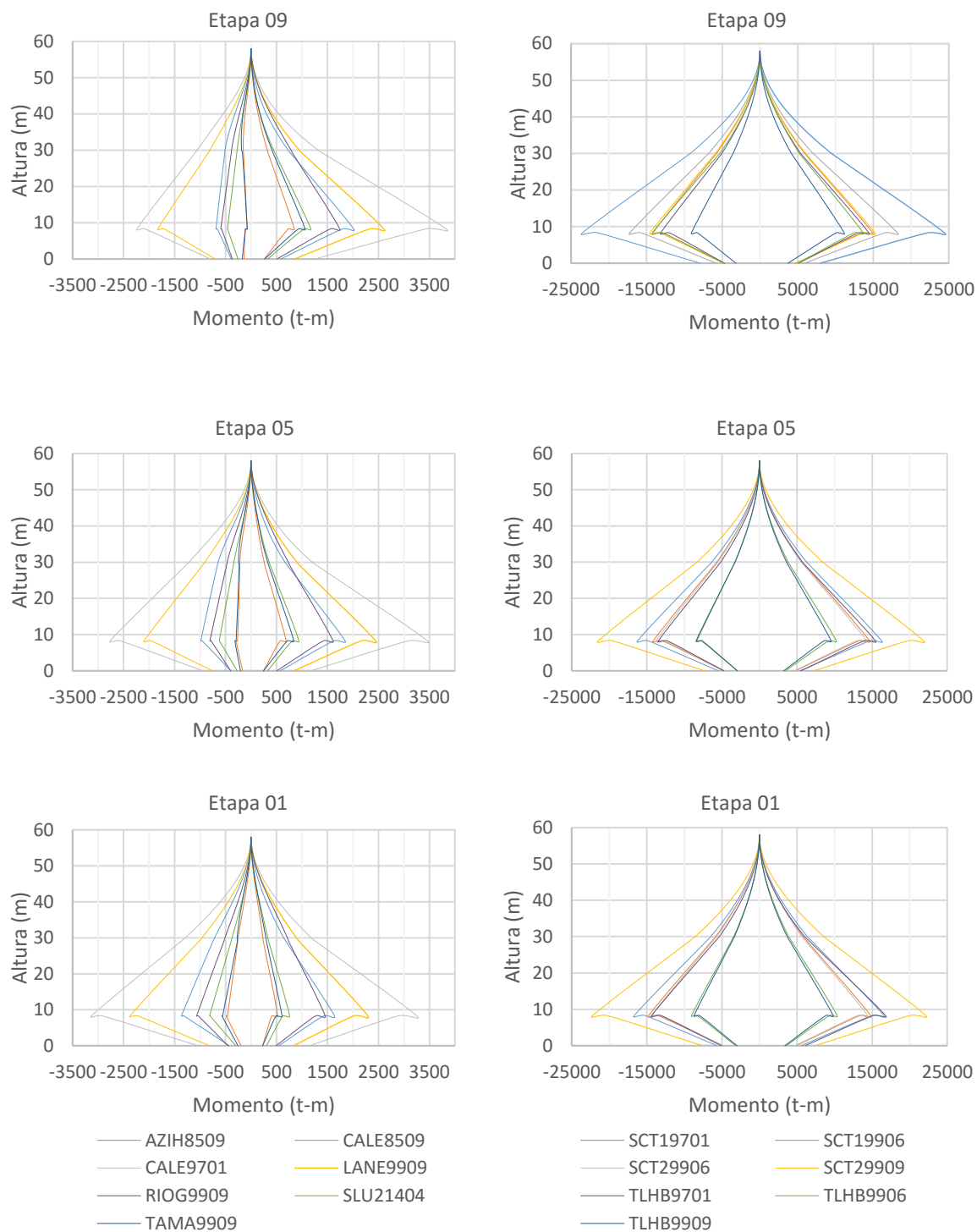


Figura 6.6. Momento en la pila. Dirección transversal

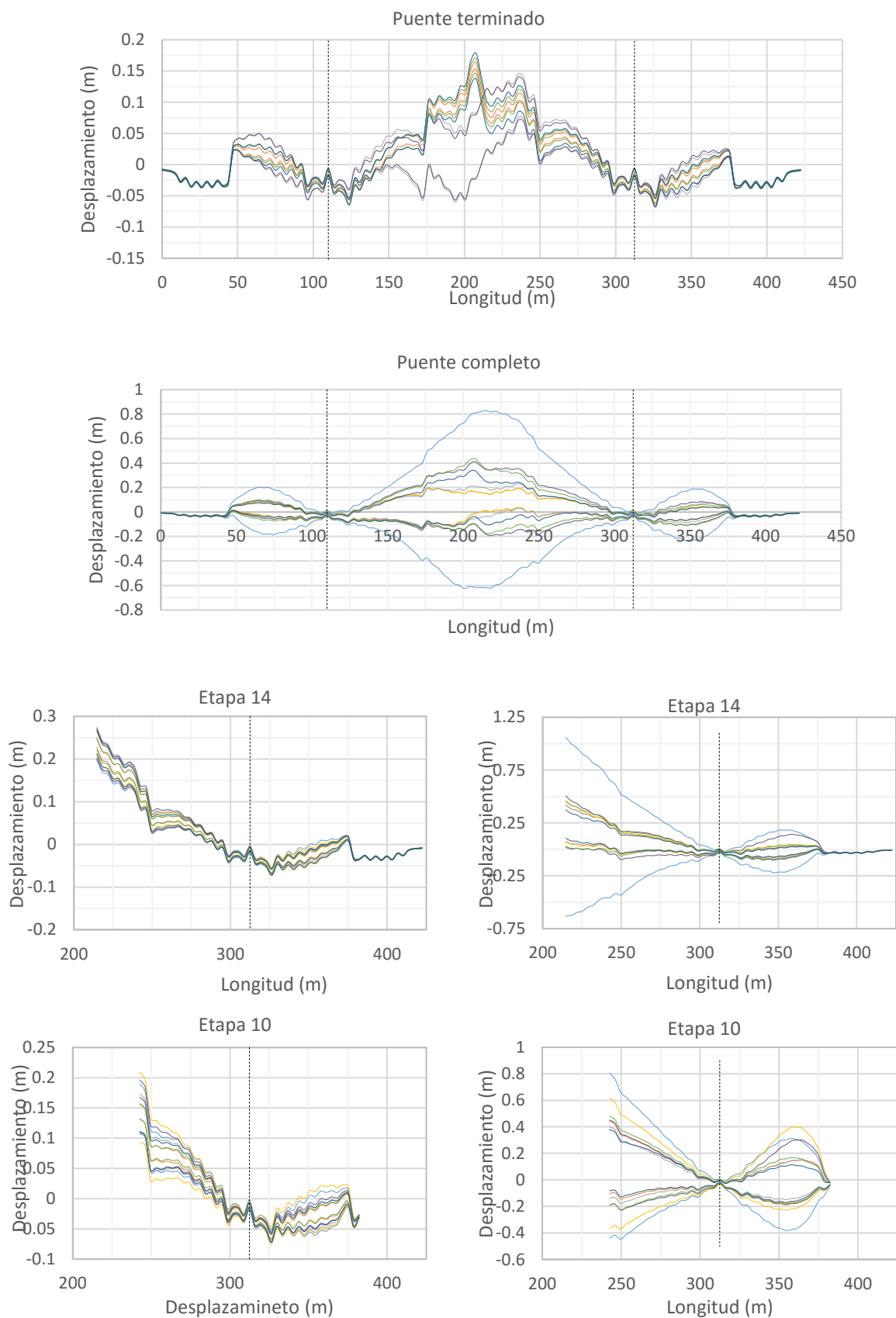
6.7 Desplazamientos en el tablero

Los desplazamientos en el tablero se muestran en la figura 6.7, tanto para los registros de periodo corto y periodo largo. Se aprecian en primera instancia los desplazamientos para el puente terminado (Etapa 15) y posteriormente los desplazamientos en la sección del voladizo de las distintas etapas constructivas. En general, se observa que el tablero sufre desplazamientos tanto positivos como negativos para ambos tipos de registros, sin embargo, para los registros de periodo corto los desplazamientos máximos tienden a ser de magnitud positiva, mientras que, para los registros de periodo largo, la magnitud de los desplazamientos positivos y negativos es aproximadamente la misma.

Para el puente terminado, se observa que, aunque para ambos tipos de registros la configuración deformada del tablero es diferente, en ambos casos los desplazamientos máximos se presentan en el centro del claro principal y en los centros de los claros extremos. Puede notarse, además, que para los registros de periodo corto se obtienen resultados muy similares en la mayoría de los casos, no así para los registros de periodo largo. El desplazamiento máximo es de 80 cm y se presenta en los registros de periodo largo.

En las etapas 10 y 14 el perfil de desplazamientos en el tablero presenta algunas similitudes para ambos tipos de registros, como era de esperarse la máxima deformación se presenta en el extremo en voladizo y disminuye hacia el eje de la pila, después de este, los desplazamientos se incrementan nuevamente hacia el lado del estribo, pero con magnitudes considerablemente menores que las que se alcanzan del lado del voladizo. En estas etapas el desplazamiento máximo se presenta para registros de periodo largo en la etapa 14.

En las etapas 1 a 09, las deformaciones en ambos extremos del doble voladizo, presentan una cierta simetría respecto al eje de la pila en ambos tipos de registros, desplazamiento máximo en el extremo del tablero y mínimo al centro, nuevamente se obtienen desplazamientos mucho mayores en los registros de periodo largo, entre 9 y 10 más grandes que en los registros de periodo corto. El desplazamiento máximo para el sismo durante la construcción fue de 2 m, y se presentó en la etapa 09.



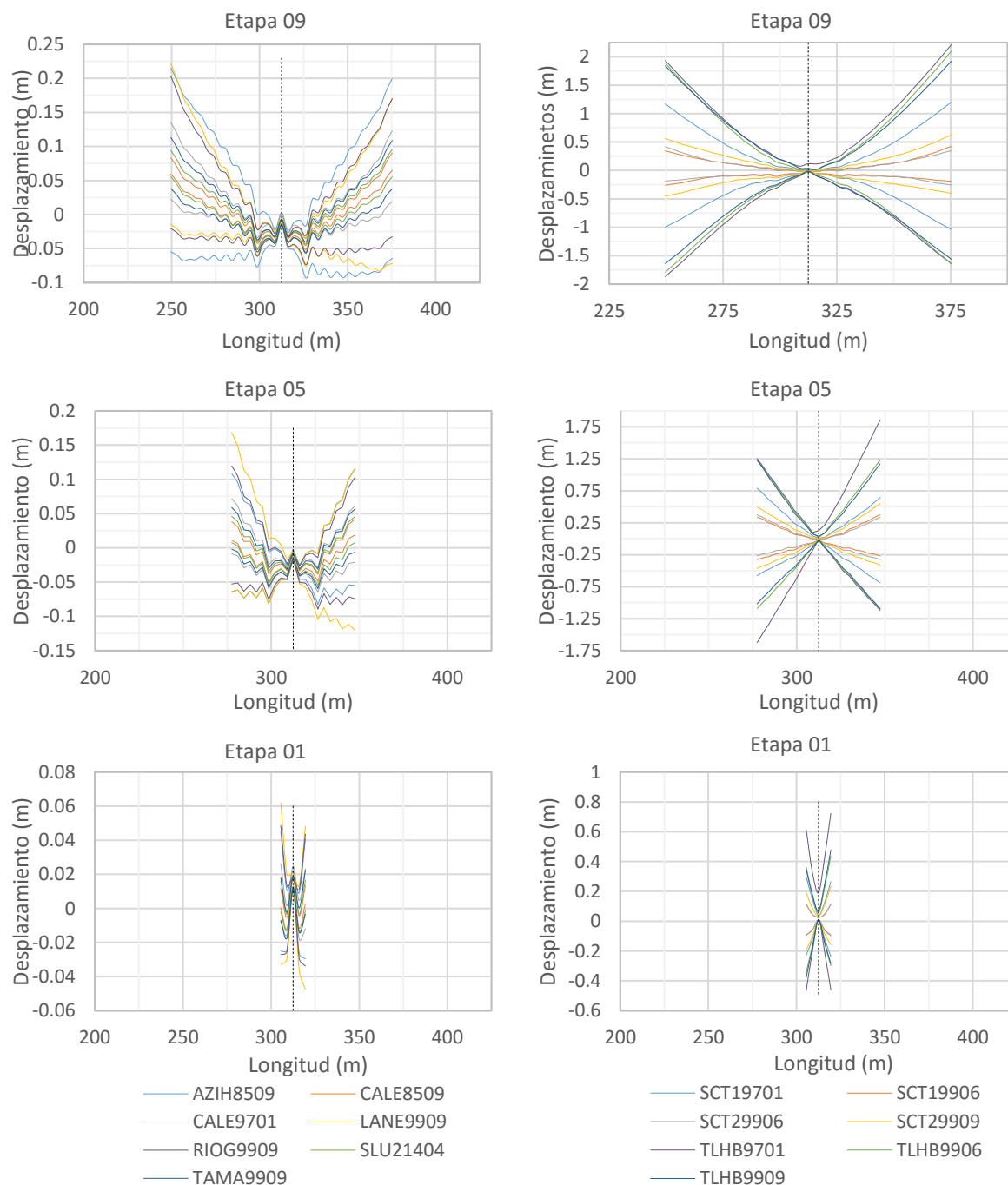


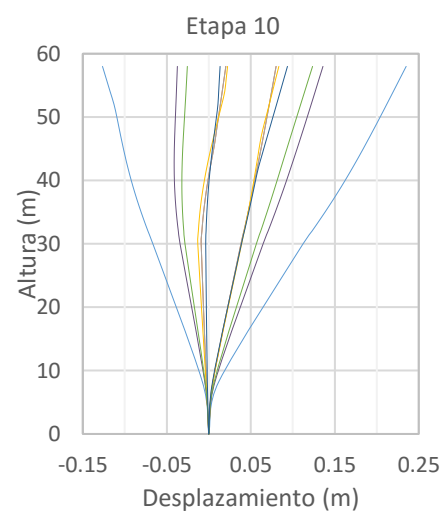
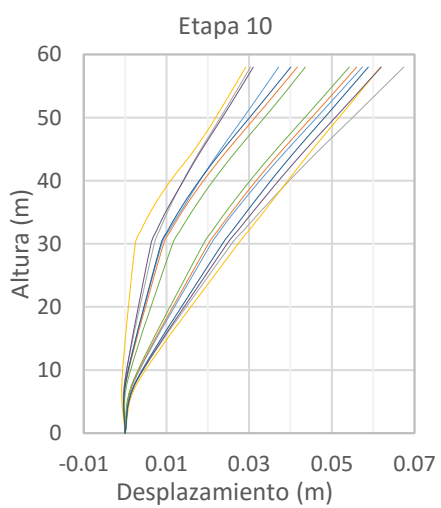
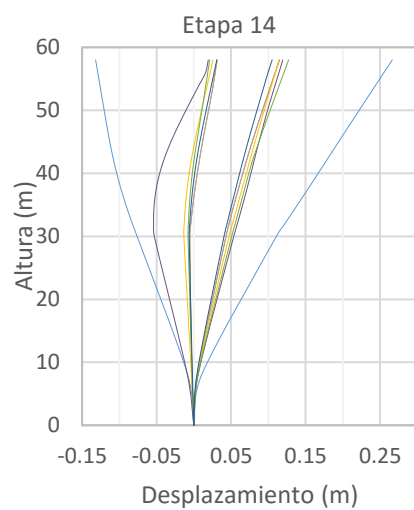
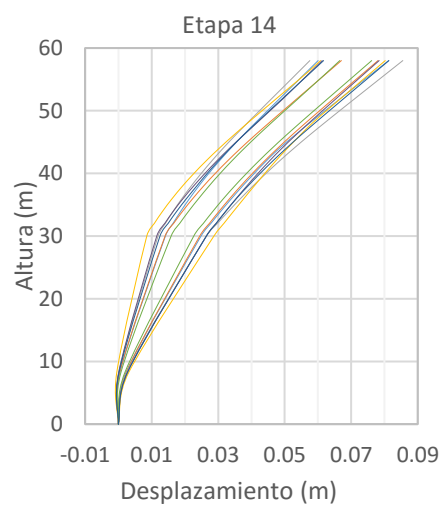
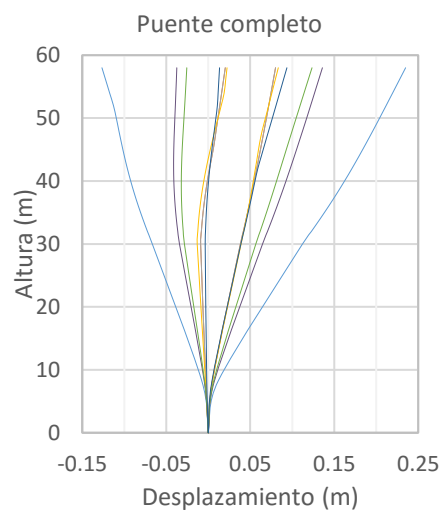
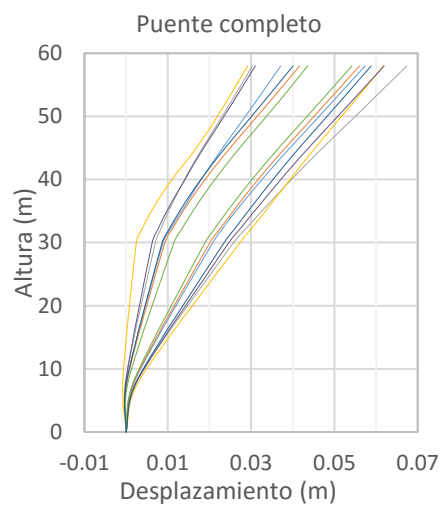
Figura 6.7. Desplazamientos en el tablero

6.8 Desplazamientos en la pila

Los desplazamientos en la pila se muestran en la figura 6.8 y 6.9 para la dirección longitudinal y transversal del puente, respectivamente. Se muestran las magnitudes de los máximos y mínimos desplazamientos en la pila, para ambos tipos de registros.

Los desplazamientos de la pila en dirección longitudinal se muestran en la figura 6.8. Se observa que en las etapas 01 a 09, el perfil de desplazamientos de la pila es muy similar para ambos tipos de registros, cero en la base e incrementándose con la altura de la pila (en voladizo), aunque en el caso de los registros de periodo largo, las magnitudes de los desplazamientos exceden considerablemente a los desplazamientos en los registros de periodo corto, presentando un máximo desplazamiento de 2.5 m en la etapa 09 mientras que para registros de periodo corto el máximo desplazamiento es de 0.2 m. A partir del apoyo del tablero sobre el estribo, en la etapa 10, la deformada de la pila cambia según el tipo de registro, pues para los registros de periodo corto, solo se presentan desplazamientos en el sentido positivo (en dirección al estribo), mientras que, para los registros de periodo largo, se presentan desplazamientos tanto positivos como negativos, aunque en ambos casos se aprecia una considerable reducción. Los desplazamientos se incrementan de las etapas 10 a 14, mientras que para la etapa 15 disminuyen. El máximo desplazamiento se presentó en la etapa 14 con un valor de 0.27 m para registros de periodo largo.

En la figura 6.9 se observa que, en la dirección transversal de la pila, el comportamiento de la pila es el de un péndulo invertido en todas las etapas, sin embargo, no existe gran diferencia en la magnitud de los desplazamientos entre las diferentes etapas y en este caso, los desplazamientos máximos se presentan en la etapa de puente terminado. El máximo desplazamiento transversal es de 1.8 m para registros de periodo largo y 0.29 m para registros de periodo corto, nuevamente los desplazamientos para los registros de periodo largo son de mayor magnitud en todas las etapas.



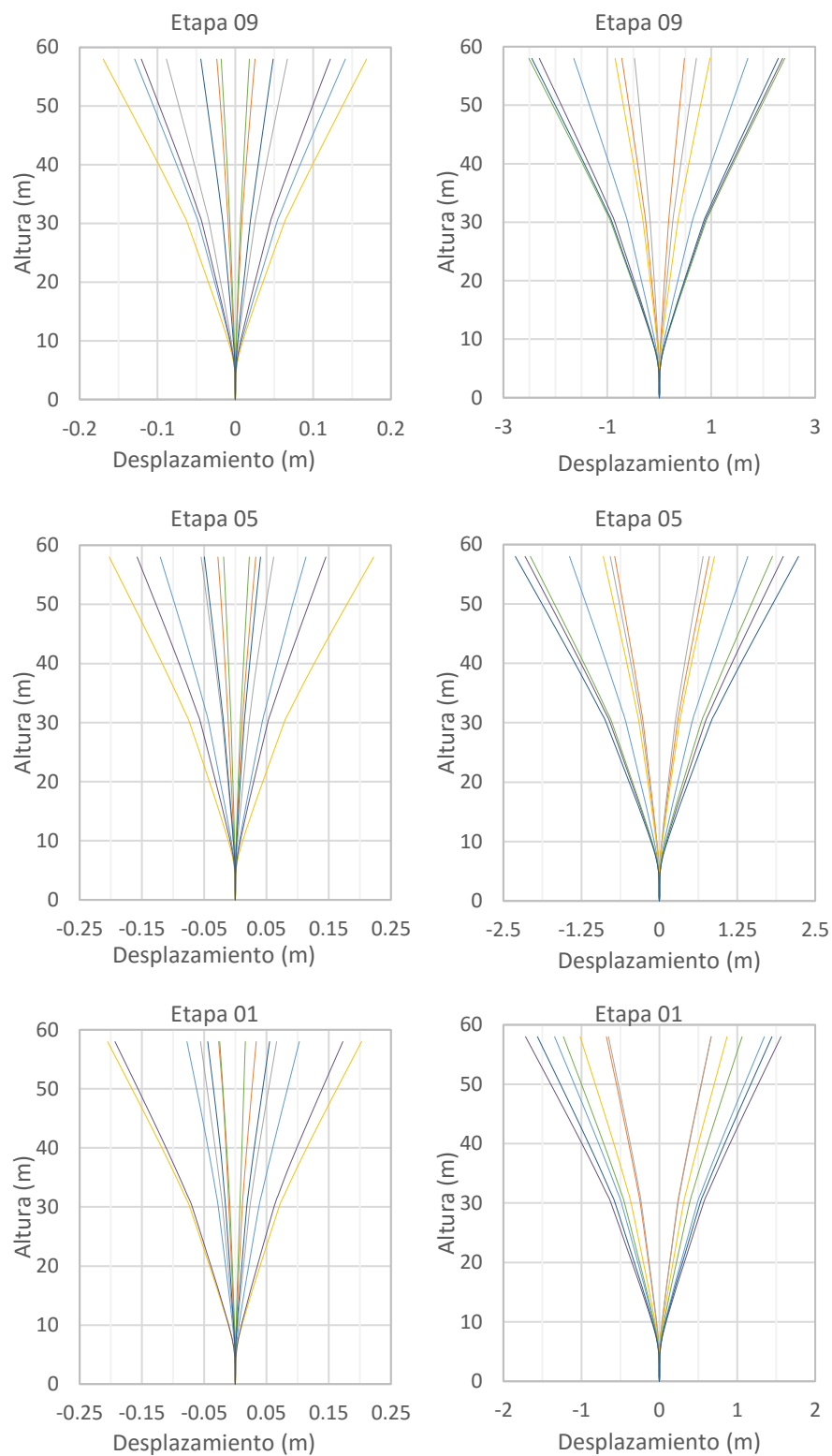
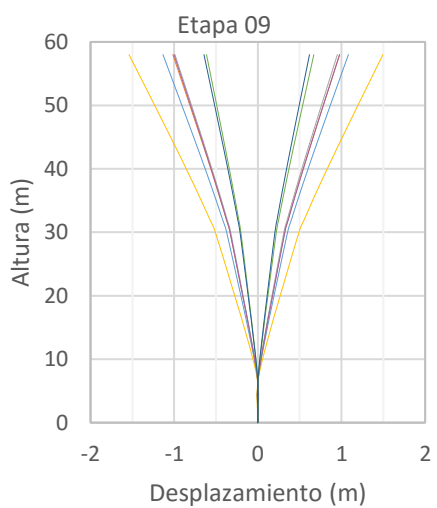
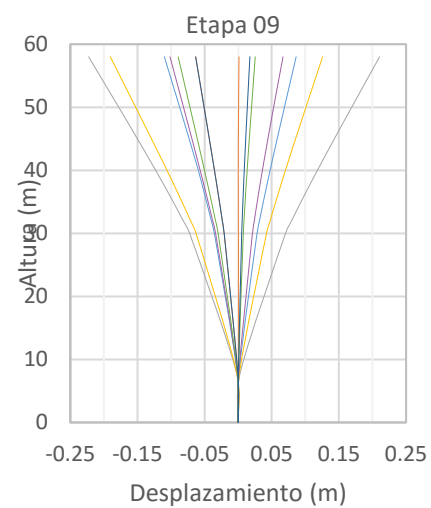
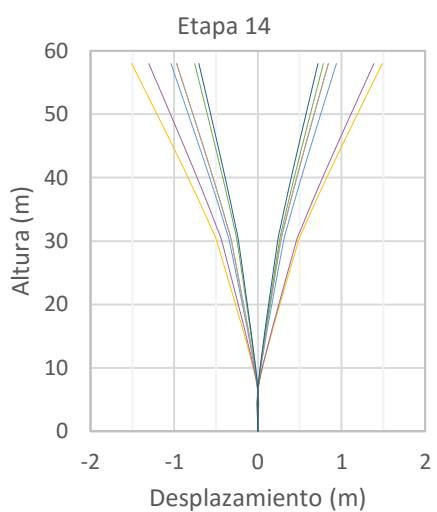
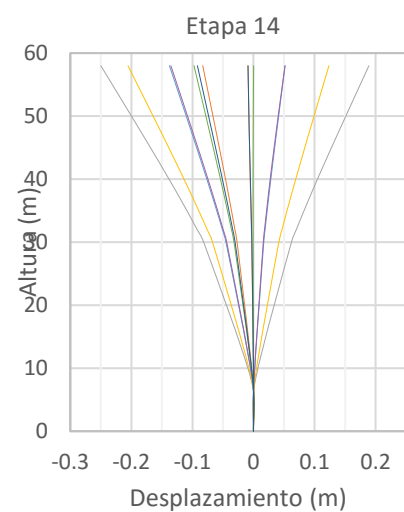
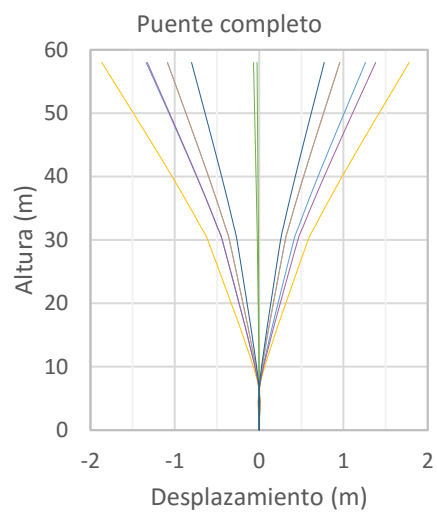
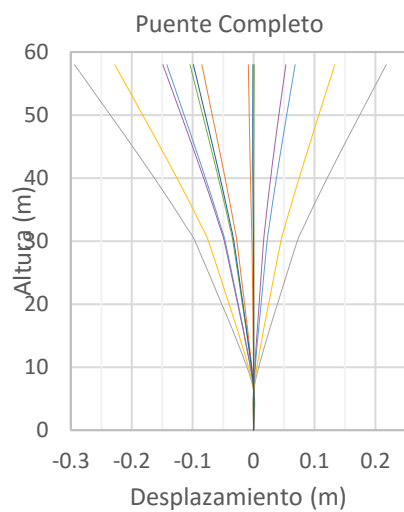


Figura 6.8. Desplazamientos longitudinales en la pila.



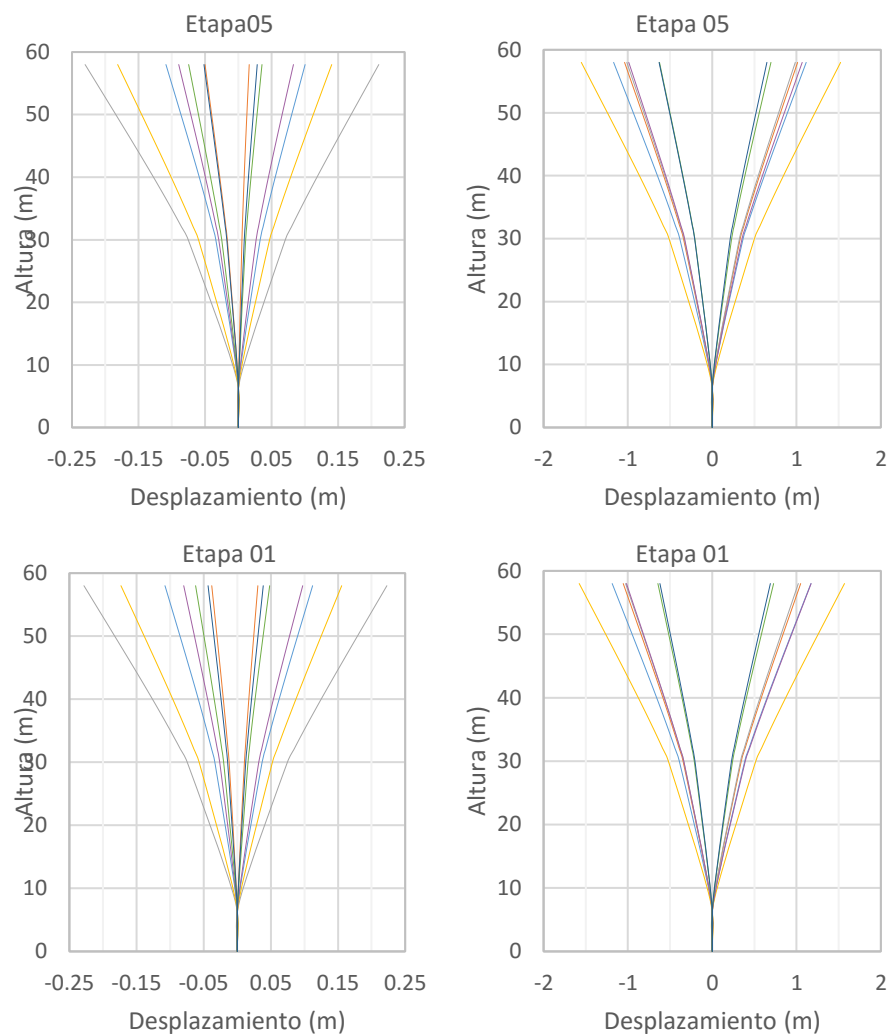


Figura 6.9. Desplazamientos transversales en la pila.

CAPÍTULO VII

ANÁLISIS DE RESULTADOS

A continuación, se presenta el análisis de los resultados obtenidos en el capítulo anterior. Para lo cual, en cada etapa se realiza la comparación entre elementos mecánicos y deformaciones, producto de las cargas gravitacionales durante el proceso constructivo y los efectos ocasionados al considerar adicionalmente a las cargas gravitacionales el efecto del sismo.

7.1 Valores de la demanda sísmica

A pesar de que el análisis no lineal en el tiempo es la herramienta más confiable con la que se cuenta en la actualidad, es necesario ser muy cuidadoso en la selección de los acelerogramas que se utilicen como demanda. La selección y escalamiento de los registros es una de las tareas más complejas al realizar un análisis no lineal en el tiempo (Kappos, et al, 2012) El uso de acelerogramas de sismos reales conduce a una gran variabilidad de los resultados que se obtienen durante un análisis no lineal. La dispersión de los resultados se debe a que cada registro cuenta con una intensidad, contenido de frecuencias, duración y variación espacial y temporal propias, que produce resultados muy variables (Priestley et al, 2007). Por tal motivo, se recomienda que se utilice un conjunto de acelerogramas para fines de diseño o de evaluación de la capacidad estructural de un puente. Las especificaciones actuales (Eurocódigo 8, 2003; International Building Code, 2006; PEER, 2008; entre otros) recomiendan en general alguna de las dos siguientes alternativas:

- a) Utilizar al menos tres pares de registros representativos de la sismicidad en la región y utilizar los valores máximos de los desplazamientos y/o elementos mecánicos con fines de evaluación y diseño.
- b) Considerar al menos siete parejas de acelerogramas representativos de la sismicidad en la región y emplear los valores promedio de los desplazamientos y elementos mecánicos con fines de evaluación y diseño.

Como en el estudio se emplearon siete acelerogramas reales de periodo corto y siete de periodo largo, se decidió utilizar en el análisis que se presenta en este capítulo, el valor medio de los siete registros de cada tipo, tal y como se sugiere en las especificaciones cuando se realiza un análisis no lineal en el tiempo.

7.2 Revisión de los tirantes

Para la revisión de la resistencia de los tirantes, se graficaron los elementos mecánicos para las cargas de tensión generadas durante el proceso constructivo, la carga muerta más los elementos mecánicos producto de los sismos de periodo corto y largo respectivamente, estos se comparan

contra la tensión de diseño del tirante y 85% de la carga ultima del tirante. Estos datos se muestran para cada una de las etapas en la figura 7.1.

Como era de esperarse, se observa que las tensiones debidas a los dos tipos de sismo son de mayor magnitud que las que se presentan durante el proceso constructivo, considerando únicamente cargas muertas. Se aprecia, además, que a excepción de la etapa 1, en todas las etapas la tensión producto de las fuerzas sísmicas supera la tensión de diseño de los cables, lo cual es más evidente conforme se avanza en el proceso constructivo y en los tirantes de mayor longitud. No existe gran diferencia entre las tensiones que se producen debido a cada tipo de sismo, salvo en los tirantes 10 y 11 de la etapa 10 que es en la que se tienen las tensiones de mayor magnitud. En cada una de las etapas y para todos los tirantes, el sismo de periodo largo produjo la mayor demanda en los tirantes del puente, en especial en el tirante más largo durante la etapa 10. El efecto del sismo ya sea de periodo corto o largo excede los valores de diseño del puente, sin embargo, no se presenta riesgo alguno de rotura de los tirantes, pues, aunque se tiene un valor muy cercano a tensión de rotura del tirante en la etapa 10, las fuerzas en lo tirantes son menores a esta en todas las etapas.

En el caso de las fuerzas en los tirantes, no se resultó evidente el efecto que tiene la variación de los periodos de la estructura durante las distintas etapas de construcción, en los elementos mecánicos que se producen.

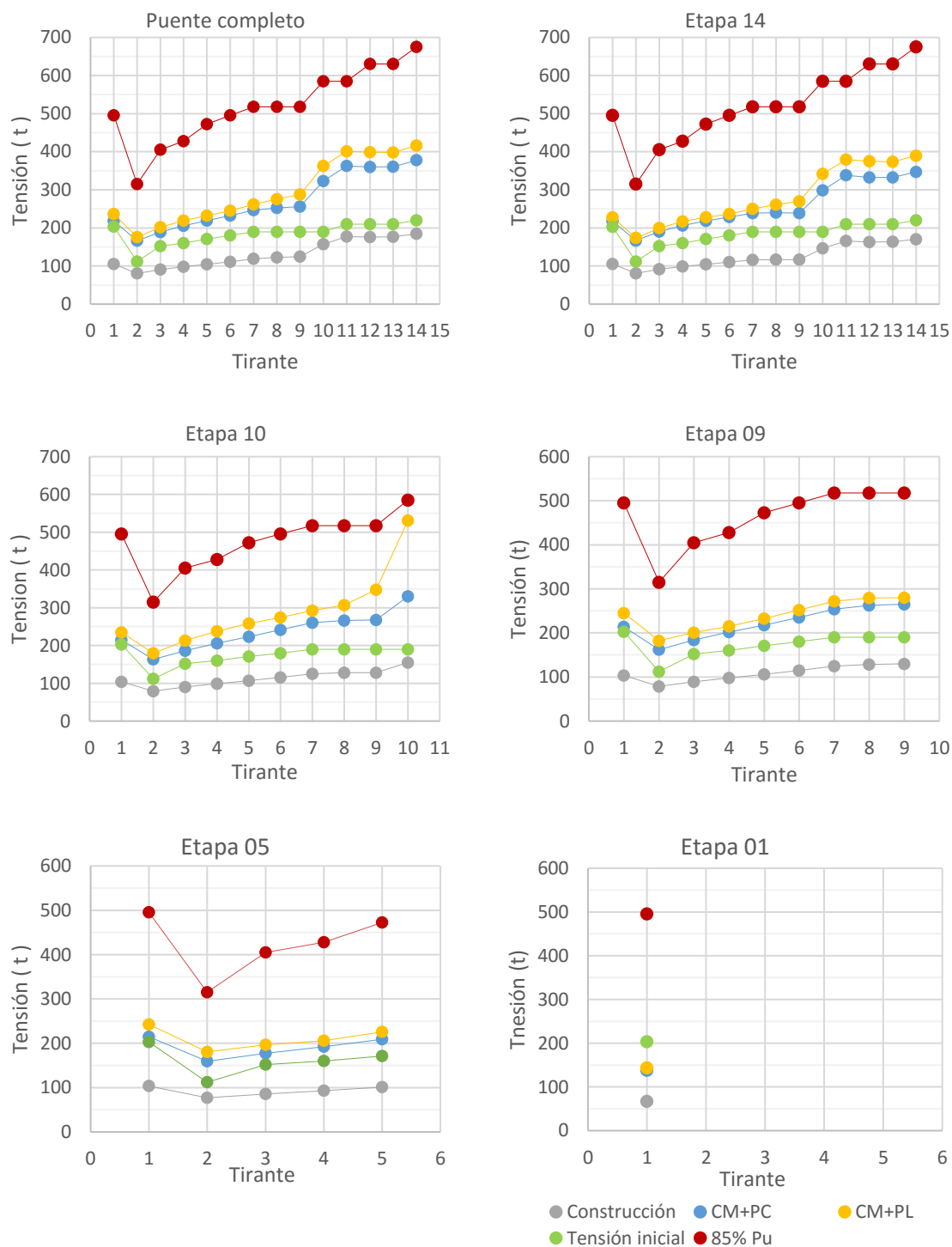


Figura 7.1. Revisión de los tirantes durante el proceso constructivo.

7.3 Revisión de la fuerza axial en el tablero

Para llevar a cabo la revisión del tablero, se optó por comparar las fuerzas axiales actuantes contra la resistencia a tensión y compresión de la sección. Para la resistencia a compresión, se consideró la fuerza axial que es capaz de soportar la sección cajón sin sobrepasar esfuerzo de compresión del f'_c concreto, es decir, sin considerar acero de refuerzo adicional y sin tener en cuenta los efectos de segundo orden. Mientras que, para la resistencia a tensión ésta se supuso como un 15% de la resistencia a compresión del concreto, ante la dificultad de proponer a detalle un perfil de refuerzo longitudinal.

La revisión del tablero ante fuerza axial se muestra en las figuras 7.2 y 7.3. En estas se muestra la resistencia del tablero a tensión y compresión (P_r), así como los elementos mecánicos producto de los diferentes tipos de sismos y las cargas de construcción en cada una de las etapas. En ambas gráficas se aprecia que los sismos de periodo largo producen las mayores fuerzas axiales sobre el tablero y resultan bastante mayores que las que se producen durante la etapa de construcción. Se observa que, tanto para los sismos de periodo corto o largo, y evidentemente para las cargas de construcción, el tablero es completamente capaz de resistir la fuerza compresión generada; sin embargo, la resistencia de diseño a tensión es excedida por el sismo de periodo largo a partir de la etapa 9, debido a esto se contempla la necesidad del uso de acero de presfuerzo para ayudar a resistir los esfuerzos de tensión.

Dada la necesidad de presfuerzo, en la tabla 7.1 se muestran para cada etapa, los esfuerzos de tensión producto de la fuerza axial máxima en cada uno de los diferentes tipos de carga estudiados, se presenta también el porcentaje de la resistencia a compresión del concreto al cual equivale el esfuerzo de tensión.

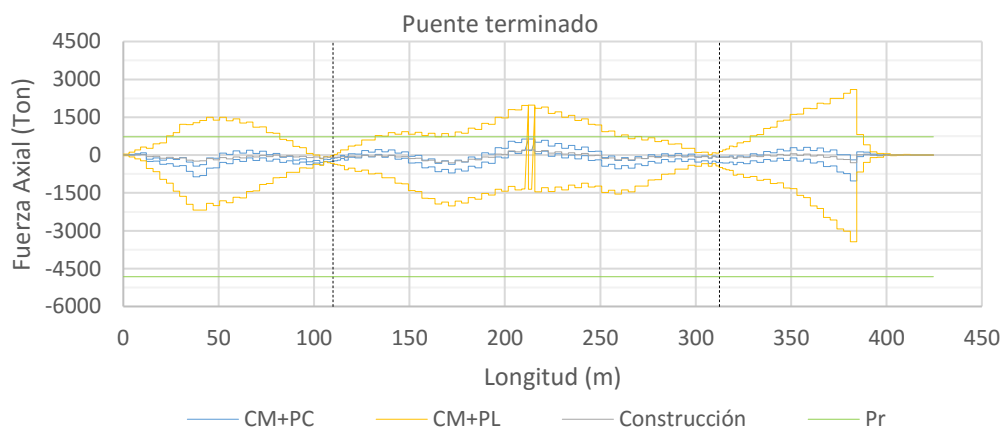
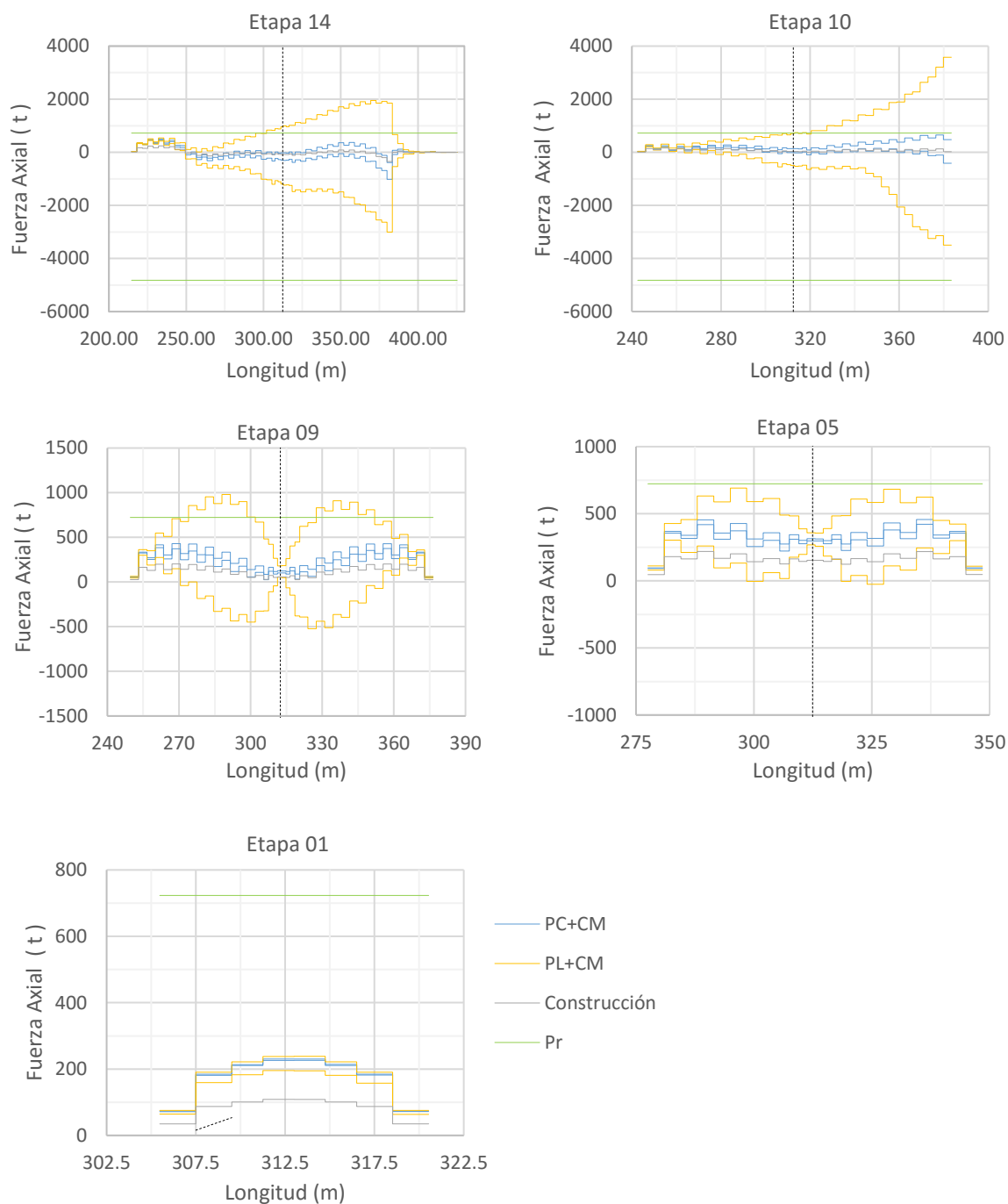


Figura 7.2. Fuerza axial en el tablero. Puente terminado



*En las etapas 01 a 09, la resistencia de diseño a compresión (-4821 t) no se aprecia por estar fuera del rango definido para observar la variación de la fuerza axial en el tablero.

Figura 7.3. Revisión de la fuerza axial en el tablero durante el proceso constructivo.

Tabla 7.1. Esfuerzos de tensión en el tablero durante el proceso constructivo

Etapa	Construcción			CM+PC			CM+PL		
	P Ton	σ_T kg/cm ²	% σ_C	P Ton	σ_T kg/cm ²	% σ_C	P Ton	σ_T kg/cm ²	% σ_C
Puente completo	199.8	14.5	4.1%	636.0	46.2	13.2%	2597.7	188.6	53.9%
Etapa 14	241.4	17.5	5.0%	502.6	36.5	10.4%	1951.6	141.7	40.5%
Etapa 10	162.9	11.8	3.4%	651.8	47.3	13.5%	3579.3	259.9	74.2%
Etapa 09	201.6	14.6	4.2%	429.7	31.2	8.9%	979.8	71.1	20.3%
Etapa 05	218.9	15.9	4.5%	457.0	33.2	9.5%	92.6	6.7	1.9%
Etapa 01	108.6	7.9	2.3%	226.2	16.4	4.7%	238.4	17.3	4.9%

De la tabla 7.1 y considerando la resistencia del concreto a tensión como 15% de f'_c se comprueba que, para las cargas debidas únicamente al proceso constructivo y para el sismo de periodo corto el tablero es capaz de soportar los esfuerzos de tensión. Sin embargo, para el sismo de periodo largo, a partir de la etapa 09 se tiene la necesidad de acero de presfuerzo. Se observa, además, que el esfuerzo máximo de tensión en la etapa 10 excede considerablemente a la presente en la etapa de puente terminado, lo que indica que la necesidad de acero de presfuerzo adicional. Cabe mencionar que en la tabla 7.1 se comparan únicamente los máximos valores de tensión en toda la sección del tablero, por lo que el aumento en la cantidad del acero de presfuerzo en una sección en particular puede ser mayor del que se aprecia en la tabla.

Es importante señalar que, en las etapas 10 a 15 se presentan esfuerzos de tensión considerablemente mayores al resto, y como se observó en la figura 5.3, en estas etapas el primer y segundo modo transversal de la estructura son muy cercanos a los 2 s, periodo para el cual se presentaron las máximas aceleraciones en los espectros de respuesta de los registros de periodo largo empleados para el análisis; lo cual explica que en estas etapas el efecto del sismo tenga mayor impacto.

7.4 Flexión en el tablero

Ya que el diagrama de momentos promedio presentaba alternancia de signos a lo largo del tablero, tal y como los diagramas de momento de la figura 6.3, se optó por considerar la envolvente de cada uno de los diagramas promedio para la determinar la resistencia de diseño a flexión del tablero.

En la figura 7.4 se muestran las envolventes del diagrama de momentos para la etapa de puente terminado y durante el proceso constructivo. En esta figura se puede apreciar que, en todas las etapas la flexión durante el proceso constructivo debida únicamente a cargas muertas es menor

que la que se produce con cualquier tipo de sismo ya sea de periodo corto o largo y que, además, el sismo de periodo largo provoca siempre una mayor flexión en el tablero que el sismo de periodo corto. Se observa también que los momentos máximos se concentran en el eje de la pila y en los extremos del tablero cuando este es un doble voladizo; hacia el estribo en las etapas en que se tiene apoyo en él, y al centro del claro principal en la etapa de puente terminado.

En la tabla 7.2 se muestran los momentos máximos en cada una de las etapas de construcción analizadas, mientras que en la tabla 7.3 se muestra la relación entre el momento máximo para las cargas de sismo y el momento máximo durante el proceso constructivo, en esta tabla se observa que, tanto la flexión positiva como negativa se incrementan aproximadamente al doble respecto a la que se obtiene al considerar únicamente las cargas de construcción; mientras que para sismo de periodo largo el incremento en la flexión es mucho más variable, en las etapas 01 a 09 el incremento en la magnitud de los momentos es también aproximadamente del doble, sin embargo a partir de la etapa 10 se tienen incrementos que varían desde 3.6 hasta 7.1 veces el momento durante la construcción, presentando además variaciones importantes entre el incremento de la flexión positiva y negativa en la misma etapa. Se observa nuevamente que, de igual forma que para la tensión en el tablero, la flexión producto del sismo periodo largo, se incrementa considerablemente cuando los periodos de la estructura son cercanos al periodo de aceleración máxima del sismo.

Tabla 7.2. Momentos máximos durante la construcción (Ton-m)

	Construcción		PC+CM		PL+CM	
	M _{max}	M _{min}	M _{max}	M _{min}	M _{max}	M _{min}
Etapa 15	113	-123	239	-284	805	-649
Etapa 14	111	-135	231	-271	608	-521
Etapa 10	103	-85	217	-213	373	-562
Etapa 09	101	-88	206	-174	237	-168
Etapa 05	96	-83	196	-170	215	-189
Etapa 01	101	-88	206	-174	237	-168

Tabla 7.3. Relación entre momentos por sismo y cargas de construcción

	(PC+CM) / Construcción		(PL+CM) / Construcción	
	M _{max}	M _{min}	M _{max}	M _{min}
Etapa 15	2.1	2.3	7.1	5.3
Etapa 14	2.0	2.0	5.5	3.9
Etapa 10	1.9	2.5	3.6	6.6
Etapa 09	1.8	2.0	2.3	1.9
Etapa 05	1.7	2.0	2.2	2.3
Etapa 01	1.8	2.0	2.3	1.9

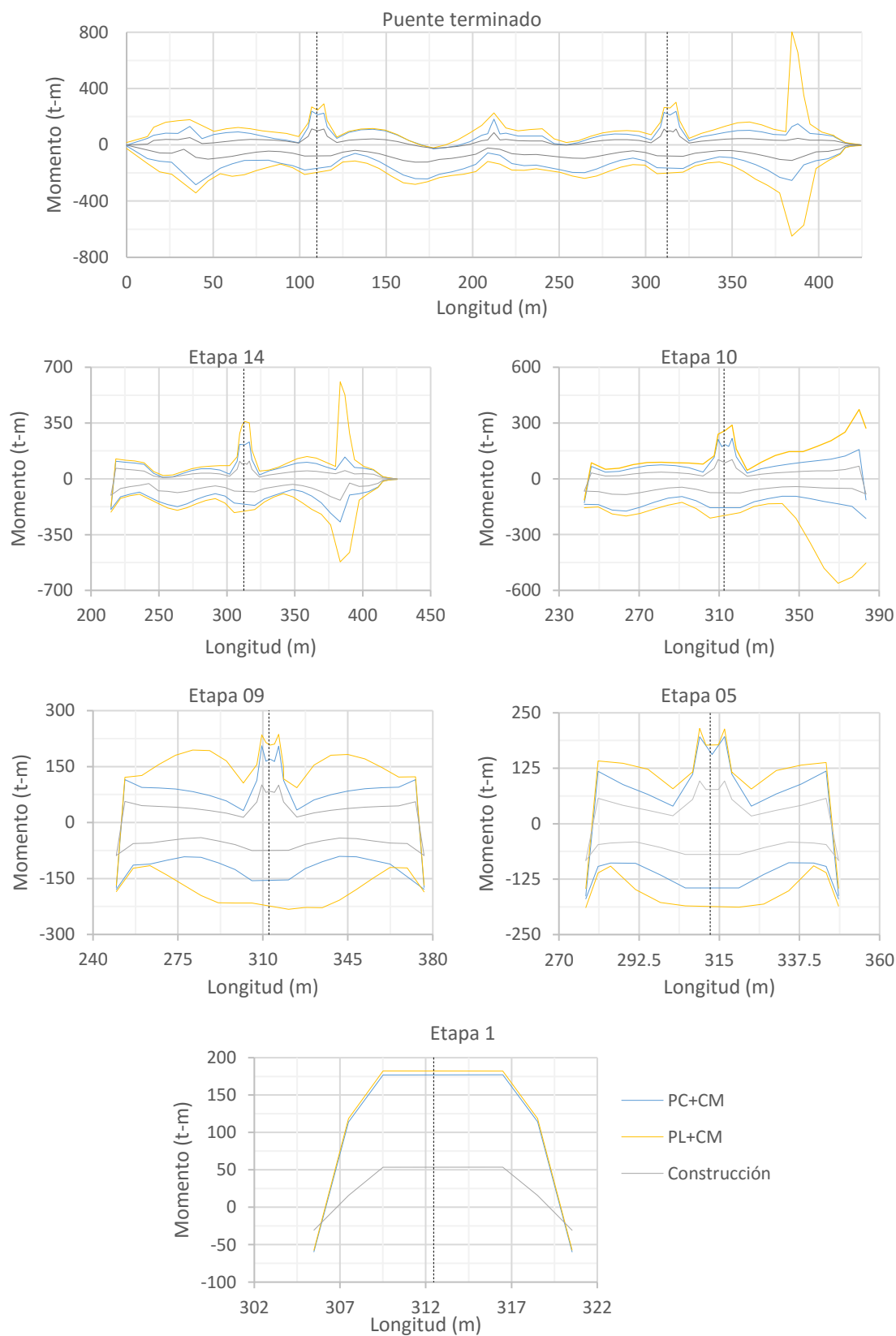


Figura 7.4. Revisión de la flexión en el tablero.

7.5 Revisión de la resistencia a compresión de la pila

A partir del análisis de carga axial en la pila durante el proceso constructivo y para cargas sísmicas, se observó que, en ambos casos, la carga axial máxima se presenta en la base de la pila, por lo que, la revisión de la resistencia a compresión se realiza en la base. A continuación, en la figura 7.5 se muestra la carga axial de la pila en las diferentes etapas de construcción, para las condiciones de carga mencionadas anteriormente, se muestra también la resistencia de diseño a compresión de la pila P_r , la cual se obtuvo del diagrama de interacción de la figura 7.6.

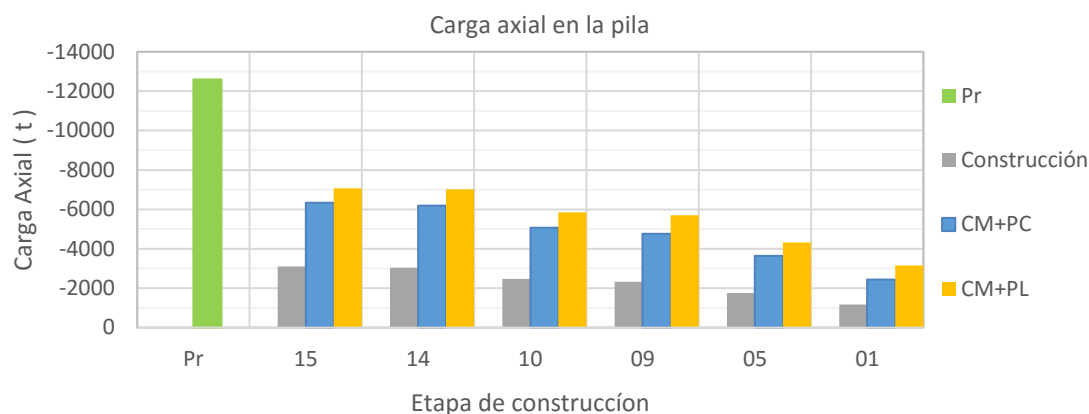


Figura 7.5. Revisión de la pila a compresión.

En la figura 7.5 se observa un incremento gradual de carga axial entre las diferentes etapas del proceso constructivo, para cada una de las condiciones de carga, puede apreciarse que, en todas las etapas, la carga axial producto de los registros de periodo largo es la de mayor magnitud, mientras que, para registros de periodo corto y carga durante la construcción, la carga axial es muy cercana en ambos casos, siendo siempre ligeramente mayor cuando se considera el sismo. Comparando las solicitaciones en las etapas de construcción contra la carga resistente de la columna, se puede concluir fácilmente que, las pilas del puente no presentan problema alguno ante carga axial, pues la resistencia a compresión de la columna (12600 t) es considerablemente mayor que la carga axial máxima (7100 t).

7.6 Revisión de la resistencia a flexo compresión de la pila

Para la revisión de las pilas, se obtuvieron los diagramas de interacción en la base, para lo cual se consideró un porcentaje de refuerzo longitudinal del 2%, el cual, para el área de la pila corresponde a un armado con 58 varillas No. 18.

La figura 7.6, muestra el diagrama de interacción de la pila, así como los elementos mecánicos actuantes en cada etapa para los dos tipos de registros. Se presentan el diagrama de interacción, con las resistencias a flexocompresión en la dirección longitudinal (M_{rx}) y transversal (M_{ry}) del puente, los elementos mecánicos actuantes para las cargas durante la construcción (CM), así como el valor de las cargas de construcción más las cargas de sismo de periodo corto (PC) y periodo largo (PL); las cargas actuantes que se muestran corresponden a los puntos de momento máximo en la dirección longitudinal y transversal, es decir en la base de la pila y a 8.3 m sobre esta.

En la figura 7.6 se observa que, para las cargas de construcción, así como para el sismo de periodo corto más las cargas muertas, la pila cuenta con la capacidad de resistir estos casos de carga, pues los puntos que representan las cargas actuantes se encuentran dentro del diagrama de interacción en todas las etapas, sin embargo, para el sismo de periodo largo no existe, alguna etapa en la que no se sobrepase la resistencia de la pila, sobre todo en las etapas 1 y 5. En la tabla 7.4 se, muestra la relación de capacidad de la pila M_u/M_r en cada una de las etapas del proceso constructivo para las demandas máximas.

Tabla 7.4 Relación de capacidad de la pila

	Construcción	PC+CM	PL+CM
Etapas 15	0.11	0.31	2.95
Etapas 14	0.16	0.43	1.72
Etapas 10	0.16	0.42	2.11
Etapas 09	0.16	0.39	2.34
Etapas 05	0.11	0.31	2.95
Etapas 01	0.07	0.28	2.90

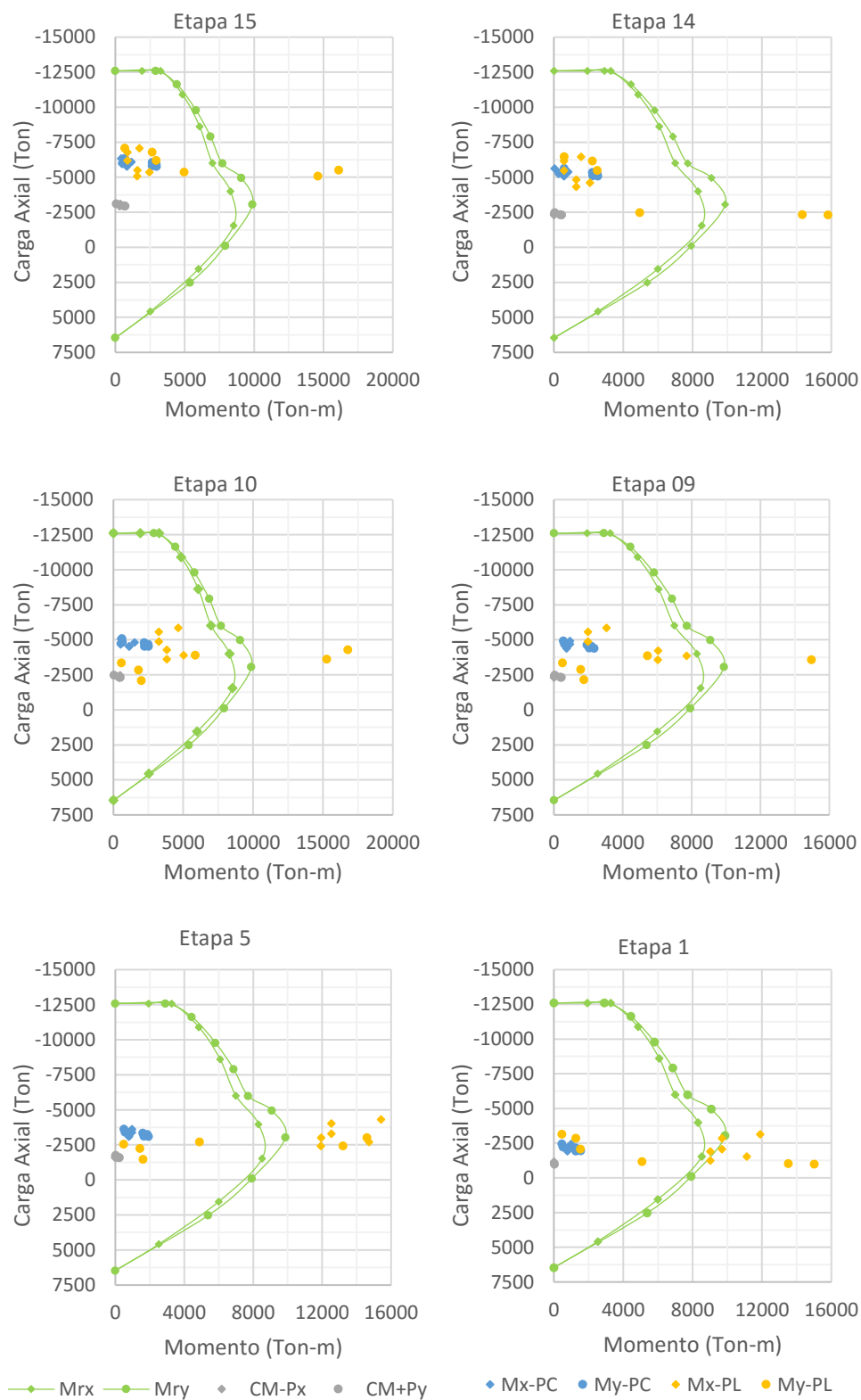


Figura 7.6. Revisión de la resistencia a flexión de la pila.

En tabla 7.4 se observa que para las cargas durante la construcción la pila se encuentra trabajando entre el 7% y el 16% de su capacidad presentándose la mayor demanda en las etapas 09 a 14, mientras que, para el sismo de periodo corto estos porcentajes van desde 28% en la etapa 01 hasta 43% en la etapa 14, en ambos casos la pila cuenta con la capacidad para resistir las fuerzas a las que se ve sometida; sin embargo, esto no es así para las fuerzas producto del sismo de periodo largo, pues la pila presenta porcentajes de demanda que van desde el 172% hasta 295% de su capacidad. Aunque la pila tuviese la capacidad de resistir estas fuerzas fuera del intervalo elástico, esto representaría un daño en la estructura, lo cual es inaceptable, ya que se está analizando el puente durante la etapa de construcción.

Si bien los porcentajes de la demanda en la pila para registros de periodo son muy altos en todas las etapas, es importante señalar que el puente que se tomó como base para este estudio está construido en una zona no sísmica, por lo cual es de esperarse que la pila no cuente con la capacidad de resistir elementos mecánicos producto de sismos de gran intensidad, como los empleados en este estudio.

7.7 Revisión de los desplazamientos en el tablero

En las figuras 7.7 y 7.8, se muestran los desplazamientos durante el proceso constructivo y se comparan contra los desplazamientos producto de los sismos de periodo corto y largo, se presentan las deformaciones en la etapa de puente terminado y en las etapas de construcción respectivamente. Se observa que durante las primeras etapas (01 a 09) los desplazamientos para el sismo de periodo corto y durante la construcción son muy pequeños comparados con los desplazamientos obtenidos para el sismo de periodo largo; mientras que, a partir de la etapa 10 la diferencia entre las magnitudes de los desplazamientos para los distintos tipos de registros es menos considerable, presentándose el mayor desplazamiento en los registros de periodo largo en todos los casos.

En la tabla 7.5, se muestran los desplazamientos máximos del tablero en cada etapa para cada uno de los tipos de carga estudiados, se presenta también la relación entre los desplazamientos por sismo y el desplazamiento producto de las cargas durante la construcción.

Tabla 7.5. Desplazamientos máximos en el tablero

Etapa	Desplazamientos (m)			(PC+CM) / Construcción	(PL+CM)/ Construcción
	Construcción	PC+CM	PL+CM		
Puente terminado	0.11	0.23	0.43	2.17	3.97
Etapa 14	0.24	0.50	0.76	2.11	3.23
Etapa 10	0.14	0.32	0.65	2.24	4.55
Etapa 09	0.08	0.23	1.33	2.99	17.49
Etapa 05	0.03	0.11	0.91	4.22	33.43
Etapa 01	0.02	0.04	0.40	2.43	26.10

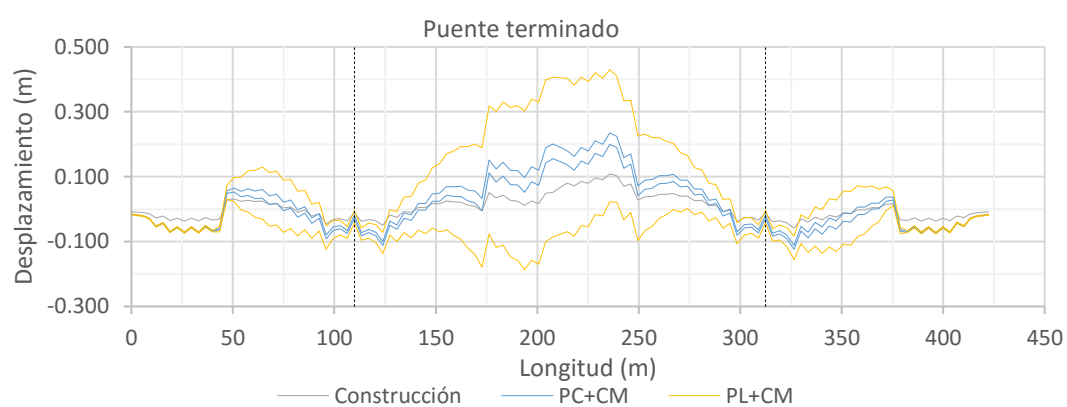


Figura 7.7. Desplazamientos en el tablero puente terminado

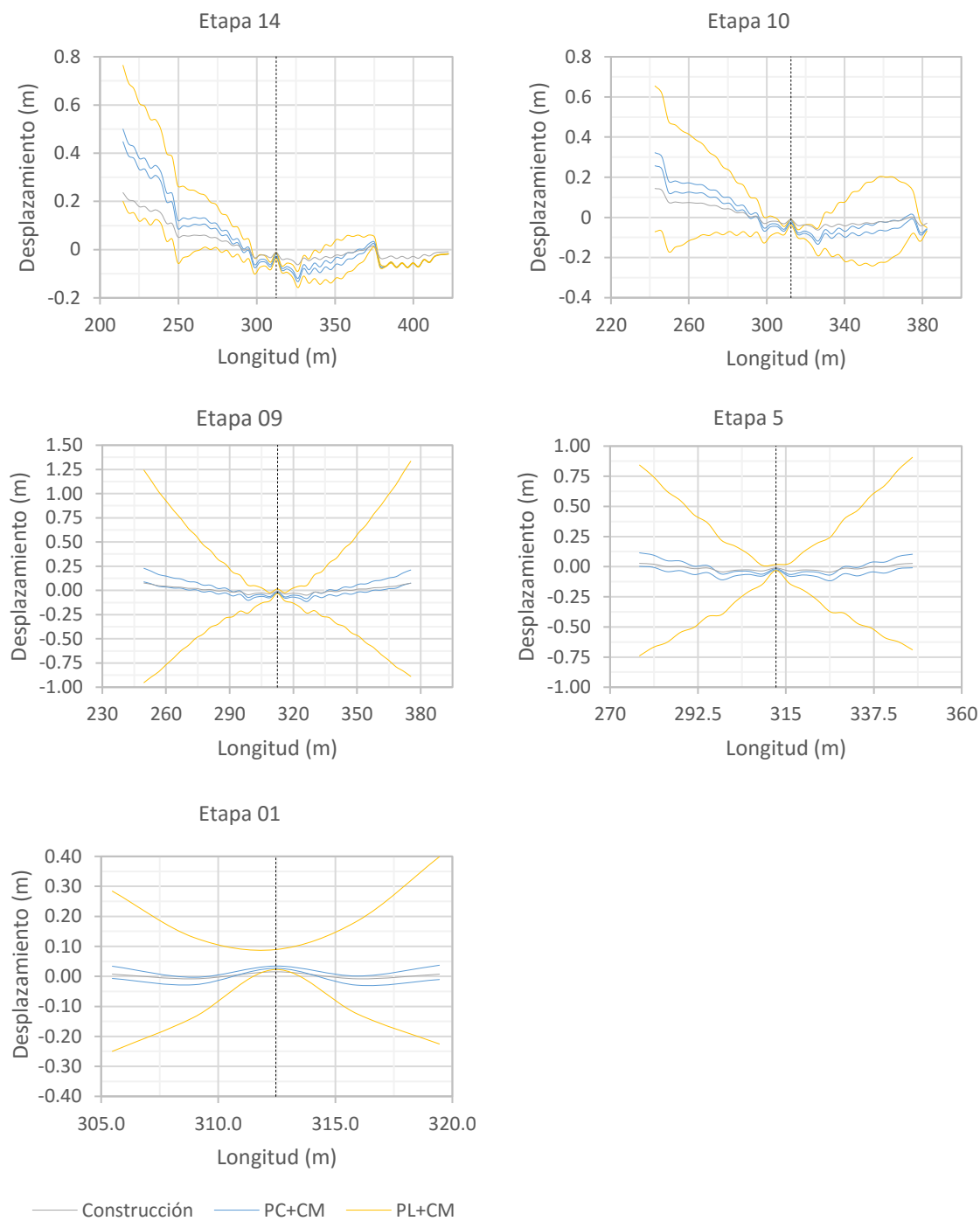


Figura 7.8. Revisión de los desplazamientos en el tablero

En la tabla 7.5 se observa que los desplazamientos para el sismo de periodo corto son de 2 a 4 veces más grandes que los desplazamientos durante la construcción, mientras que, para el sismo de periodo largo, los desplazamientos se incrementan entre 17 y 33 veces en las etapas 01 a 09 y de tres a cinco veces en las etapas 10 a 15 respecto a los desplazamientos debidos al proceso constructivo.

En la figura 7.9 se grafican los desplazamientos máximos de la tabla 7.5, se aprecia que, debido al proceso constructivo y el sismo de periodo corto, el desplazamiento máximo tiende a incrementarse en cada etapa del proceso constructivo y disminuir al cierre del tablero en la etapa de puente terminado, mientras que para el sismo de periodo largo el desplazamiento se incrementa de la etapa 01 a la 09 y disminuye en la etapa 10, incrementándose hasta la etapa 14 y disminuir en la etapa de puente completo.

De las observaciones anteriores, en cuanto al incremento en la magnitud de los desplazamientos máximos en el tablero y la forma de variación de estos entre las etapas sucesivas, resulta evidente que para el sismo de periodo largo se presentan los mayores desplazamientos en aquellas etapas en que la estructura presenta periodos longitudinales más altos, pues se observó que al disminuir este periodo en la etapa 10 (fig. 5.3) el desplazamiento vertical disminuyó drásticamente. Por lo que se puede concluir que, existe una estrecha relación entre el primer y segundo modo longitudinal de la estructura con magnitud del desplazamiento máximo para sismos de periodo largo.

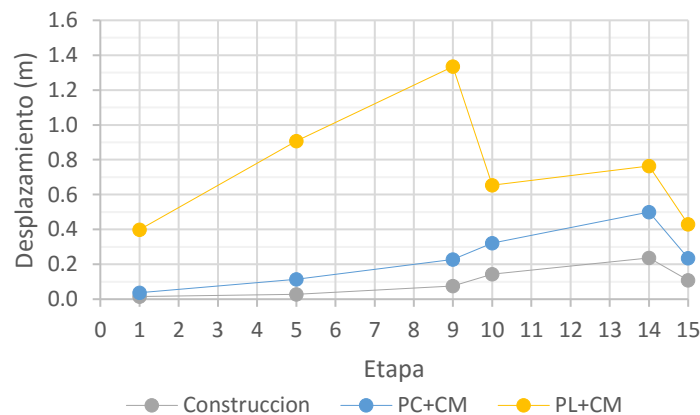


Figura 7.9. Desplazamientos máximos en el tablero

7.8 Revisión de los desplazamientos en la pila

Como se observó en las figuras 6.8 y 6.9, el desplazamiento máximo en la pila ocurre en el extremo superior de esta, tanto longitudinal como transversalmente, a continuación, en la tabla 7.6 se muestran los desplazamientos máximos para cada dirección en cada una de las etapas.

Tabla 7.6. Desplazamientos máximos en la pila

Desplazamientos Longitudinales (m)					
Etapa	Construcción	PC+CM		PL+CM	
		Max	Min	Max	Min
15	0.049	0.108	0.085	0.167	0.033
14	0.071	0.151	0.133	0.208	0.128
10	0.053	0.113	0.089	0.172	0.037
09	0.000	0.085	-0.085	1.565	-1.566
05	0.000	0.091	-0.090	1.406	-1.481
01	0.000	0.093	-0.090	1.088	-1.171

Desplazamientos Transversales (m)					
Etapa	Construcción	PC+CM		PL+CM	
		Max	Min	Max	Min
15	0.046	0.112	-0.112	1.058	-1.036
14	0.044	0.101	-0.099	1.045	-0.992
10	0.029	0.096	-0.128	1.042	-1.053
09	0.026	0.102	-0.094	0.993	-0.966
05	0.013	0.101	-0.099	1.020	-0.990
01	0.001	0.102	-0.104	1.058	-1.019

En la tabla anterior se observa que, para las cargas de construcción se tienen deformaciones máximas de 7.1 cm en la etapa 14 y 4.6 cm en la etapa 15 para los desplazamientos longitudinal y transversal respectivamente; mientras que para el sismo de periodo corto, en estas mismas etapas, se tienen deformaciones de 15.1 y 11.2 cm. Puede notarse además que, para el sismo de periodo largo los desplazamientos se incrementan drásticamente, el desplazamiento máximo longitudinal se presenta en la etapa 09 con un valor de 156.5 cm y el desplazamiento máximo transversal de 105.8 se presenta en las etapas 01 y 15.

En la figura 7.10 se grafican los desplazamientos máximos mostrados en la tabla 7.6. En la gráfica se aprecia que las deformaciones máximas no presentan variación importante entre las diferentes etapas del proceso constructivo para las cargas de construcción y cuando se considera el sismo

de periodo corto, no obstante, en la dirección longitudinal y para el sismo de periodo largo, los desplazamientos máximos se presentan en las etapas 01 a 09, etapas que, como se observó en la figura 5.3 presentan los periodos más altos en el primer y segundo modo longitudinal de la estructura; finalmente, para el desplazamiento transversal no se observó variación relacionada con el cambio del periodo en la estructura durante las etapas de construcción y este presenta valores considerablemente altos respecto a los casos de construcción y de sismo de periodo corto.

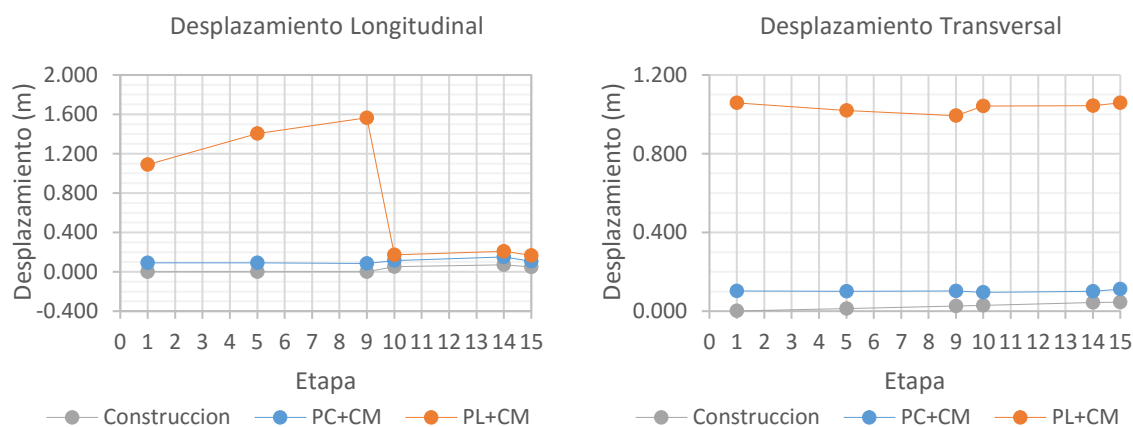


Figura 7.10 Desplazamientos máximos en la pila

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Los puentes atirantados se han convertido en una solución muy atractiva para salvar grandes claros por lo que su construcción se ha incrementado notablemente en las últimas décadas. Las características de rigidez, resistencia, estabilidad y respuesta ante cargas dinámicas de un puente atirantado durante su vida útil, son muy distintas a las que se producen durante las etapas de construcción. Si, además, tenemos en cuenta que el tiempo necesario para la realización de una obra de esta naturaleza, puede requerir varios años, la probabilidad de ocurrencia de un sismo importante durante la etapa constructiva no es despreciable. A pesar de ello, uno de los aspectos que ha sido poco estudiado, es el comportamiento sísmico de estos puentes durante su etapa constructiva. A partir de estas consideraciones se propuso como objetivo de este trabajo, analizar el comportamiento de un puente atirantado en el caso de la ocurrencia de un sismo durante las fases constructivas.

Para la evaluación del efecto del sismo durante la construcción, se realizó el modelo numérico de un puente atirantado semejante a un puente real construido en México. Se obtuvieron inicialmente las propiedades dinámicas de la estructura y se realizó un análisis evolutivo durante la construcción para las cargas de gravedad que se utilizan usualmente en este tipo de puentes. Se analizó además la variación del comportamiento modal de la estructura en diferentes etapas, y posteriormente se estudió la respuesta de la estructura ante la acción de siete registros sísmicos de periodo corto y siete registros sísmicos de periodo largo en seis diferentes etapas. En vista de la gran variedad de periodos y formas modales del puente en sus distintas etapas se utilizaron para el análisis registros con un amplio contenido de frecuencias. Finalmente se analizaron y compararon los resultados obtenidos. A continuación, se expresan las conclusiones y recomendaciones producto de este trabajo.

Para el análisis evolutivo se analizaron 90 casos de carga obteniendo los elementos mecánicos y deformaciones en los elementos principales del puente. A partir de los resultados obtenidos se observa que los elementos mecánicos que se producen en los tirantes, tablero y pila durante las distintas etapas constructivas, son inferiores a las resistencias de dichos elementos. Por lo que toca a las deformaciones del extremo superior del pilón y la flecha vertical del tablero, se obtuvieron valores dentro de los límites que usualmente se aceptan para este tipo de estructuras.

Se observaron cambios muy importantes en los periodos y modos de vibrar de la estructura durante las etapas de construcción. En la dirección longitudinal se distinguen dos zonas principales: de la etapa 1 (colocación de la primera dovela), a la etapa 9 (antes de alcanzar el apoyo en el estribo.); y de la etapa 10 (cuando se apoya la estructura en el estribo), a la etapa 15 (cuando se cierra la estructura). El periodo entre las etapas 1 a 9 adquiere valores de 9.92 s en la etapa 1, hasta 12.26 s en la etapa 9, que corresponde a 14.6 y 17.8 veces el periodo longitudinal en el puente terminado. Valores semejantes se producen en la dirección transversal. En cuanto a la respuesta vertical se observa que el periodo tiene valores próximos a 0.96 s en las etapas 1 a 9, y que se incrementa a 1.93 s para las etapas 10 a 14. Estos periodos son 0.41 y 0.82 veces los que corresponden al periodo vertical del puente terminado.

Se observa que los registros de periodo corto no llevaron a ningún tirante a una condición más desfavorable que la que se obtiene durante el proceso constructivo con cargas gravitacionales. Sin embargo, cuando se aplicaron los registros de periodo largo, las fuerzas se incrementaron hasta un 60% en las etapas previas al cierre del puente, superando las fuerzas en el puente terminado. Sin embargo, en ningún caso se excede la carga de rotura del tirante, por lo que se puede concluir que, para el caso de estudio, el efecto del sismo durante la construcción no representa una posible falla de los tirantes.

La fuerza axial sobre el tablero es mayor al considerar los sismos de periodo largo. El valor más alto se produce antes del cierre del puente (etapa 14) y disminuye al colocar la dovela de cierre; no obstante, los valores en el puente terminado y el de la etapa 14 son muy semejantes, lo que indica que la fuerza axial sobre el tablero no se ve seriamente afectada por el sismo durante la etapa constructiva. Los momentos flexionantes en el tablero que se producen durante la construcción, al considerar los sismos de periodo largo superan claramente a los momentos que se obtienen en el puente terminado.

El momento flexionante en la pila en la dirección longitudinal se incrementa notablemente al considerar los sismos de periodo largo durante la construcción. Los sismos de periodo corto también llegan a producir valores más altos que los del puente terminado. En la dirección transversal los momentos no se ven afectados por el efecto sísmico durante la construcción. La carga axial tampoco se ve afectada por ninguno de los registros sísmicos. La resistencia de la pila se ve excedida para los sismos de periodo largo durante la construcción, con valores hasta de 2.95 veces de la capacidad de la pila. Esta situación es inadmisibles pues la resistencia de la pila no debe exceder el límite elástico durante las fases constructivas.

El desplazamiento vertical del tablero es 2.5 veces el desplazamiento que se produce en el puente terminado justo antes de alcanzar el apoyo en el estribo. Antes de colocar la dovela de cierre también se producen desplazamientos importantes del orden de 1.45 veces las del puente terminado. Estos desplazamientos se deben a los sismos de periodo largo. En la pila los desplazamientos en la dirección longitudinal exceden considerablemente los obtenidos en el puente terminado para las mismas condiciones sísmicas; en la dirección transversal los desplazamientos en el puente terminado y durante las distintas etapas constructivas son semejantes.

La variación del periodo de la estructura durante el proceso constructivo tiene efectos importantes en los elementos mecánicos y deformaciones producto de sismos de periodo largo, por lo que se recomienda que en proyectos de este tipo se revise cuidadosamente el efecto sísmico durante la construcción, especialmente cuando se puedan presentar sismos de periodo largo para adoptar las medidas preventivas correspondientes.

REFERENCIAS

Aviram A, Mackie K and Stojadinovic B. (2008). Guidelines for Non-linear Analysis of Bridge Structures in California. Pacific Earthquake Engineering Research Center. 209 pp.

Base de datos de registros sísmicos de la red sísmica mexicana
<https://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/Default.aspx>

Carrión V, Hernández J, Teran G. (2005). Estudio experimental de un puente atirantado, evaluación de cables. Publicación técnica No. 265. Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila Qro.

Chen, Wai- fah (2000). Bridge Engineering Handbook . CRR Press. ISBN 0-8493-7434-0

Eurocódigo, (1998). “Eurocódigo 8. Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes, Parte 2: Puentes”. UNE-ENV, 1998-2.

Gerardino Perdomo M. (2011). Estudio Comparativo de Puentes Construidos por Voladizos Sucesivos. Tesis de Máster. Barcelona: Escola Técnica Superior d’Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona. Universitat Politècnica de Catalunya.

Gonzales Gómez J.L. (2013). Análisis de la inestabilidad aeroelástica de puentes atirantados. Tesis para obtener el grado de maestría en ciencias con especialidad en Ingeniería estructural. Universidad Autónoma de Nuevo León.

Grabow, M. J. (2004). Construction Stage Analysis of Cable-Stayed Bridges. Thesis for the degree of ingenieur in Civil and Environmental Engineering, Hamburg, Germany.

Hong L, Nguyen H, Hong N. Optimization of Cable Tensioning in Cable-Stayed Bridges

International Code Council, International Building Code, Thomson Delmar Learning, 2006, 663 pp.

Kappos A, Saiidi M, Aydinoglu M and Isakovic T. (2012). Seismic Design and Assessment of Bridges. Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering, Springer, Dordrecht, Alemania, 221 pp.

León, G. I. (2009). Modelación de la construcción por etapas de un puente atirantado en doble voladizo. Tesis para obtener el grado de maestro en ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.

Manzano Suárez M.E. (2012). Análisis y diseño de un puente atirantado, ubicado en la provincia de Esmeraldas sobre el río Atacames. Proyecto previo a la obtención del título de ingeniero Civil. Escuela Politécnica Nacional. Quito

Parke G, Hewson N. (2008). ICE manual of bridge engineering, Second Edition, ISBN: 978-0-7277-3452-5. Published by Thomas Telford Ltd, 1 Heron Quay, London E14 4JD, UK.

Priestley M, Calvi G and Kowalsky M. (2007). Displacement-Based Seismic Design of Structures. IUSS Press, Pavia, Italy, 720 pp.

Quintana, M. F. (2009). Métodos constructivos de puentes atirantados-Estudio de la distribución de fuerzas en los tirantes. Memoria de trabajos de difusión científica y técnica. Núm. 7.

Rubio, P. D. Métodos de definición de cargas en puentes atirantados. Proyecto de fin de Master. Master en Ingeniería de estructuras, cimentaciones y materiales.

Samayoa O, Valankin A, Carrión V, López L. (2006). Análisis de la confiabilidad y riesgo en puentes atirantados. Publicación Técnica No 301 ISSN 0188-7297. Instituto Mexicano del Transporte

Venkat L, Akhil U, Krishna K. (2011). Genetic Algorithms-Based Optimization of Cable Stayed Bridges. Scientific Research. J. Software Engineering & Applications, 571-578