

EFFECTO DE LA HUMEDAD RELATIVA EN EL COMPORTAMIENTO
ESTRUCTURAL DE UN PUENTE VIGA CAJÓN CONSTRUIDO POR EL
MÉTODO DE VOLADIZOS SUCESIVOS

EDGAR FABIAN DIAZ DURAN
CESAR MAURICIO SANTOS DURÁN

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2014

EFFECTO DE LA HUMEDAD RELATIVA EN EL COMPORTAMIENTO
ESTRUCTURAL DE UN PUENTE VIGA CAJÓN CONSTRUIDO POR EL
MÉTODO DE VOLADIZOS SUCESIVOS

EDGAR FABIAN DIAZ DURAN
CESAR MAURICIO SANTOS DURÁN

Trabajo de grado para optar al título de
Ingeniero Civil

Director
José Miguel Benjumea Royero
Ingeniero Civil, M.Sc

Codirector
Mario Suarez Rodríguez
Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2014

A Dios por ser el dador de la vida y quien permite que hoy esté cumpliendo una más de mis metas.

A mis padres por su esfuerzo y sacrificio durante este proceso, y en especial por su amor y comprensión en cada una de las etapas de mi formación.

A mis hermanos porque su presencia siempre fue un motivo para seguir adelante.

A la ingeniera Juliana Durán porque siempre estuvo motivándome a luchar por mis sueños y a alcanzarlos con excelencia.

A mis compañeros y amigos por sus buenos deseos, además de su colaboración y su participación que de alguna forma influyeron en lo que hoy soy.

A los docentes, y al Ingeniero José Benjumea por su colaboración constante y su apoyo en el desarrollo de esta tesis.

Edgar Fabian Diaz Duran

A Dios por ser el artífice de mi existencia, mi felicidad y mis logros.

A mis padres Mauricio Santos y Janeth Durán por su amor, esfuerzo y dedicación en mi formación.

A Karen por ser parte de mi fuerza y motivación.

A mi familia por su apoyo.

A Elizabeth por su amor y verdadera amistad.

A mis profesores, a mi director de proyecto de grado y a todos quienes de alguna manera han hecho parte de esta meta alcanzada.

Cesar Mauricio Santos Durán

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	16
1. METODOLOGÍA	20
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE	20
1.2. MATERIALES	24
1.3. ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN	24
1.4. ACCIONES Y LÍMITES DE ESFUERZO	25
1.5. MODELAMIENTOS Y ANÁLISIS	27
2. RESULTADOS	28
2.1. COMPORTAMIENTO DEL TABLERO	28
2.2. COMPORTAMIENTO DE LAS PILAS	31
2.3. COMPORTAMIENTO DEL ACERO DE PRESFUERZO	33
2.4. EFECTO DE LA VARIACION DE LA HUMEDAD RELATIVA	33
2.4.1. COMPORTAMIENTO DEL TABLERO	34

2.4.2.	COMPORTAMIENTO DE LAS PILAS	35
2.4.3.	COMPORTAMIENTO DEL ACERO DE PRESFUERZO	36
3.	ANÁLISIS TOMANDO HUMEDADES RELATIVAS EXTREMAS	39
4.	CONCLUSION.....	41
	BIBLIOGRAFIA.....	42
	ANEXOS.....	44

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Tiempos de construcción. Tomado de [12].	25
Tabla 2. Cargas usadas durante construcción.	26
Tabla 3. Combinaciones de carga usadas durante construcción. Tomado de [14]	26
Tabla 4. Variación máxima y promedio de los elementos mecánicos para los casos de análisis en servicio (t=30 años (D)).	38
Tabla 5. Variación máxima y promedio de los elementos mecánicos para los casos de análisis en servicio (t=30 años (D)).	39

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Flujo plástico (Creep) en un elemento de concreto simple en compresión [2].....	17
Figura 2. Retracción de un elemento de concreto simple [2].	17
Figura 3. Representación gráfica de los distintos fenómenos que producen deformaciones en el tiempo en el concreto [3].....	18
Figura 4. Vista longitudinal del puente y distribución de los cables de presfuerzo.	21
Figura 5. Sección transversal de las dovelas.	23
Figura 6. Sección pilas (transversal lado izquierdo, longitudinal lado derecho). ...	23
Figura 7. Esquema proceso constructivo.	25
Figura 8. Variación del Momento Longitudinal del Tablero.	29
Figura 9. Evolución en el tiempo de los Esfuerzos normales fibra superior en diversos elementos del tablero y las pilas.....	29
Figura 10. Evolución en el tiempo del momento longitudinal en diversos elementos del tablero y las pilas.	29
Figura 11. Esfuerzos normales: a. Fibra superior, b. Fibra inferior.	30
Figura 12. Evolución del cortante a. y la fuerza axial b.	30
Figura 13. Evolución de las deflexiones en el tablero.	31

Figura 14. Variación del momento flector durante construcción y en servicio.....	31
Figura 15. Diagrama de interacción biaxial de la pila: a. base b. corona	32
Figura 16. Evolución de la fuerza en los torones (grupo 1) durante construcción y en la etapa de servicio.	33
Figura 17. Momentos en el tablero en servicio (t=30 años, D).....	34
Figura 18. Fuerza axial en el tablero en servicio (t=30 años, D).....	34
Figura 19. Cortante en el tablero en servicio (t=30 años, D).....	35
Figura 20. Deflexiones del tablero en servicio (t= 30 años)	35
Figura 21. Momento longitudinal en servicio	36
Figura 22. Variación de la fuerza en el Acero Activo debido al cambio en HR: a. etapa 18, b. cierre, c. servicio (t=30 años) (grupo 1 tendones superiores)	37

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A: Validacion del software utilizado.	44
---	----

RESUMEN

TÍTULO: EFECTO DE LA HUMEDAD RELATIVA EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE VIGA CAJÓN CONSTRUIDO POR EL MÉTODO DE VOLADIZOS SUCESIVOS.*

AUTORES: EDGAR FABIAN DIAZ DURAN**.

CESAR MAURICIO SANTOS DURAN**.

PALABRAS CLAVE: Humedad Relativa, Respuesta Estructural, Puente Viga Cajón, *Creep*, *Shrinkage*.

DESCRIPCIÓN:

El presente estudio busca conocer el efecto que produce la humedad relativa del ambiente en la respuesta estructural de un puente presforzado de viga cajón construido por el método de los voladizos sucesivos, durante su etapa constructiva y en el estado de servicio. Los efectos producidos por la fluencia y la retracción del concreto, al igual que los efectos P-delta y la relajación del acero activo fueron tenidos en cuenta en el modelo numérico desarrollado en el software Midas Civil, por medio del uso de un *wizard* que posee el mismo y que facilita en gran medida el ingreso de los datos. El estudio se enfoca en determinar el comportamiento del tablero, las pilas y el acero de presfuerzo, y de esta manera poder identificar bajo qué condiciones de la humedad relativa del ambiente se presenta un comportamiento más crítico de los elementos constituyentes de la estructura. Los resultados obtenidos muestran que durante las etapas de construcción, el efecto que produce la variación de la humedad relativa en la respuesta estructural del puente no es relevante, y que es en el estado de servicio donde se observan cambios significativos en los valores de los elementos mecánicos, presentando zonas en las que se acentúan los mismos.

*Trabajo de grado.

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Ingeniería Civil, Director: Msc. José Miguel Benjumea Royero. Codirector: Mario Suarez Rodriguez.

ABSTRACT

TITLE: EFFECT OF RELATIVE HUMIDITY ON THE STRUCTURAL BEHAVIOR OF A BOX GIRDER BRIDGE BUILT BY THE BALANCED CANTILEVER METHOD.*

AUTHORS: EDGAR FABIAN DIAZ DURAN**.

CESAR MAURICIO SANTOS DURAN**.

KEY WORDS: Relative Humidity, Structural Response, Box Girder Bridge, Creep, Shrinkage.

DESCRIPTION:

This article seeks to know the effect of the relative humidity in the structural response during its construction stage and in service of a prestressed concrete box girder bridge built by the balanced cantilever method. The effects produced by the creep and shrinkage of concrete as well as the P-delta effects and relaxation of the active steel were taken into account in the numerical model developed in the software Midas Civil, by use of a wizard that has the software and greatly facilitates data entry. The study focuses on determining the behavior of the deck, piers and prestressing steel, and thus be able to identify which relative humidity conditions of the environment the bridge presents a critical behavior of the constituent elements of the structure. The results show that during the stages of construction the variation of the relative humidity is not relevant to the behavior of the structure, and that is in the service state where mechanical elements presents significant changes, also there are areas in which the same are accentuate.

*Work Degree

** Faculty of Physicist-Mechanics, School of Civil Engineering, Director: Msc. José Miguel Benjumea Royero. Co-Director: Mario Suarez Rodriguez.

EFFECTO DE LA HUMEDAD RELATIVA EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE VIGA CAJÓN CONSTRUIDO POR EL MÉTODO DE VOLADIZOS SUCESIVOS

EDGAR FABIAN DIAZ DURAN

Estudiante Escuela de Ingeniería Civil
edgardiaz1119@gmail.com
Universidad Industrial de Santander

CESAR MAURICIO SANTOS DURÁN

Estudiante Escuela de Ingeniería Civil
cesar.santos.duran@gmail.com
Universidad Industrial de Santander

RESUMEN

El presente estudio busca conocer el efecto que produce la humedad relativa del ambiente en la respuesta estructural de un puente presforzado de viga cajón construido por el método de los voladizos sucesivos, durante construcción y en servicio. Los efectos producidos por la fluencia y la retracción del concreto, al igual que los efectos P-delta y la relajación del acero activo fueron tenidos en cuenta en el modelo numérico desarrollado en el software Midas Civil. El estudio se enfoca en determinar el comportamiento del tablero, las pilas y el acero de presfuerzo, y de esta manera poder identificar en qué condiciones de humedad se presenta un comportamiento más crítico de los elementos de la estructura. Los resultados obtenidos muestran que durante construcción, la variación de la humedad relativa no es relevante en el comportamiento del puente, y que es en el estado de servicio donde se observan cambios significativos.

PALABRAS CLAVE: Humedad Relativa, Respuesta Estructural, Puente Viga Cajón, *Creep*, *Shrinkage*.

ABSTRACT

This article seeks to know the effect of the relative humidity in the structural response during construction and in service of a prestressed concrete box girder bridge built by the balanced cantilever method. The effects produced by the creep and shrinkage of concrete as well as the P-delta effects and relaxation of the active steel were taken into account in the numerical model developed in the software Midas Civil. The study focuses on determining the behavior of the deck, piers and prestressing steel, and thus be able to identify which humidity conditions presents a critical behavior of the elements of the structure. The results show that during construction the variation of the relative humidity is not relevant to the behavior of the structure, and that is in the service state where significant changes are observed.

KEY WORDS: Relative Humidity, Structural Response, Box Girder Bridge, Creep, Shrinkage.

INTRODUCCIÓN

Cuando se realiza el análisis de la estructura de un puente en el estado de servicio sin tener en cuenta los factores que se presentan durante el proceso de construcción, como lo son la secuencia constructiva, el comportamiento del ambiente en el lugar de construcción, las propiedades reológicas de los materiales, la edad en la que los elementos son cargados, se pueden obtener resultados de su comportamiento y desempeño que difieren en gran medida de los reales. Lo anterior obedece a que durante las etapas de construcción las propiedades mecánicas y geométricas de los elementos constitutivos pueden presentar una variación significativa, además, los efectos que ocasionan estas variaciones tienden a evolucionar de manera significativa durante el periodo de servicio del puente [16].

En este tipo de estructuras que usan concretos masivos se presenta la acción de fenómenos que son importantes en el análisis durante el proceso constructivo debido a que ponen en evidencia una de las principales desventajas del concreto como material de construcción, asociada a los cambios volumétricos que presenta, dentro los principales se encuentran aquellos debidos al *Creep* o Flujo Plástico y a la retracción o *Shrinkage*; el primero se define como la deformación lenta de un material, normalmente medido bajo una carga constante, que presenta una respuesta en deformación no lineal y varía significativamente con la composición y propiedades del hormigón. En la Figura 1 se muestra la variación de la deformación longitudinal en un elemento cargado axialmente originada por el *creep*, con los respectivos cambios producidos por el proceso de carga y descarga a los que se somete el elemento. El segundo, también llamado contracción de fragua, se debe a un gradiente de humedad que se presenta entre el material y el medio donde se encuentra; en la Figura 2 se relaciona la variación en el tiempo de la deformación ocasionada por la retracción no restringida del concreto con los respectivos cambios que provocan los procesos de secado y humedecimiento a los que se somete, y los asociados con los cambios de temperatura [13].

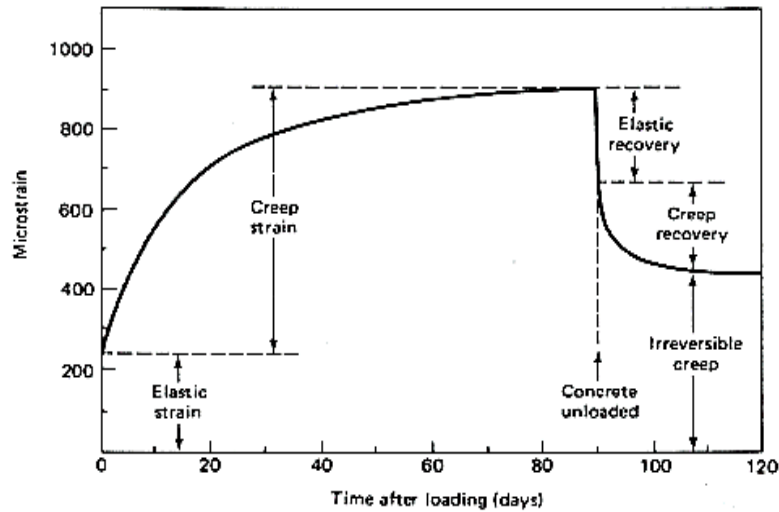


Figura 1. Flujo plástico (Creep) en un elemento de concreto simple en compresión [13].

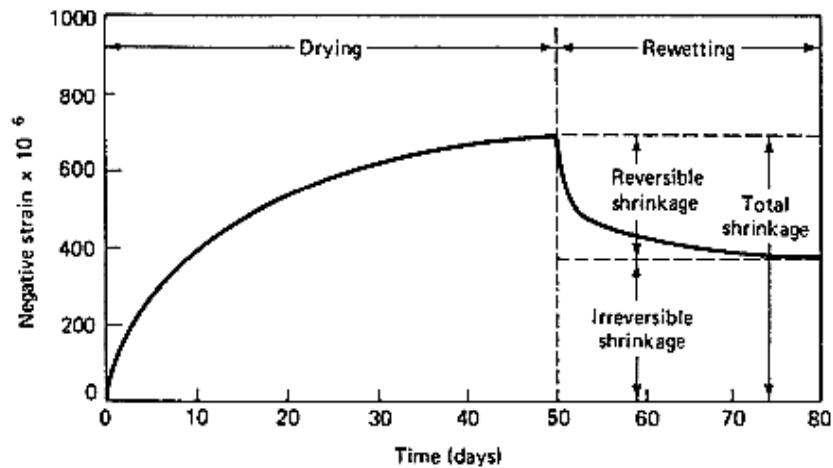


Figura 2. Retracción de un elemento de concreto simple [13].

Aunque en la teoría estos fenómenos se pueden estudiar de manera individual en un elemento real, los mismos ocurren simultáneamente (ver Figura 3) por lo tanto la deformación total de un elemento dependen de las deformaciones elásticas y de las deformaciones en el tiempo ocasionadas por el flujo plástico y la retracción.

Los efectos producidos por el *Creep* y el *Shrinkage* en el comportamiento de los elementos de concreto llevan estrecha relación con la humedad relativa del ambiente, así como con otras propiedades que se presentan en el lugar donde se ejecute una obra, entre estos, los ciclos de humedad y la temperatura.

Dentro de las respuestas estructurales que se ven fuertemente afectadas se encuentran, para el caso del *Creep*:

- Un aumento en las deflexiones en el tiempo

- Redistribución interna de los esfuerzos de la estructura.
- Aumento en el esfuerzo del acero a compresión.
- Pérdida en los esfuerzos iniciales de los elementos presforzados.
- Acortamientos distintos en los elementos; lo que genera esfuerzos adicionales [2].

Por otra parte, el *Shrinkage* puede generar:

- Agrietamiento de los elementos si se restringe la retracción.
- Cambios en el volumen del concreto que generan movimientos en la estructura y afectan el valor de las deflexiones.

Como en el caso del *Creep*, también se origina una pérdida en los esfuerzos iniciales de los elementos presforzados.

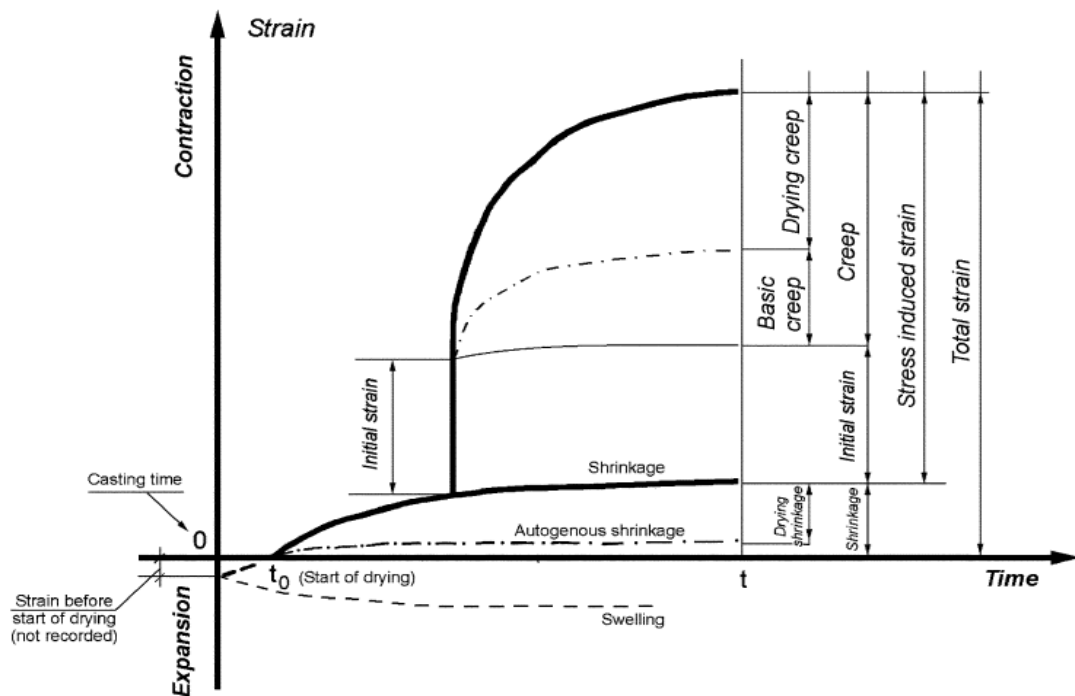


Figura 3. Representación gráfica de los distintos fenómenos que producen deformaciones en el tiempo en el concreto [14].

En estudios realizados en puentes de viga cajón construidos por el método de voladizos sucesivos se evidenció una variación significativa en las fuerzas internas y los desplazamientos al realizar el análisis por etapas, incluyendo los efectos diferidos en el tiempo y las no linealidades geométricas [1-4-12]. También se tienen estudios realizados a la tipología de los puentes de viga cajón, que se han enfocado en determinar las deflexiones a largo plazo, mediante el monitoreo de

los puentes bajo estudio, además del modelamiento numérico de los mismos, en los que se analiza el comportamiento de la estructura bajo la acción de los parámetros que afectan su comportamiento durante la construcción y en el estado de servicio [5-7-8-11-17].

Una vez revisada la literatura se observa la variedad de estudios que se han realizado a esta tipología de puentes, tanto en construcción como en estado de servicio. Sin embargo, no se observa alguno enfocado en conocer el efecto que produce la humedad relativa del ambiente (HR) en el comportamiento estructural del puente en construcción y en estado de servicio. Por lo anterior se ha decidido realizar un análisis paramétrico que permita controlar las variables que se modifican en el análisis, que para el caso de esta investigación se trata de la humedad relativa, y de esta manera identificar su influencia sobre el comportamiento de los principales elementos de la estructura de un puente durante el periodo constructivo y en estado de servicio, teniendo en cuenta el efecto del *creep* y *shrinkage*, al igual que los efectos P-delta y la relajación del acero. La respuesta estructural se analiza durante construcción y desde el instante del cierre hasta el periodo en el que han ocurrido la totalidad de los efectos diferidos.

En el capítulo dos se pondrá en evidencia la metodología que se usó para poder realizar el análisis. Luego, en el capítulo tres se muestran los resultados obtenidos en los principales elementos del puente. El cuarto capítulo contiene un análisis realizado para condiciones de humedades relativas extremas y de esta manera en el capítulo cinco se dan las conclusiones del análisis.

1. METODOLOGÍA

Se plantea salvar una longitud de 322 metros con un puente presforzado de viga cajón construido por el método de voladizos sucesivos del cual se conoce la geometría de sus elementos así como las propiedades de los materiales a usar. Previamente al desarrollo del modelo a usar se realizó la validación del software. Esto se hizo por medio de ejercicios que permitieron cotejar los resultados numéricamente los resultados. Posteriormente se procedió a realizar el modelo numérico de la estructura durante el proceso constructivo. El análisis no lineal, tanto mecánico como geométrico, se dividió en dos etapas. En primer lugar se realizó el estudio del comportamiento del puente durante construcción, en el que los tiempos de construcción de cada elemento y las acciones que se consideran en cada etapa juegan un papel importante en las propiedades geométricas y mecánicas en la etapa del cierre de la estructura. En dicho análisis se contemplaron cada una de las etapas constructivas, en las que se controlaron los esfuerzos en los materiales. En segundo lugar, se realizó un análisis en el que se usó la configuración de esfuerzos y deformaciones al final de la fase constructiva, en el que se deja al puente las cargas permanentes y los efectos del *Creep* y *Shrinkage* durante un periodo de 30 años posteriores al cierre de la estructura. Luego, al final de este periodo se aplica la carga viva, la cual consiste en la línea de carga equivalente al C-40-95. Dicho proceso se realizó para tres modelos, en los que el único parámetro que presentó variación fue la humedad relativa del ambiente, pudiendo de esta manera obtener la variación del comportamiento de la estructura debido al efecto de esta única variable.

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

La estructura del puente está compuesta por tres luces, una central de 160 metros y dos laterales de 80 metros, cuya materialización se da por medio de grupos longitudinales de 3 dovelas, iniciando con una longitud de 2.75 m en la zona de la dovela de apoyo en pila, y terminando con una longitud de 4.5 m en el claro central y en la zona de apoyo sobre estribos. Además de dovelas especiales como la de cierre (de 2.0 m) y las dovelas de apoyo en pila (de 4.75 m). El alzado del puente y la distribución longitudinal del acero de presfuerzo se puede ver en la Figura 4. El tablero consiste en una sección cajón de una sola celda, con espesor de la losa inferior y de las paredes laterales variables. La altura de la dovela es de 8.75 m ($L/18.3$) en apoyo sobre pilas y de 3.95 m ($L/40.5$) en el claro central y en apoyo sobre estribos (ver Figura 5), con una variación parabólica de la sección inferior del cajón. Se asume que el puente se apoya sobre rodillos en los extremos, y las pilas se suponen empotradas en la cimentación y conectadas rígidamente al tablero. Estas presentan una configuración variable en su sección transversal y una altura de 112 metros (ver Figura 6).

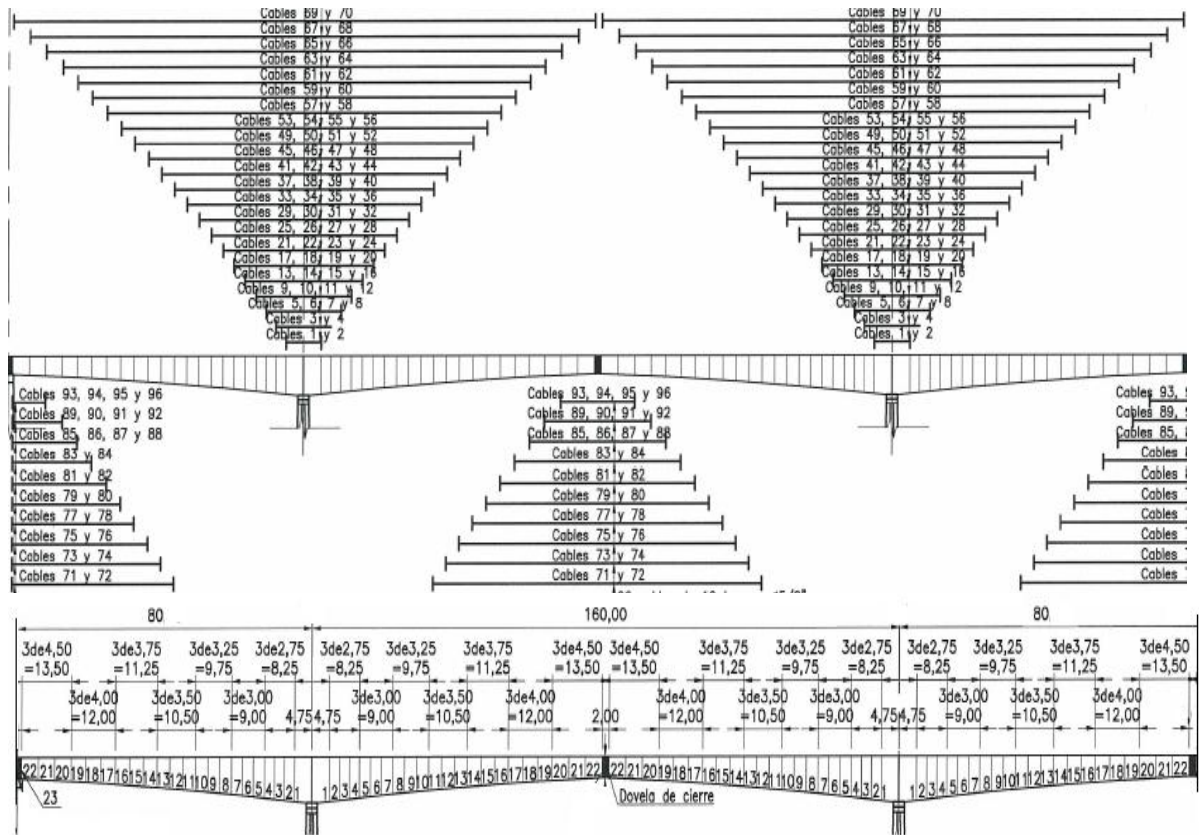


Figura 4. Vista longitudinal del puente y distribución de los cables de presfuerzo.

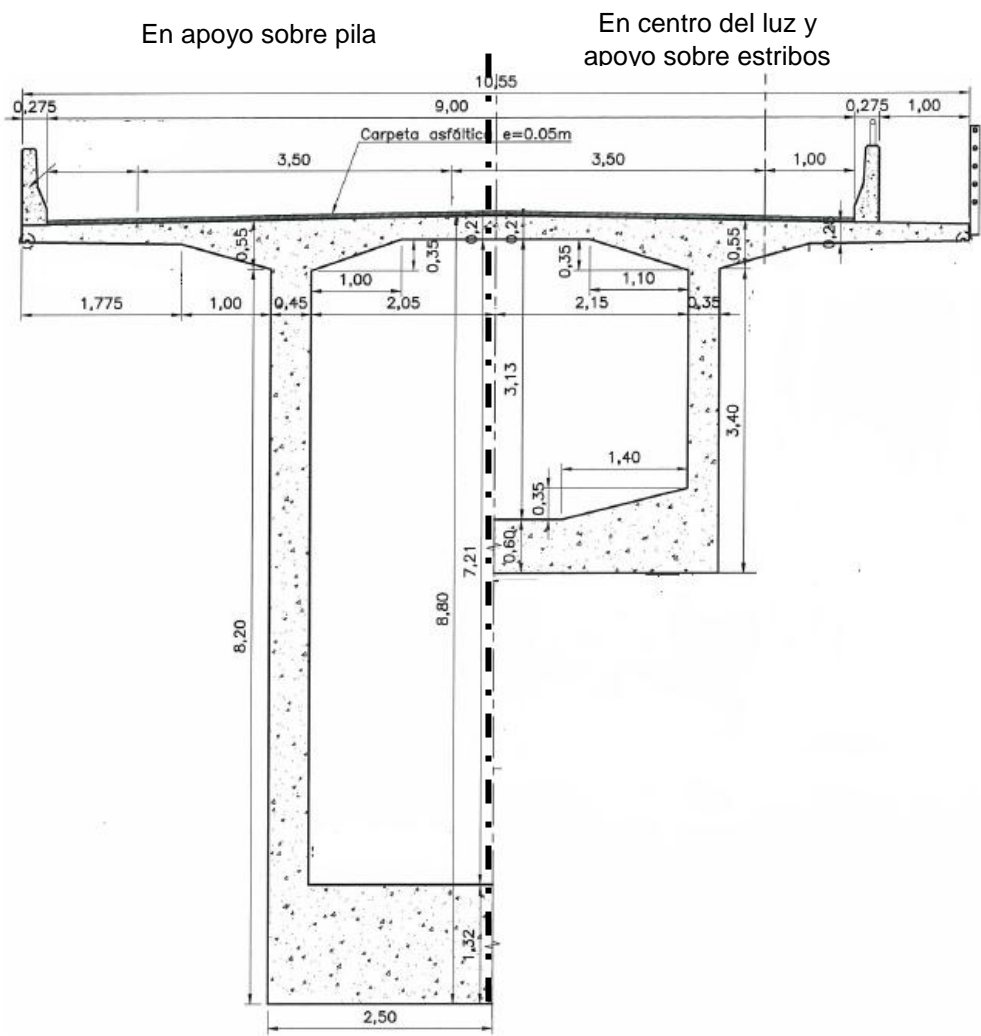


Figura 5. Sección transversal de las dovelas.

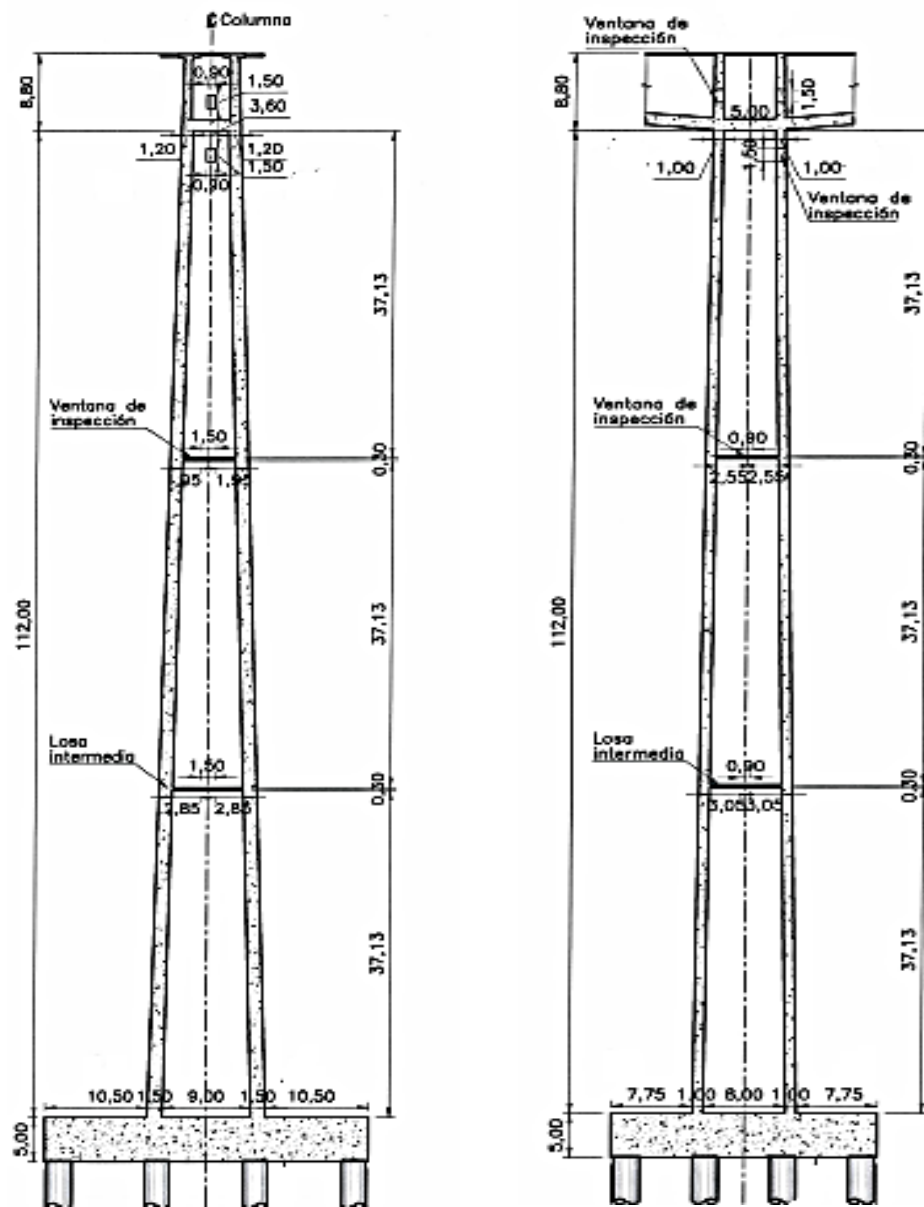


Figura 6. Sección pilas (transversal lado izquierdo, longitudinal lado derecho).

1.2. MATERIALES

El concreto del tablero y las pilas tiene las siguientes propiedades: un esfuerzo a la compresión (f'_c) igual a 35 MPa, módulo de elasticidad (E_{c28}) de 28091 MPa con un peso específico γ de 24 kN/m^3 y un coeficiente de *Poisson* $\nu = 0.2$. Los efectos del *Creep* y *Shrinkage* se analizaron según las ecuaciones del Comité Euro-International du Béton (CEB-FIP 1990). Los parámetros usados en el modelamiento son:

- Concreto de endurecimiento normal.
- Tamaño nominal de los elementos (variable). El valor para cada elemento es calculado automáticamente por el software.
- Humedad relativa (HR) variable: se tienen tres casos, en primer lugar un valor medio sobre la cual se fundamentan los análisis de las secciones 3.1 a 3.3, y en la sección 3.4 se realiza una comparación con los valores extremos que se presentan en el país.

Los efectos del envejecimiento en la resistencia y el módulo de elasticidad del concreto no fueron incluidos. En cuanto al acero de presfuerzo utilizado como refuerzo activo se tienen las siguientes propiedades: esfuerzo último (f_{pu}) de 1860 Mpa, módulo de elasticidad (E_{ps}) con valor de $2 \times 10^5 \text{ MPa}$ y peso específico igual a 77.09 kN/m^3 y un coeficiente de *Poisson* $\nu = 0.3$. En el análisis se consideraron cada uno de los efectos que se presentan en el acero durante construcción como lo son la relajación del mismo, las pérdidas por fricción y curvatura ($k = 0.0035 \frac{1}{m}$; $\mu = 0.25$), penetración de cuña ($slip = 0.006 \text{ m}$) además de las instantáneas.

1.3. ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN

En primer lugar se tiene la etapa en la que son construidas las pilas y la dovela cero con sus respectivos tiempos de construcción, que para el caso de las pilas es de 100 días y para la dovela cero 30 días dadas las características especiales de estos elementos. Una vez el concreto ha alcanzado la resistencia adecuada, tomado como $t = 3$ días, se procede al ensamblaje de los carros de avance, comenzando de esta manera con el ciclo normal de construcción de las dovelas, detallado en la Tabla 1, el cual se toma como estándar para cada una de las dovelas que se construyen de forma simétrica y al mismo tiempo en cada una de las pilas, hasta el momento de la llegada a la dovela de cierre. Para concluir el cierre del puente se construyen las dovelas de cierre sobre los apoyos sobre estribos, para las que se toma un tiempo de construcción de 10 días. Una vez se han fundido las dovelas de cierre lateral se construye la dovela central, y posteriormente se desmonta el carro de avance y las cargas de construcción. El

presfuerzo requerido se va activando en cada una de las etapas según el diseño que se tiene. Este proceso se presenta de forma esquemática en la Figura 7.

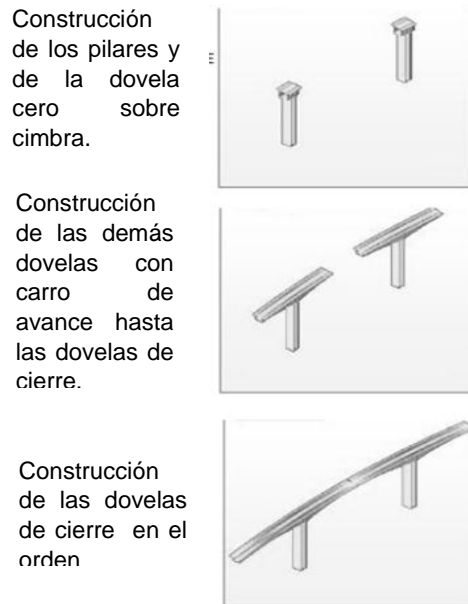


Figura 7. Esquema proceso constructivo.

Tabla 1. *Tiempos de construcción. Tomado de [9].*

DURACIÓN	ACTIVIDADES
1 día	Postensado de los tendones del segmento anterior
	Desmonte del carro de avance
	Avance del carro
2 días	Colocación del refuerzo, ductos y tendones
1 día	fundida de la dovela en cada zona
3 días	curado del concreto (se incluye el domingo)

1.4. ACCIONES Y LÍMITES DE ESFUERZO

Para el análisis durante la etapa de construcción se emplearon las cargas presentadas en la Tabla 2, a las que se les aplicaron las combinaciones de carga que se encuentran en la (Tabla 3). De estas se escogió la más crítica para comprobar los efectos a los que la estructura se encuentra sometida durante construcción, dado que el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCDP-1995) no presenta ninguna combinación para realizar el análisis durante esta etapa. Para verificar el ELU de las pilas se usó la ecuación 1. El esfuerzo de tensionamiento de los cables fue de 0.68fpu para los tendones de la parte superior y 0.66fpu en la inferior. Los límites de esfuerzos admisibles a compresión σ_{cadm} y

tensión σ_{tadm} son: $\sigma_{cadm} = 17.5 \text{ MPa}$ y $\sigma_{tadm} = 3.42 \text{ MPa}$ respectivamente durante construcción, y en el estado estado de servicio son $\sigma_{cadm} = 21 \text{ MPa}$ y $\sigma_{tadm} = 3 \text{ MPa}$. Para el acero de presfuerzo se tiene un límite de esfuerzo durante construcción de $\sigma_{sc} = 1395 \text{ MPa}$ ($0.75f_{pu}$) y en servicio de $\sigma_{ss} = 1255.2 \text{ MPa}$ ($0.8f_{py}$).

Tabla 2. Cargas usadas durante construcción.

CARGA		DESCRIPCIÓN
MUERTA	DC	Peso propio de los elementos
	DIFF	Carga diferencial aplicada en el voladizo central (2% peso dovela)
	WEC	Carga del concreto húmedo (variable)
VIVA	CLL	Carga viva de construcción (CL=5kN/m y vanos laterales=2.5kN/m)
	FT	Carga del carro de avance (500 kN)
OTRAS	CR	Creep
	SH	Shrinkage
	PE	Presfuerzo del tablero
	WUP	Fuerza del viento (2.5kN/m)
	T	Temperatura 41°

Ecuación 1: $1.3 [D+1.67 (L+I)] [3]$

Tabla 3. Combinaciones de carga usadas durante construcción. Tomado de [2]

Load Combination	LOAD FACTORS														STRESS LIMITS					
	Dead Load			Live Load			Wind Load			Other Loads				Earth Loads	Flexural Tension		Principal Tension			
	D	DIFF	U	CE	IE	CL	WS	WUP	W	CR	SH	TU	TG	W	EH	EV	ES	Excluding "Other Loads"	Including "Other Loads"	Excluding "Other Loads"
a	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	1.0	$0.190\sqrt{f'_c}$	$0.220\sqrt{f'_c}$	$0.110\sqrt{f'_c}$	$0.126\sqrt{f'_c}$
b	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	1.0	$0.190\sqrt{f'_c}$	$0.220\sqrt{f'_c}$	$0.110\sqrt{f'_c}$	$0.126\sqrt{f'_c}$
c	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.7	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	1.0	$0.190\sqrt{f'_c}$	$0.220\sqrt{f'_c}$	$0.110\sqrt{f'_c}$	$0.126\sqrt{f'_c}$
d	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.7	1.0	0.7	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	1.0	$0.190\sqrt{f'_c}$	$0.220\sqrt{f'_c}$	$0.110\sqrt{f'_c}$	$0.126\sqrt{f'_c}$
e	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	1.0	$0.190\sqrt{f'_c}$	$0.220\sqrt{f'_c}$	$0.110\sqrt{f'_c}$	$0.126\sqrt{f'_c}$
f	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	γ_{TG}	1.0	1.0	1.0	$0.190\sqrt{f'_c}$	$0.220\sqrt{f'_c}$	$0.110\sqrt{f'_c}$	$0.126\sqrt{f'_c}$

1.5. MODELAMIENTOS Y ANÁLISIS

El análisis se desarrolló mediante el modelamiento numérico de la estructura en el programa MIDASCIVIL. Con el fin de validar la capacidad del programa para el cálculo de las deformaciones por contracción y fluencia, se realizó el estudio de una viga en voladizo sometida a cargas axiales aplicadas en diferentes etapas, y se compararon con las respuestas teóricas obtenidas según las ecuaciones del CEB-FIP 1990, obteniendo errores inferiores al 1 %. Las pérdidas del acero activo también fueron estudiadas previamente con un ejercicio de un puente peatonal que permitió evidenciar el correcto desempeño del programa, además del proceso constructivo, para tener una idea clara y concisa de la manera en la que el software trabaja y hace uso de los códigos de análisis que se emplean (ver Anexo A). El modelado de toda la estructura del puente se realizó por medio de un *wizard* que posee el programa, en el que se ingresan los datos geométricos, propiedades de materiales, así como los tiempos de construcción, y se generan cada una de las etapas constructivas así como las cargas que se presentan durante este periodo. Posteriormente se realizó una revisión del modelo generado para verificar que cada una de las variables se encontrara en orden y que su aplicación se haya hecho conforme las especificaciones y las normas de construcción. En el análisis se tuvieron en cuenta las no-linealidades geométricas (efectos P-delta) y mecánicas (efectos dependientes del tiempo como el *Creep*, *Shrinkage* y la relajación del acero).

2. RESULTADOS

2.1. COMPORTAMIENTO DEL TABLERO

El análisis realizado durante construcción se hizo para el valor de HR media (79.7%) y una vez obtenidos los datos se ponen en evidencia dos resultados importantes. Primero, el hecho de que durante las dieciséis etapas iniciales (en la etapa dieciséis se construye la dovela número 15) la estructura se encuentre sometida únicamente a momento positivo debido a la acción del presfuerzo que genera el levantamiento del tablero del puente, habiendo una transición a momento negativo en la etapa diecisiete en la sección de la dovela de pila, y cuya influencia va aumentando lateralmente a medida que avanzan las etapas hasta el momento del cierre. Una vez se cierra el puente se invierten los valores del momento y la estructura empieza a trabajar principalmente a flexión negativa (ver Figura 8). En esta figura cada etapa mostrada presenta un avance de una cuarta parte de la ejecución del tablero hasta la etapa de cierre y la etapa de servicio que es en la que se han presentado la totalidad de los efectos diferidos ($t=30$ años), donde se analizan los efectos que se producen bajo la acción de las cargas permanentes (D) y los producidos por la carga viva y las permanentes (D+L). Este tiempo se obtuvo del análisis de la respuesta estructural para algunos de los elementos del tablero y las pilas (E 103 y E104) en los que se determinó el instante en el que las gráficas se estabilizan o tienen una diferencia porcentual inferior al 1% (ver Figuras 9 y 10). En segundo lugar se comprueba el objetivo del presforzado en este tipo de estructuras, que es el de mantener toda la sección a compresión. Dado que es la sola estructura quien debe soportar todas las cargas de construcción, por lo que el tablero permanece con una deflexión hacia arriba, aunque en la etapa diecinueve (se construye la dovela 18) se aprecia la aparición de esfuerzos de tracción en zonas específicas de la estructura como lo son la zona de pilas y cuando ya se han construido las dovelas laterales (ver Figura 11).

Una vez se realiza el cierre de la estructura se observa que los efectos diferidos en el tiempo causan un descenso de los momentos en las zonas cercanas a la unión con las pilas y en general en todas la zonas del puente, haciendo la salvedad que en las zonas cercanas al centro de la luz se presentan un cambio de momento negativo a positivo y una vez se aplica la carga viva se presenta un aumento significativo en cada zona de la estructura en especial la zona de pilas hacia el vano central y en el centro de la luz.

En el caso de la fuerza axial y del cortante, se observó el aumento de su magnitud a medida que las etapas constructivas avanzan llegando a su máximo valor en la etapa de cierre. Luego de esta etapa los valores disminuyen en el orden del 6% durante las etapas posteriores hasta el momento en el que se aplica la carga viva;

tiempo en el que se presenta un aumento en los valores aunque no es significativo (ver Figura 12).

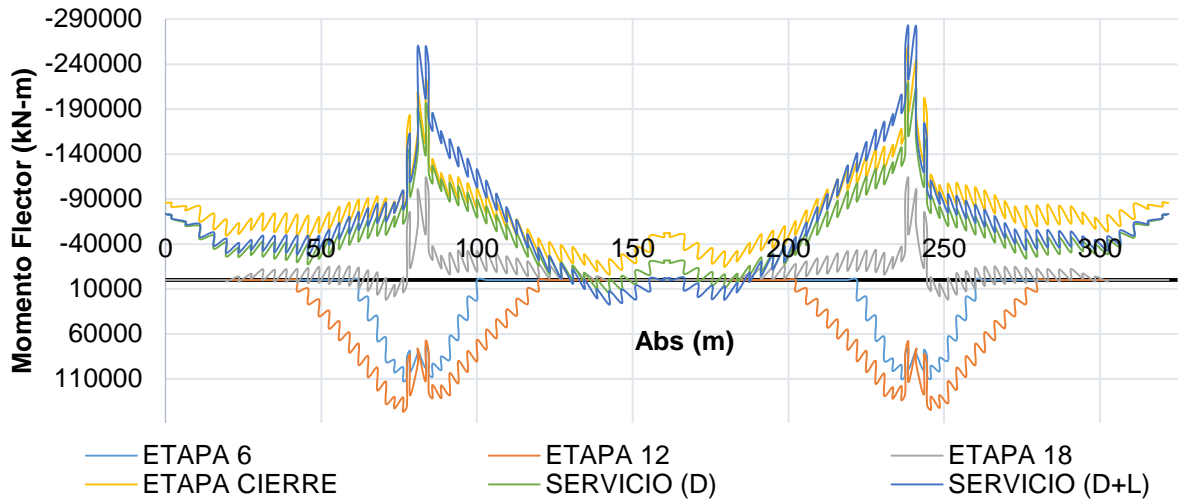


Figura 8. Variación del Momento Longitudinal del Tablero.

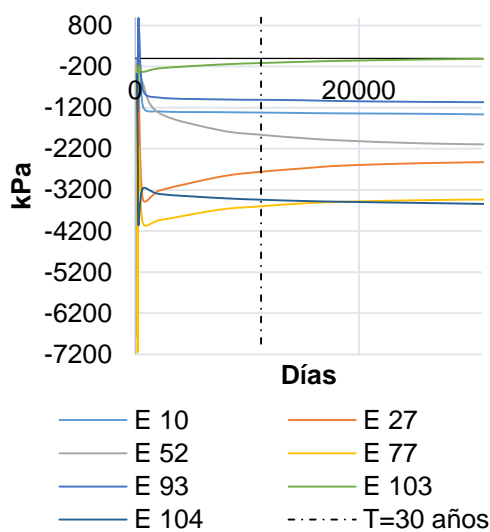


Figura 9. Evolución en el tiempo de los Esfuerzos normales fibra superior en diversos elementos del tablero y las pilas.

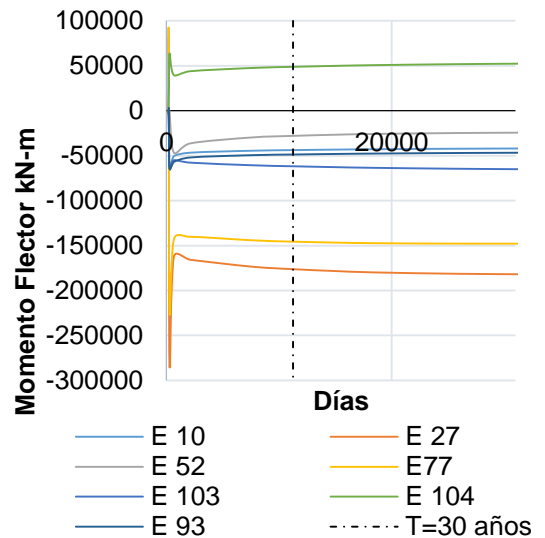


Figura 10. Evolución en el tiempo del momento longitudinal en diversos elementos del tablero y las pilas.

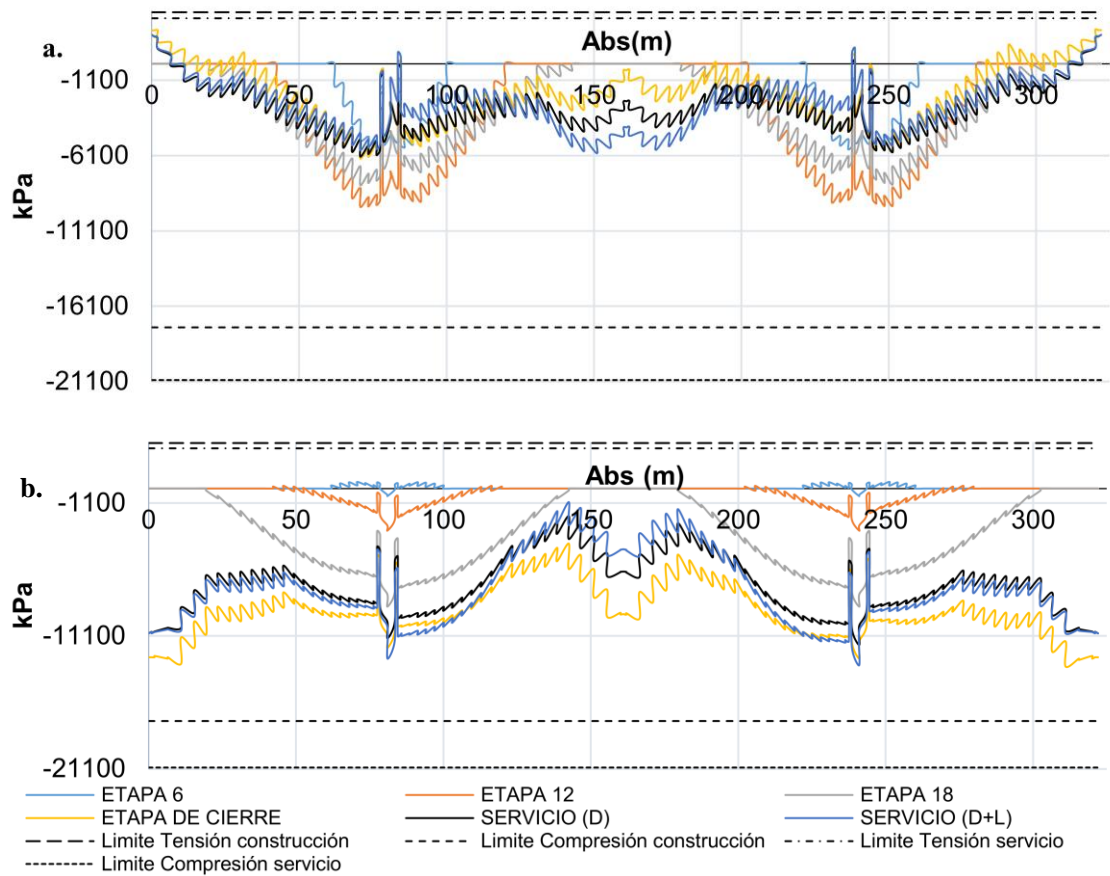


Figura 12. Esfuerzos normales: a. Fibra superior, b. Fibra inferior.

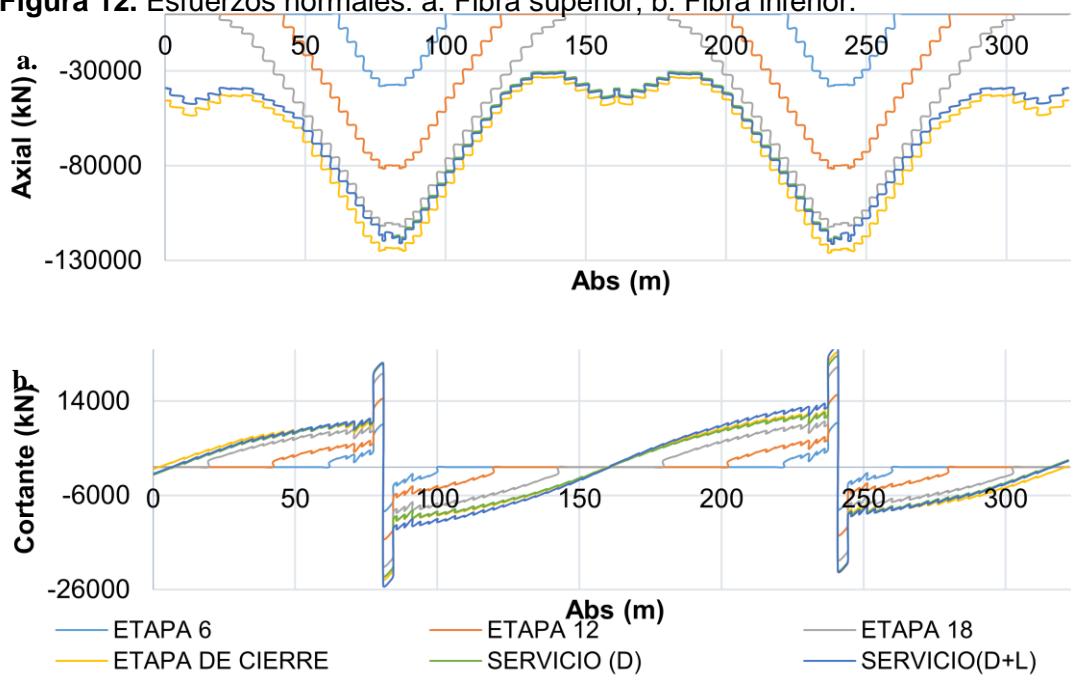


Figura 11. Evolución del cortante a. y la fuerza axial b.

Durante las etapas constructivas la deflexión del tablero va aumentando hacia arriba paulatinamente durante las etapas tempranas de construcción, hasta que el peso de las dovelas provoca el descenso de la flecha hacia la zona negativa. Una vez el puente es cerrado se produce un ascenso de la flecha en la zona del claro central, el cual disminuye en las etapas posteriores hasta que el tablero queda en su posición definitiva (ver Figura 13).

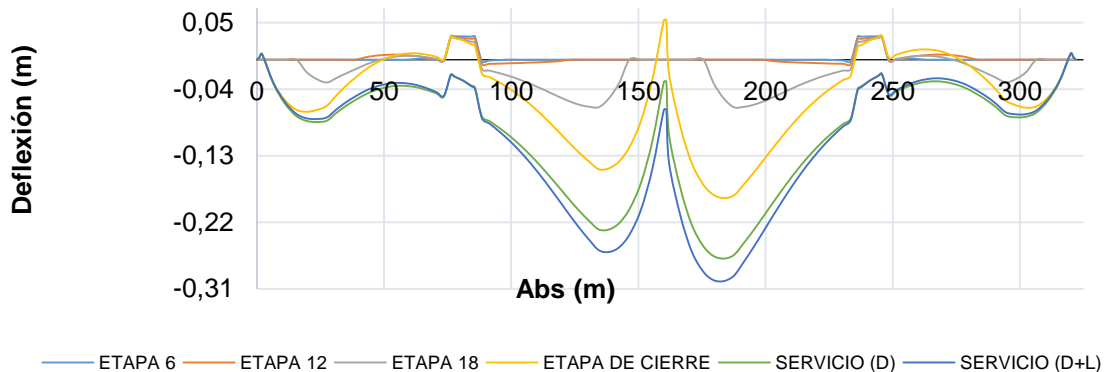


Figura 13. Evolución de las deflexiones en el tablero.

Al analizar la figura 13 se puede observar el comportamiento típico de esta tipología de puentes, que presentan un aumento considerable en el valor de las deflexiones en la zona cercana al centro de luz, la cual se controla aplicando una contraflecha (*precamber*) durante las etapas constructivas [17].

2.2. COMPORTAMIENTO DE LAS PILAS

En la Figura 14 se observa un incremento progresivo del momento flector en las pilas a medida que se construye el puente, siendo mayor el que se presenta en la parte superior. Una vez el puente es cerrado y se deja bajo las acciones de la carga muerta y los efectos diferidos, el momento disminuye en la zona de la corona y aumenta en la base hasta que se aplica la carga viva. Durante la etapa de servicio se presenta una variación en la orientación de los momentos, en la base se observa un aumento en su magnitud y por el contrario en la corona se presenta una disminución del momento longitudinal. Los valores obtenidos en $t=30$ años y realizando un análisis bajo la hipótesis de cargas últimas están por mucho dentro del diagrama de interacción biaxial de las mismas lo que significa que las pilas están en la facultad de soportar los momentos que se le están aplicando sin presentar inconvenientes (ver Figura 15), por esta razón no se considera necesario el tener que aplicar una fuerza recuperadora que permita disminuir sustancialmente los momentos flectores que se presentan, método que se usa en aquellas estructuras en las que los valores son críticos.

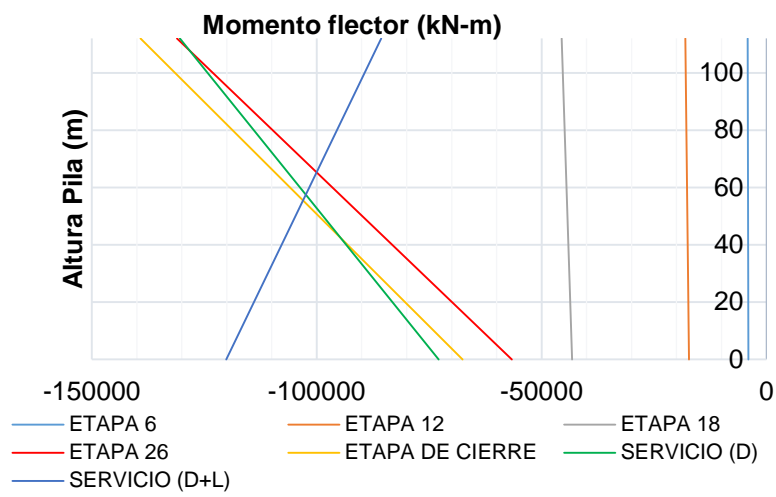


Figura 14. Variación del momento flector durante construcción y en servicio.

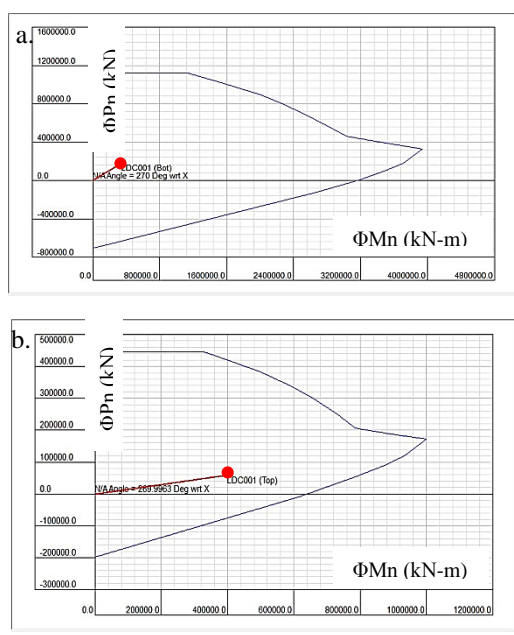


Figura 155. Diagrama de interacción biaxial de la pila: a. base b. corona

2.3. COMPORTAMIENTO DEL ACERO DE PRESFUERZO

Si se analiza el comportamiento del acero de presfuerzo, se observa una disminución en el valor del tensionamiento de los torones de la parte superior del tablero en la mitad derecha de la sección transversal (ver Figura 16), cuya pérdida promedio fue del 8.01% lo cual se genera por las pérdidas provocadas por los efectos diferidos en el tiempo. El grupo ubicado en el centro de luz tuvo una pérdida del 8.37% y los colocados en la zona de estribos del 11.23%.

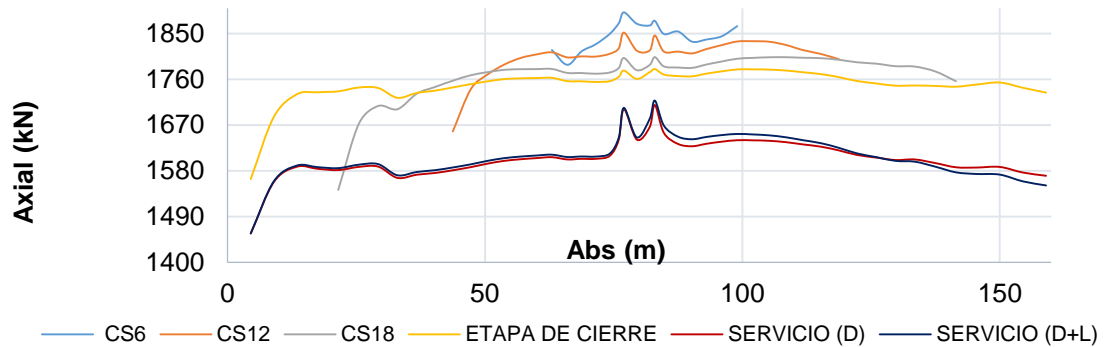


Figura 166. Evolución de la fuerza en los torones (grupo 1) durante construcción y en la etapa de servicio.

2.4. EFECTO DE LA VARIACION DE LA HUMEDAD RELATIVA

Debido a que se desea conocer de qué manera afecta la humedad relativa en la construcción de un puente y en su etapa de servicio, se procede a realizar una variación de este; para esto se procede a realizar un análisis a partir de tres modelos con sus correspondientes humedades relativas. Los valores utilizados fueron tomados de un estudio realizado por el IDEAM [15], de los cuales se escogieron datos comprendidos entre los años 2011-2040 por ser la época actual; los valores tomados fueron los extremos (máximo y mínimo) y el valor medio, teniendo así los siguientes: 71.4%, 79.7% y 87.4%.

A partir de estos datos se generaron los modelos de análisis y se procedió a comparar los resultados para cada caso.

Con el fin de presentar la información de manera clara se introducen dos coeficientes α (compara HR media con HR baja) y β (compara HR media con HR alta) para medir el porcentaje de diferencia que se presentan las respuestas estructurales (S) entre los valores extremos y la media, y son calculados de la siguiente forma:

$$\alpha = \frac{S_{HRm} - S_{HRb}}{S_{HRm}} * 100$$

$$\beta = \frac{S_{HRm} - S_{HRa}}{S_{HRm}} * 100$$

2.4.1. COMPORTAMIENTO DEL TABLERO

Al analizar los datos obtenidos se evidencia que el tablero mantiene un comportamiento similar con cada variación de la humedad, presentando en el caso del momento flector durante construcción un valor máximo de α y β del 12%; de la misma manera el comportamiento de los esfuerzos normales, la fuerza axial y el cortante tampoco presentan una variación significativa. Sin embargo, en la etapa de servicio se aprecia un aumento en la diferencia entre los valores de ciertas respuestas, como lo son el momento flector, la fuerza axial y el cortante (ver Figuras 17 a 19).

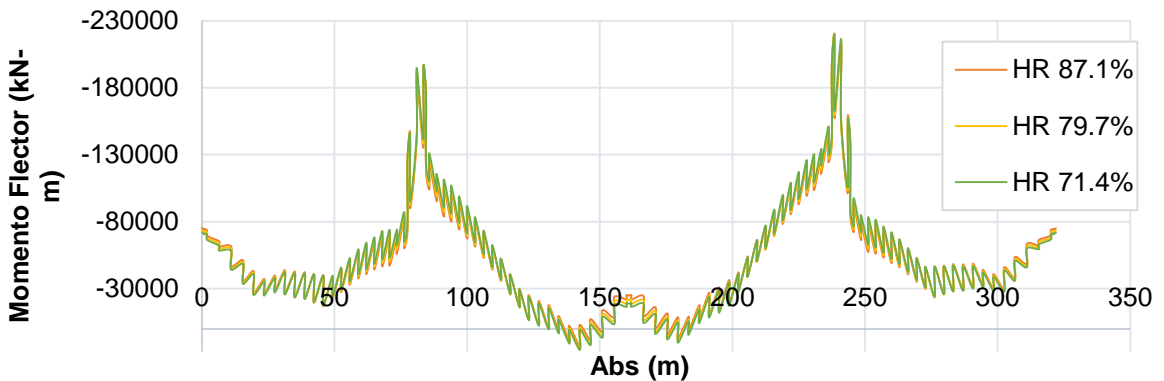


Figura 17. Momentos en el tablero en servicio ($t=30$ años, D)

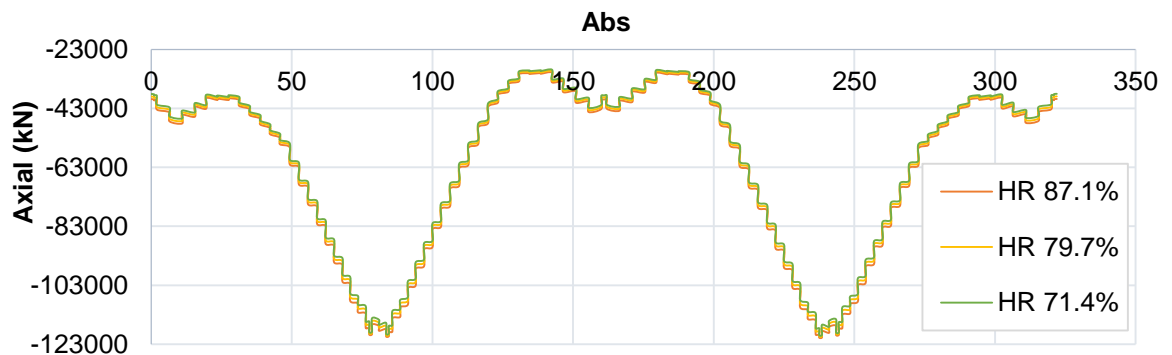


Figura 18. Fuerza axial en el tablero en servicio ($t=30$ años, D)



Figura 19. Cortante en el tablero en servicio ($t=30$ años, D)

En el transcurso de la construcción del puente no se evidencia un cambio significativo en el valor de las deflexiones al variar la humedad relativa del ambiente, el valor máximo obtenido es cercano a los 5 mm en la etapa de cierre para la humedad menor. Por otra parte en el estado de servicio se observa un cambio valor cercano a 5 cm en la zona del centro de luz para el caso de la humedad relativa más baja (ver Figura 21).

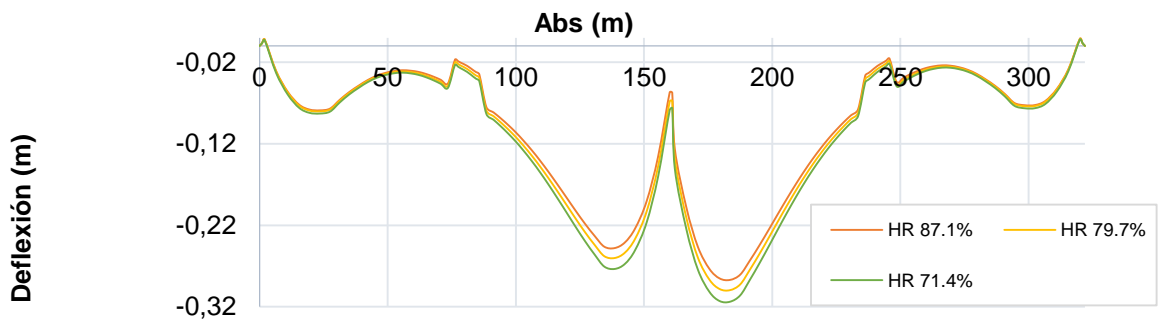


Figura 20. Deflexiones del tablero en servicio ($t= 30$ años)

2.4.2. COMPORTAMIENTO DE LAS PILAS

El comportamiento de las pilas no difiere en gran medida del que tuvo el tablero, presentando de esta manera valores de α y β inferiores al 3% durante todas las etapas de construcción y en la etapa del cierre en los valores del momento longitudinal. Por otra parte es en la etapa de servicio donde se obtiene un valor máximo para ambos coeficientes del 8% (ver Figura 22). En el caso de la fuerza axial que experimentan los pilares para cada caso se obtuvo una variación inferior al 1%.

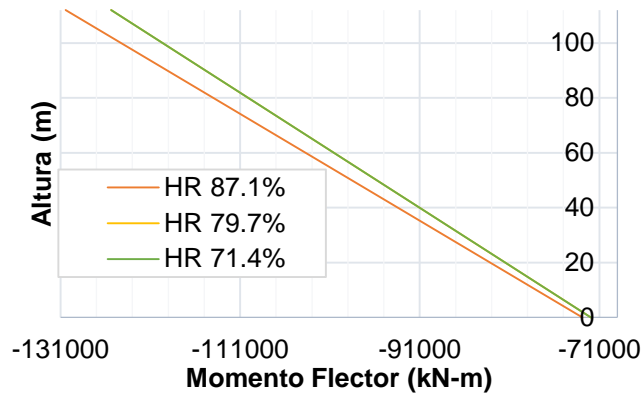


Figura 21. Momento longitudinal en servicio

2.4.3. COMPORTAMIENTO DEL ACERO DE PRESFUERZO

Al analizar los datos obtenidos se evidencia que durante las etapas constructivas no se presenta una diferencia significativa entre los valores del tensionamiento de los tendones al realizar la variación de la humedad relativa (ver Figura 23a.). Una vez se realiza el cierre del puente se evidencia un ligero cambio en los valores mostrados por cada caso, evidenciando una mayor pérdida a medida que el valor de la humedad relativa es menor (ver Figura 23b.). Los cambios más significativos se presentan durante la etapa de servicio, tiempo para el cual los efectos diferidos han provocado casi la totalidad de las pérdidas que puede llegar a sufrir el acero activo (ver Figura 23 c.).

Además, al analizar la figura 23 se observa que entre más bajo sea el valor de la humedad relativa se presenta una mayor pérdida de tensión del acero de presfuerzo, concordando esto con lo mostrado en la literatura y en las ecuaciones del método simplificado del CCDP-95. En la Tabla 4 se presenta un resumen de las variaciones máximas y promedio que presentan las respuestas estructurales de los elementos principales del puente, discretizados por zonas de interés. Las variaciones promedio fueron calculadas a partir de una serie de datos aferentes a la zona de análisis en los que se toman doce valores que tienen una longitud aferente cercana a los 20 metros.

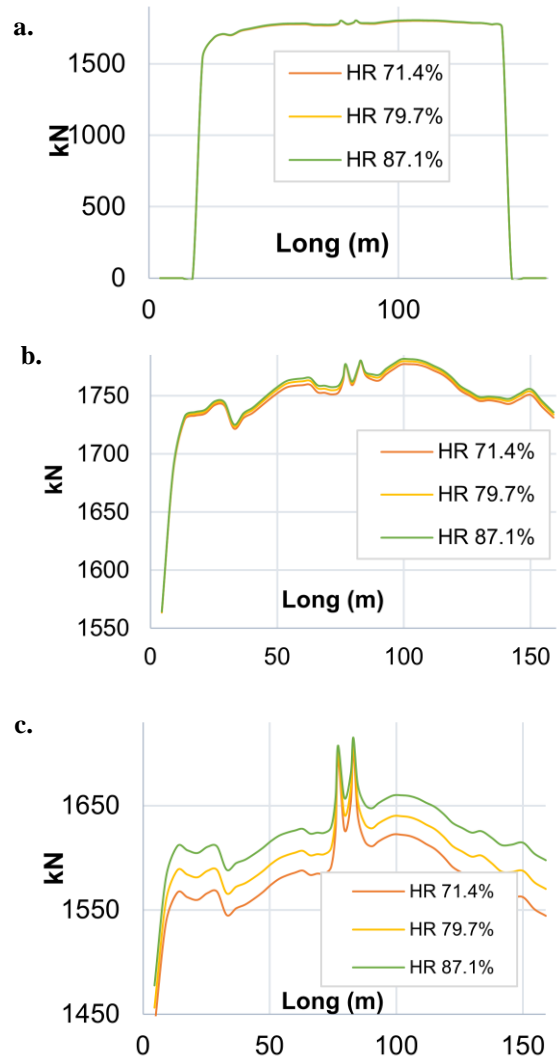


Figura 22. Variación de la fuerza en el Acero Activo debido al cambio en HR: a. etapa 18, b. cierre, c. servicio ($t=30$ años) (grupo 1 tendones superiores)

Tabla 4. Variación máxima y promedio de los elementos mecánicos para los casos de análisis en servicio ($t=30$ años (D))

ELEMENTOS MECÁNICOS		HR 79.7%	β	α	β	α
		Máx	Prom	Prom	Máx	Máx
Momento longitudinal [kN-m]	MAE=	-34589.6	-2.59%	2.46%	-3.15%	2.80%
	MCL=	-18915.6	-21.65%	17.05%	-16.49%	13.15%
	MAP=	-74287.9	1.04%	-1.30%	2.78%	-3.13%
	MP=	111922.7	3.42%	3.42%	4.62%	4.62%
Fuerza axial [kN]	PAE=	-38997.9	-1.89%	1.87%	-2.23%	2.24%
	PCL=	-39330.2	-1.68%	1.64%	-1.79%	1.77%
	PAP=	-116345.3	-0.76%	0.68%	-0.98%	0.89%
	PP=	-45166.8	0.04%	0.04%	0.07%	0.07%
Cortante [kN]	VAE=	-189.8	4.86%	-3.81%	18.64%	-14.69%
	VCL=	157.2	1.69%	-0.93%	2.55%	-1.41%
	VAP=	10523.7	0.10%	0.07%	-0.90%	0.82%
Esfuerzos fibra superior [kPa]	σ AE=	-220.2	2.56%	-2.21%	20.12%	-17.67%
	σ CL=	-2490.0	6.20%	-4.41%	8.03%	-6.02%
	σ AP=	-2032.0	-2.23%	2.86%	-5.95%	5.91%
Esfuerzos fibra inferior [kPa]	σ AE=	-10478.0	-2.20%	2.16%	-1.91%	2.86%
	σ CL=	-4860.0	-5.87%	4.93%	-6.58%	5.35%
	σ AP=	-4575.0	-0.35%	0.13%	-0.44%	0.44%
Tensionamiento grupo de cables [kN]	TOP=	1570.2	1.31%	-1.19%	1.75%	-1.64%
	BOT=	1510.4	1.39%	-1.29%	1.69%	-1.69%
	FS=	1500.3	1.62%	-1.55%	2.23%	-2.24%

Convenciones: AE=Apoyo Estribos, CL=Centro de Luz, AP=Apoyo pilas, P=Pila, TOP=Grupo 1 de tendones pila derecha (arriba), BOT= Grupo 1 de tendones centro de luz (abajo), FS=Grupo 1 de tendones lado izquierdo estribos (abajo)

Al analizar la tabla se encontraron zonas en la que la variación de la respuesta estructural de los elementos es más marcada, como los cercanos al centro de luz y el área de estribos. Aunque estos valores son elevados, el puente se encuentra dentro de los rangos admisibles del ELS.

3. ANÁLISIS TOMANDO HUMEDADES RELATIVAS EXTREMAS

Finalmente, como parte del interés académico, se decidió realizar un análisis del comportamiento del puente cuando este se somete a condiciones de humedad relativa extremas, tomando como valores extremos 40% y 99% y compararlo con el valor medio de la sección anterior (79.7%).

Como en el análisis realizado para las humedades de Colombia no se obtuvo una variación significativa en la respuesta estructural de los principales elementos del puente durante las etapas constructivas, y es en el estado de servicio donde se observa una diferencia considerable, en la Tabla 5 se muestran los porcentajes de variación máximos y promedios discretizados en zonas de interés.

Tabla 5. Variación máxima y promedio de los elementos mecánicos para los casos de análisis en servicio (t=30 años (D))

ELEMENTOS MECÁNICOS		HR 79.7%	β	α	β	α
		Max	Prom	Prom	Máx	Máx
Momento longitudinal [kN-m]	MAE=	-34589.6	-12.03%	6.83%	-18.47%	4.18%
	MCL=	-5697.3	-131.92%	17.68%	-304.51%	27.87%
	MAP=	-74287.9	21.77%	13.91%	34.77%	14.31%
	MP=	111922.7	-21.66%	6.32%	-17.76%	19.68%
Fuerza axial [kN]	PAE=	-38997.9	-6.94%	6.89%	-7.97%	8.45%
	PCL=	-39330.2	-5.72%	6.39%	-5.95%	7.04%
	PAP=	-116345.3	-2.71%	2.68%	-3.62%	3.40%
	PP=	-45166.8	2.25%	2.64%	3.72%	4.37%
Cortante [kN]	VAE=	-189.8	42.03%	7.75%	162.71%	31.10%
	VCL=	157.2	7.57%	-3.44%	7.07%	-9.52%
	VAP=	10523.7	0.87%	0.19%	-12.43%	-6.03%
Esfuerzos fibra superior [kPa]	σ AE=	-138.8	24.42%	5.48%	162.68%	-12.25%
	σ CL=	-2490.0	43.71%	1.60%	55.82%	0.40%
	σ AP=	-2032.0	-57.91%	-41.12%	-61.91%	-18.90%
Esfuerzos fibra inferior [kPa]	σ AE=	-10478.0	-9.30%	6.93%	-8.59%	7.35%
	σ CL=	-4860.0	-32.26%	8.92%	-37.45%	8.23%
	σ AP=	-4575.0	5.00%	6.66%	3.93%	7.87%
Tensionamiento grupo de cables [kN]	TOP=	1570.2	5.26%	-4.10%	7.02%	-5.62%
	BOT=	1510.4	5.56%	-4.40%	6.36%	-5.96%
	FS=	1500.3	6.16%	-5.59%	7.97%	-8.45%

Convenciones: AE=Apoyo Estribos, CL=Centro de Luz, AP=Apoyo pilas, P=Pila, TOP=Grupo 1 de tendones pila derecha (arriba), BOT= Grupo 1 de tendones centro de luz (abajo), FS=Grupo 1 de tendones lado izquierdo estribos (abajo)

De la tabla se puede inferir la presencia de zonas en las que se presenta una variación de las respuestas estructurales en mayor grado, como lo son la zona del centro de luz, la de apoyo en estribos y la de apoyo en pilas. Aunque se tienen variaciones elevadas, el puente cumple con los requisitos exigidos en el ELS.

4. CONCLUSION

En el presente artículo se realizó el análisis de la respuesta estructural que un puente viga cajón presforzado, construido por el método de los voladizos sucesivos fundidos in situ, frente a la variación de la humedad relativa del ambiente durante el periodo de construcción y en la etapa de servicio. Para realizar el estudio se tuvieron en cuenta los efectos que producen el flujo plástico (*creep*) y la retracción del fraguado (*shrinkage*) y la relajación del acero de presfuerzo, además de los efectos de segundo orden.

Al analizar el efecto de la variación de la humedad relativa sobre la respuesta de los principales elementos del puente se evidenció que durante las etapas constructivas el cambio presentado en la magnitud de los elementos mecánicos es despreciable, y es en la etapa de servicio donde se aprecia una variación significativa en la respuesta de los principales elementos estructurales. También se pudo observar que los valores bajos de humedad relativa generan una pérdida mayor en la tensión de los cables de presfuerzo, lo que a su vez genera un aumento en el valor de las deflexiones del puente y una disminución en el valor de la fuerza axial que presenta el tablero.

Además se encontró que los elementos del puente que poseen un mayor cambio en la respuesta estructural son los cercanos al claro central que presentan una variación elevada de los momentos longitudinales, y los cercanos a la zona de apoyo de estribos que presentan un cambio mayor de la fuerza cortante al igual que del esfuerzo normal en la fibra superior.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Altunisik, A.C., Bayraktar, A., Sevim, B., Adanur, S., and Domanic, A. (2010). Construction Stage Analyses of Kömürhan Highway Bridge Using Time Dependent Material Properties. *Structural Engineering and Mechanics*, 36(2), p. 207-224.
- [2] American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO LRFD BRIDGE. (2012). Design Specifications, Washington DC, EU.
- [3] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS. (1995). Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, Bogotá, Colombia: AIS.
- [4] Ates, S. (2011). Numerical Modelling of Continuous Concrete Box Girder Bridges Considering Constructions Stages. *Applied Mathematical Modelling*, 35(8), pp. 3809-3820.
- [5] BisharaA, Papakonstantinou N. Analysis of cast-in-place concrete segmental bridges. *J StructEng*1996; 116(5):1247-68.
- [6] Chio, G.; Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes con pretensado extradadoso (Tesis Doctoral). Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona 2000.
- [7] Chiu C, ChernJ, Chang K. Long-term deflection control in cantilever prestressed concrete bridges I: Control method. *J Eng Mech*1996; 122(6):489-494.
- [8] Chiu C, ChernJ, Chang K. Long-term deflection control in cantilever prestressed concrete bridges II: Experimental verification. *J EngMech*1996; 122(6): 495-501.
- [9] Gunnar Lucko and de la Garza Jesús M; Constructability Considerations for Balanced Cantilever Construction; Practice Periodical on Structural Design and Construction, Vol. 8, No. 1, February 1 2003, pp. 47-56.
- [10] Justus GrabowMarko; Construction Stage Analysis of cable-Stayed Bridges (tésisdoctoral); Technische Universität Hamburg-Hamburg, Hamburg 2004.

- [11] Kristek V, Bazant Z, Zich M, Kohoutkova A. Box girder bridge deflections_Why is the initial trend deceptive? *Concr Int* 2006; 28(1):55_63.
- [12] Malm, R. and Sundquist, H. (2010). Time-dependent Analysis of Segmentally Constructed Balanced Cantilever Bridges. *Engineering Structures*, 32(4), pp. 1038-1045.
- [13] Ottazzi Pasino Gianfranco. Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado (tesis de maestría); Pontificia Universidad Católica del Perú, lima 2004.
- [14] Report On factors Affecting *Shrinkage* and *Creep* of Hardened Concrete, American Concrete Institute, ACI 209.1R-05, July 25, 2005.
- [15] Ruiz Murcia José F; Cambio Climático en Temperatura, Precipitación y Humedad Relativa para Colombia Usando Modelos Meteorológicos de alta Resolución (panorama 2011-2100); nota técnica IDEAM; mayo 2010.
- [16] Somja, H. and De Villede Goyet, V. (2008). A New Strategy for the Analysis of Erection Stages Including an Efficient Method for *Creep* Analysis. *Engineering Structures*, 30(10), pp.2871-2883.
- [17] Takács P. Deformation in concrete cantilever bridges: Observations and theoretical modelling. Ph.D. thesis. Trondheim: The Norwegian University of Science and Technology (NTNU); 2002.
- [18] Vallecilla Bahena C. R.; Puentes en concreto postensado: teoría y práctica; segunda edición; editorial Bauen; Bogotá 2011; capítulo 4; pp. 173-179.

ANEXOS

ANEXO A: VALIDACIÓN DEL SOFTWARE UTILIZADO

EJEMPLO 1 VALIDACIÓN DEL *CREEP*

Para esta verificación se ha tomado el ejemplo presentado en GABROW, 2004 [10], el cual tiene como objetivo la comprobación del *creep*, el cual se describe a continuación:

El sistema estructural consiste en un elemento en voladizo, el cual va a ser cargado con tres fuerzas axiales de igual magnitud ($P_1=P_2=P_3=100$ tonf). La primera carga P_1 es aplicada cuando el elemento tiene una edad de 7 días, la segunda carga P_2 es aplicada a los 60 días de edad y la tercera carga P_3 es aplicada a los 180 días. Finalmente se hace una verificación a los 460 días. Las propiedades de la sección y los datos de entrada para realizar el análisis del efecto Creep se muestran en las siguientes tablas.

Para la realización de este ejercicio se ha tomado el código CEB-FIB 1990, el cual está integrado en el software MidasCivil.

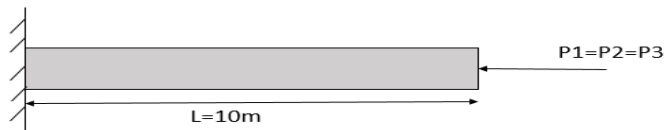
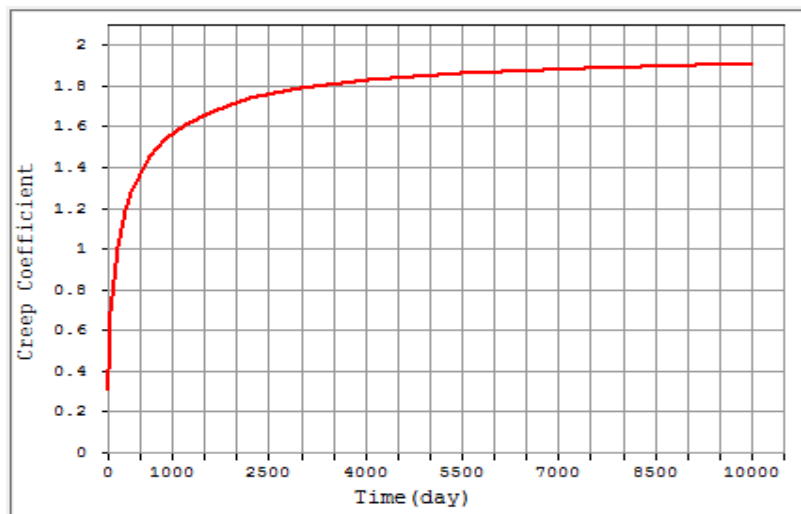


Figura 1. Viga en voladizo.

Tabla 1. Datos de entrada

Propiedades de la sección		
Area(A)	1	m ²
Inercia(I)	0.083333333	m ⁴
Coefficiente de poisson (u)	0.18	
Modulo de elasticidad E	3630000	tonf/m ²
Datos de entrada para el análisis Creep		
Código	CEB-FIB	
Resistencia a compresión del concreto a la edad de 28 días	4000	tonf/m ²
fck	39.24	N/mm ²
Humedad relativa	80.00%	
Tamaño h1	0.4	m
Edad del concreto al comienzo de ser cargado	7	días
Bsc ²	8	

La siguiente grafica muestra la función de *creep* dependiente del tiempo calculada por MidasCivil, de acuerdo con los datos de entrada, para este análisis no se tuvo



en cuenta el efecto del *shrinkage*.

Figura 2. Coeficiente *creep*

Evaluación manual del acortamiento total por etapas

Etapas 1

Primero se calcula la deformada elástica ocasionada por la fuerza puntual de 100 tonf la cual es igual a:

$$\Delta L_1 = \Delta L_{el} = \frac{PL}{AE} = \frac{(100)(10)}{(1)(3630000)} = 0.27548mm$$

La deformada total es igual a:

$$\varepsilon = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{cr} = (1 + \phi(t, t_0)) * \varepsilon_{el}$$

$$\varepsilon_{el} = \text{deformada elastica}$$

$$\varepsilon_{cr} = \text{deformada por creep}$$

Formulas tomadas del CEB-FIB 90

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 * \beta_c(t - t_0)$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1} \right]^{0.3} ; t_1 = 1$$

$$\beta_H = 150 \left\{ 1 + \left(1.2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right\} \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/RH_0}{0.46(h/h_0)^{1/3}} \quad RH_0 = 100\% \quad h_0 = 100mm$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{(f_{cm}/f_{cmo})^{0.5}} ; f_{cmo} = 10Mpa ; f_{cm} = f_{ck} + 8Mpa$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_0/t_1)^{0.2}}$$

$$\Delta L_j = \sum_{i=1}^n [(\phi_{ij} + 1) * \varepsilon_{eli}] * L$$

Etapla 2

$$t_1 = 7 \text{ días}; t_2 = 60 \text{ días}; RH = 80\%$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_0/t_1)^{0.2}} = \frac{1}{0.1 + (7/1)^{0.2}} = 0.634609108$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/RH_0}{0.46(h/h_0)^{1/3}} = 1 + \frac{1 - 80/100}{0.46(400/100)^{1/3}} = 1.27389588$$

$$f_{cm} = 39.24Mpa + 8Mpa = 47.24Mpa$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{(f_{cm}/f_{cm0})^{0.5}} = \frac{5.3}{(47.24/10)^{0.5}} = 2.438489698$$

$$\beta_H = 150 \left\{ 1 + \left(1.2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right\} \frac{h}{h_0} + 250 = 150 \left\{ 1 + \left(1.2 \frac{80}{100} \right)^{18} \right\} \frac{400}{100} + 250$$

$$= 1137.762001$$

$$\beta_H = 1137.762001 \leq 1500$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(60 - 7)/1}{1137.762001 + (60 - 7)/1} \right]^{0.3} = 0.393129171$$

$$\phi_0 = \phi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) = 1.27 * 2.43 * 0.63 = 1.971338297$$

$$\phi(t, t_0)_{12} = 1.971 * 0.393 = 0.7750$$

$$\varepsilon_{el} = \frac{P}{AE} = 2.75482E - 05$$

$$\Delta L_j = \sum_{i=1}^n [(\phi_{ij} + 1) * \varepsilon_{eli}] * L = 2 * \Delta L_{el} + \phi(t, t_0)_{12} * \varepsilon_{el} * L$$

$$\Delta L_2 = 2 * (0.275) + 0.7750 * 2.75482E - 05 * 10000 = 0.76446mm$$

Etapa 3

$$t_1 = 7 \text{ días}; t_3 = 180 \text{ días}$$

$$\phi(t_3, t_1) = 1.9713$$

$$t_2 = 60 \text{ días}; t_3 = 180 \text{ días}$$

$$\phi(t_3, t_2) = 0.6483$$

$$\Delta L_3 = 3 * (0.275) + (0.6483 + 1.97133) * (2.75482E - 05) * 10000 = 1.3008mm$$

Etapa 4

$$t_1 = 7 \text{ días}; t_4 = 460 \text{ días}$$

$$\phi(t_4, t_1) = 1.3524$$

$$t_2 = 60 \text{ días}; t_4 = 460 \text{ días}$$

$$\phi(t_4, t_2) = 0.8759$$

$$t_3 = 180 \text{ días}; t_4 = 460 \text{ días}$$

$$\phi(t_4, t_3) = 0.6528$$

$$\Delta L_3 = 3 * (0.275) + (0.6528 + 0.8759 + 1.3524) * (2.75482E - 05) * 10000 = 1.6201mm$$

Los resultados obtenidos por MidasCivil son:

Tabla 2. Verificación de *creep*.

Etapa j	t(días)	1j	2j	3j	$\Delta l(\text{Teorico})$	$\Delta l(\text{MidasCivil})$	e%
1	7	0	0	0	0.27548	0.275482	0.00%
2	60	0.7750	0		0.76446022	0.760517	0.52%
3	180	1.0738	0.6483	0	1.30084372	1.301568	0.06%
4	460	1.3524	0.8759	0.6528	1.62012307	1.608103	0.74%

Se evidencia un porcentaje de error del 0.74% respecto al valor teórico hallado.

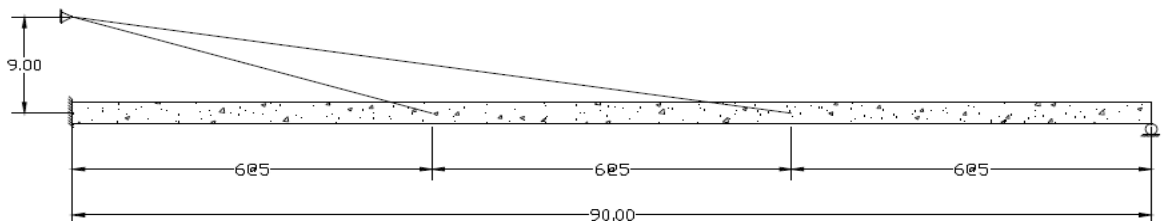
EJEMPLO 2 VALIDACION ETAPAS CONSTRUCTIVAS Y EFECTOS DEPENDIENTES DEL TIEMPO

El objetivo de este ejercicio es comparar los resultados obtenidos en la tesis doctoral por el profesor Gustavo Chio Cho en su ejercicio de calibración y comprobación del programa [6], considerando simultáneamente la deformación por curvatura y axil, con el modelamiento del mismo en el software MidasCivil.

Características de la estructura de estudio

1. Un dintel solicitado por una carga distribuida linealmente
2. El dintel está fuertemente comprimido mediante un pretensado axial y las componentes de la fuerza de tesado de los tirantes
3. Unos tirantes fuertemente inclinados y tesados a una tensión tal que la componente vertical del esfuerzo compensa una fracción de la carga distribuida.

Descripción de la estructura: la estructura se compone de una viga empotrada en un extremo y articulada en el otro, estando atirantada mediante 2 tirantes a los



tercios de la luz. Sus dimensiones geométricas son las siguientes:

Figura 3. Modelo dintel [6]

Tabla 3. Propiedades de la sección [6]

Propiedades de la sección dintel		
Area(A)	5	m ²
Inercia(I)	2	m ⁴
Coefficiente de poisson (u)	0.18	
Modulo de elasticidad E	3500000	tonf/m ²
Peso lineal	15	tn/m

Los tirantes están formados por cordones cuya tensión ultima es 190000 tn/m² con un módulo de elasticidad de $2.0 \cdot 10^8$ tn/m² y un área de cada tirante igual a 0.0336 m².

Las cargas aplicadas a la estructura son:

1. Una carga uniformemente distribuida de 15 tn/m.
2. Un pretensado interno dispuesto en forma centrada de 5000 tn
3. Los tirantes se tesan a una fuerza tal que su componente vertical sea igual al 70% de la reacción que tendría una viga continua con apoyos fijos en los puntos donde se anclan los tirantes.

Se considera la estructura construida sobre cimbra en t=0 y puesta en carga a los 28 días. Se analiza los efectos de la fluencia en los primeros 3 años (hasta el día 365, hasta el día 730 y hasta el día 1095)

Para el respectivo modelamiento en MidasCivil se debieron realizar varias estimaciones puesto que por falta de datos (secciones de los torones, cables, resistencia del concreto a los 28 días) no se podría hacer el correcto modelamiento con el modelo del CEB-FIB 1990. Sin embargo se pudo comprobar el comportamiento de la estructura, por momentos flectores (ver Figura 4), y de valores aproximados a los obtenidos por [6]; con unos errores máximo del 37 % como se muestra en la tabla 4.

Tabla 4. Porcentajes de error de momentos flectores

LONG (m)	% ERROR			
	t=0	t= 365	t= 730	t= 1095
0	1.232787	12.03398	7.071115	5.591484
5	2.720904	15.40515	11.25384	9.167353
10	2.2695	20.87864	16.95471	13.87538
15	8.037199	32.99441	27.82327	27.47561
20	37.3642	27.96914	24.8642	2.661538
25	8.185315	27.47179	2.05298	17.3175
30	12.00699	30.47496	6.67803	0.543646
35	0.971711	25.70388	19.90678	17.98974
40	0.373052	13.64694	7.821805	7.87451
45	0.292248	11.38995	8.759398	10.76807
50	0.762232	13.00751	9.978958	10.56838
55	0.657399	17.58517	13.99264	15.73967
60	0.896867	24.15301	27.45151	29.46154
65	0.058076	12.07477	13.78193	13.29123
70	0.086853	8.648003	8.63956	9.343736
75	1.351698	5.597002	6.46649	6.996473
80	0.757911	3.461168	4.726837	5.103356
85	0.89322	2.968806	2.248419	2.609756
90	0	0	0	0

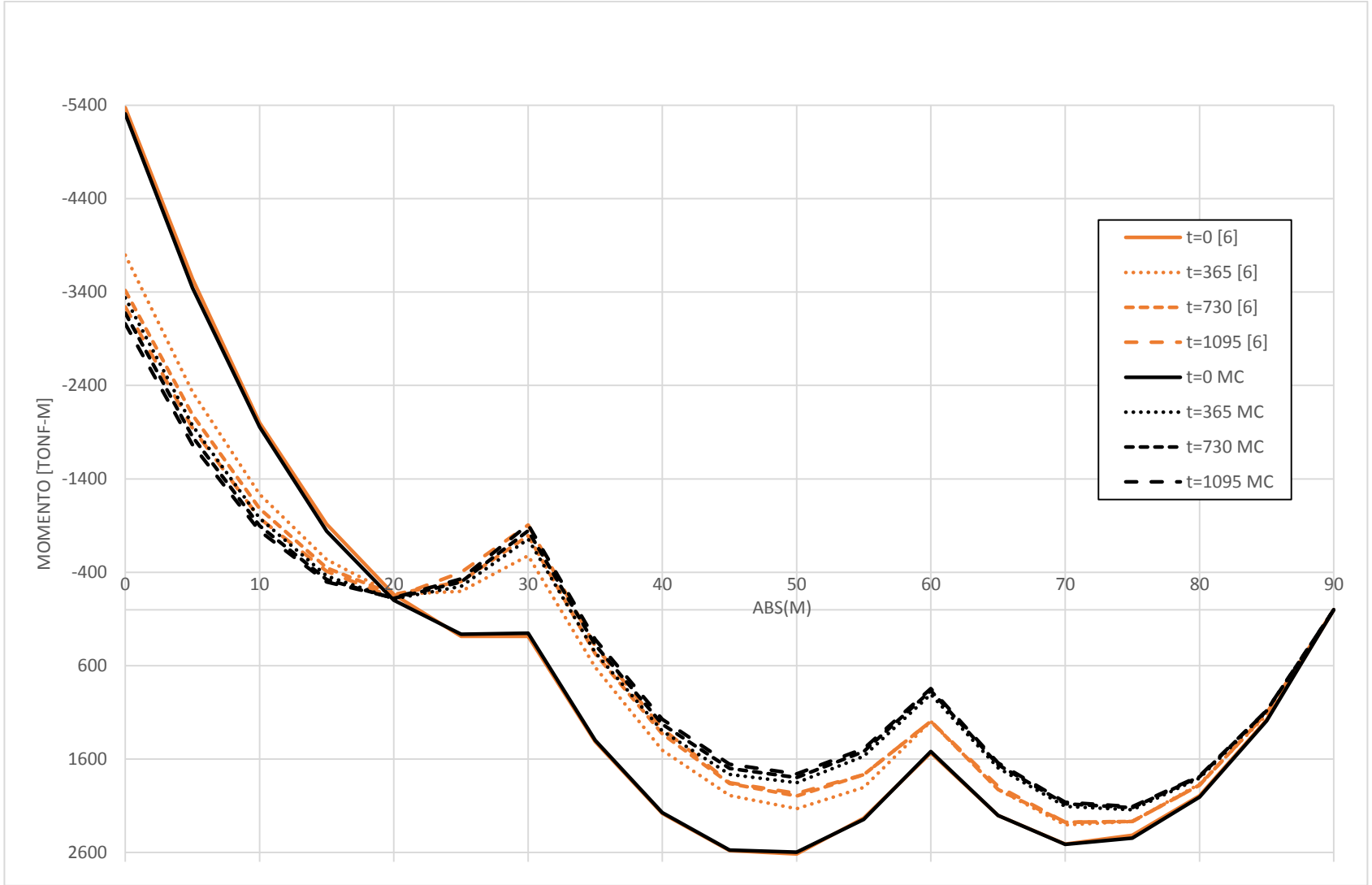


Figura 4. Evolución del Diagrama de momentos flectores del tablero en el tiempo MidasCivil (MC) y [6].

EJEMPLO 3 VALIDACIÓN PÉRDIDAS DE PRESFUERZO

El objetivo de este ejercicio es obtener las pérdidas de fuerza de preesfuerzo del puente mostrado en la figura 3 de acuerdo con el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes tomado del ejemplo 4.7 del libro de Vallecilla, Carlos [18] , y comparar los resultados obtenidos por el modelamiento en MidasCivil

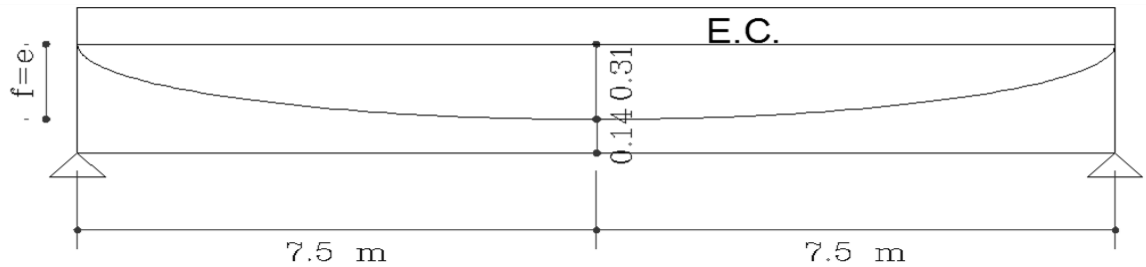


Figura 5. Corte longitudinal y prefuerzo

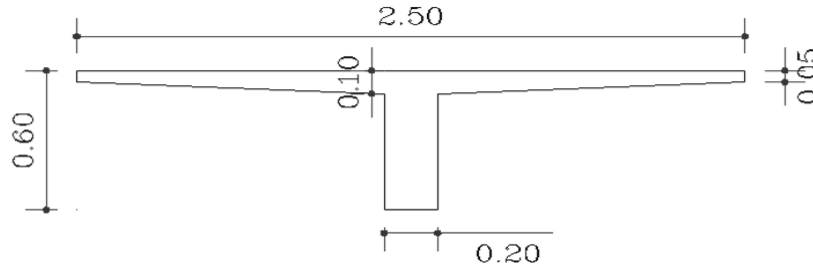


Figura 6. Sección transversal

Datos numéricos:

- Solicitaciones: peso propio mas una carga sobrepuesta de 300 kg/m²
- Resistencia del concreto a los 28 días $f'c=350$ kg/cm²
- Numero de torones de ½ pulg: 10. Área de cada torón: 0,987 cm²
- Corrimiento en el anclaje 0,1 cm
- Fuerza en el anclaje: 138 t.
- Tensionamiento en una etapa y desde un extremo de la viga.
- Área de la sección bruta de concreto $A_G=2942$ cm²
- Momento centroidal de inercia de la sección: $I_G=898.227$ cm⁴
- $Y_i=45$ cm $Y_n=0.15$ m
- Módulos de elasticidad: Acero $E_c=2 \cdot 10^6$ kg/cm². Concreto: $E_a=280.000$ kg/cm²

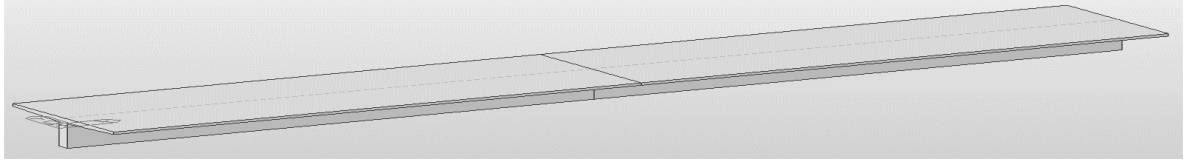
1. Pérdidas de la fuerza de preesfuerzo que se presenta durante la transferencia

1.1 Perdidas por fricción y curvatura involuntaria

Se suponen las siguientes coeficientes de perdidas: $\mu=0,20$; $K= 0,0012/m$

Fuerza en cualquier sección a una distancia x desde el apoyo en el que se efectúa el tensionamiento

$$P_x = P_0 e^{-i\omega t}$$



$X = 0 : P_0 = 136 t ; X = 7.5m P_x = 132.5 t ; X = 15m: P = 129,2 t$

Figura 7. Modelo puente MidasCivil

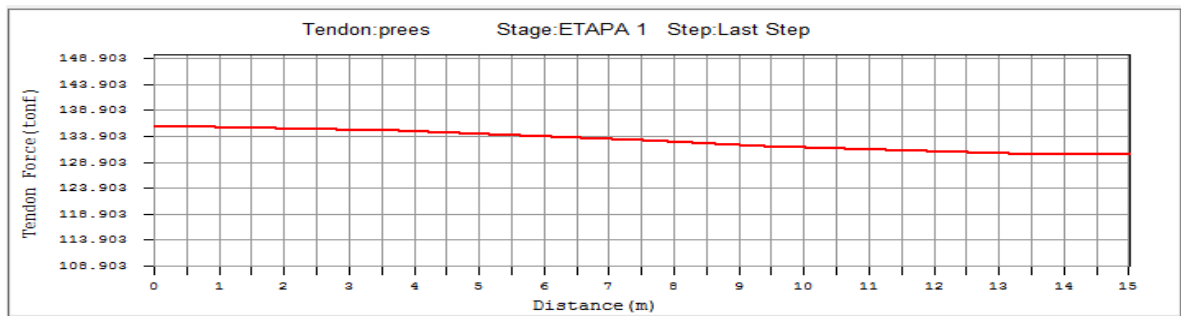


Figura 8. Fuerza en tendones MidasCivil

Teniendo en cuenta los resultados hechos con el modelamiento en MidasCivil y los calculados manualmente, se tiene un porcentaje de error del 0.48% ya que en la primera etapa solo existen las pérdidas por fricción y curvatura involuntaria el cual el valor hallado es de 133.138 ton. En la mitad de la luz y el calculado manualmente es de 132.5 ton.

Para las pérdidas diferidas en el tiempo fueron calculadas en [18] teniendo en cuenta el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes en el cual se obtuvieron los siguientes valores de pérdidas.

Resumen de pérdidas en el centro de la luz

Fuerza en el gato	136 t
Fricción y curvatura involuntaria	-3.5 t
Acortamiento elástico	-4.5 t
Flujo plástico	-16.7 t
Retracción de fraguado	-3.28 t
Relajación del acero	-8.02 t
Recuperación elástica	+2.21 t

Pérdida total **33.79 t**

Para las pérdidas calculadas por el programa se tienen las siguientes:

Resumen de pérdidas en el centro de la luz calculadas por MidasCivil con CEB-FIB 1990

Fuerza en el gato	136 t
Fricción y curvatura involuntaria	-2.86 t
Acortamiento elástico	-3.31 t
Flujo plástico/ Retracción de fraguado	-21.31 t
Relajación del acero	-8.04 t
Recuperación elástica	+3.38 t
Pérdida total	32.14 t

Lo cual indica un error del 4% de comparación de pérdida total.