

**Deformaciones por efectos diferidos en puentes viga – cajón construidos por el método de voladizos sucesivos fundidos in situ**

**Yeison Fernando Galvis Carreño**

**Camilo Alejandro Villafañe Gutiérrez**

**Trabajo de grado para optar al título de ingeniero Civil**

**Director de proyecto**

**Alvaro Viviescas Jaimes**

**PhD. Ingeniería de la Construcción**

**Codirector**

**Luis Francisco Rincón Prada**

**Ingeniero Civil**

**Universidad Industrial de Santander**

**Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas**

**Escuela de Ingeniería Civil**

**Bucaramanga**

**2019**

### **Agradecimientos**

Hoy doy gracias a Dios primeramente por darme la oportunidad de poder estudiar lo que siempre quise, a mis padres y mis abuelas que confiaron en mí durante todo este proceso y siempre me aconsejaron para hacer las cosas bien en mi vida, igualmente a toda mi familia y amistades que con un poco de su apoyo me llenaron de motivación para seguir adelante, gracias a ustedes ya que de manera directa o indirecta fueron responsables de que en momentos difíciles no desfalleciera, a mi compañero de tesis, mi agradecimiento por que sin su apoyo y dedicación no hubiese sido posible la realización de esta tesis.

Estoy muy feliz y orgulloso por que podré decir que soy ingeniero civil de la Universidad Industrial de Santander, mi gratitud por haberme permitido formarme integralmente y por que en esta he pasado los momentos mas importantes en mi vida.

Finalmente quiero expresar mis mas sinceros agradecimientos a cada uno de los profesores que fueron parte importante en mi formación como ingeniero, y que sirvieron de guía para desarrollarme como persona y profesionalmente.

***Yeison Fernando Galvis Carreño.***

Principalmente a Dios, quien es el artífice de lo que conocemos y a quien le debemos todo. Agradezco infinitamente a mi padre y a mi madre, a quienes debo la integridad de mi existencia y de lo que soy como persona. Gracias por estar siempre ahí cuando las fuerzas faltaban, y cuando el panorama no parecía muy alentador. A mi compañero de tesis quien más que un compañero ha sido un amigo, que sin su incansable esfuerzo, no habría sido posible desarrollar este proyecto de grado. También a cada uno de mis familiares y amigos cercanos, quienes han hecho parte fundamental de este proceso, aportando cada uno su granito de arena siendo en conjunto mi fuerza motivadora para finalmente poder llegar a lo que hoy representa, para mí, el cumplimiento de un sueño.

Por último, y no menos importante, debo reconocer y dar el respectivo crédito a los docentes que han contribuido a mi formación profesional, y a complementar mi formación personal, a aquellos que más que solo docentes, representan para mí, maestros de vida.

*Camilo Alejandro Villafañe Gutiérrez.*

**Contenido**

	<b>Pág.</b>
Introducción .....	14
1. Marco Teórico.....	16
1.1 Estudio en el puente koror babeldaob. ....	21
1.1.1 Medición de la elevación del puente KB. ....	23
1.2 Modelos considerados de creep y shrinkage.....	26
2. Metodología .....	28
2.1 Puente el tablazo .....	28
2.1.1 Nivel de precisión utilizado. ....	29
2.1.2 Visitas al puente el tablazo. ....	30
2.1.3 Modelado del puente.....	31
2.1.3.1 Comparación de normas de diseño .....	34
2.1.3.1.1 Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes 95.....	34
2.1.3.2 Aastho lrfd bridge design specifications.....	36
2.1.3.3 Comparación de criterios de diseño.....	37
2.2. Propuesta de protocolo de medición de deflexiones.....	38
3. Conclusiones .....	40
4. Recomendaciones .....	41
Referencias Bibliográficas .....	42

---

Apéndices..... 45

**Lista de Figuras**

	<b>Pág.</b>
<i>Figura 1.</i> Puente de Balduinstein, sobre el Lahn (Alemania).....	18
<i>Figura 2.</i> Sección transversal típica de viga cajón. ....	18
<i>Figura 3.</i> Puente Guillermo Gaviria Correa durante construcción. ....	19
<i>Figura 4.</i> Puente de Koror – Babeldaop tras colapsar. ....	22
<i>Figura 5.</i> Vista longitudinal Puente El Tablazo.. ....	28
<i>Figura 6.</i> Modelo del Puente El Tablazo en Midas Civil. ....	33
<i>Figura 7.</i> Diferencia de alturas en el modelo de Midas Civil.....	34
<i>Figura 8.</i> Diferencia de alturas entre cotas de servicio y cotas de construcción .....	34
<i>Figura 9.</i> Comparativo de efectos diferidos .....	38

**Lista de Tablas**

	<b>Pág.</b>
Tabla 1. <i>Elevaciones Puente KB</i> .....	24
Tabla 2. <i>Protocolo de mediciones Puente El Tablazo</i> .....	39

**Lista de Apéndices**

	<b>Pág.</b>
Apéndice A- Cartera de campo de nivelación en el tablero del puente el tablazo. primera medición.....	45
Apéndice B. Cartera de campo de nivelación en el puente el tablazo. segunda medición. ....	49
Apéndice C- Resultados de deformaciones tomadas de las pruebas de carga al puente. ....	53
Apéndice D. Gráfica comparativa de las deformaciones en el puente el tablazo. ....	57
Apéndice E. Cálculo de cargas adicionales para el modelo en midas civil .....	58
Apéndice F. Mapa de humedad relativa anual media en el territorio colombiano (IDEAM, 2016) .....	60
Apéndice G Resultados del modelo del puente el tablazo en midas civil .....	61
Apéndice H. Deformaciones en el modelo de midas civil a 5 años de servicio .....	68

## Resumen

**TÍTULO:** Deformaciones por efectos diferidos en puentes viga – cajón construidos por el método de voladizos sucesivos fundidos in situ \*

**AUTORES:** Yeison Fernando Galvis Carreño  
Camilo Alejandro Villafañe Gutiérrez \*\*

**PALABRAS CLAVE:** Voladizos sucesivos, puentes viga cajón, flujo plástico, retracción, efectos diferidos.

### DESCRIPCIÓN:

Un aspecto importante durante la vida de servicio de los puentes en voladizos sucesivos fundidos “in situ”, es la consideración de las pérdidas debidas a la fluencia (creep) y a la retracción (shrinkage) en el concreto, pues a pesar de que existen varios modelos para predecirlos, algunas veces estos no representan fielmente la realidad. El puente Koror-Babeldaop es muestra de ello, luego de su colapso debido a las grandes deflexiones presentadas en el tablero, debidas a los efectos diferidos, las cuales no coincidían con los valores predichos en los modelos teóricos. En Colombia, debido al auge en la construcción de puentes de este tipo, se hace necesario un estudio cuidadoso de las consideraciones de estos efectos, teniendo en cuenta que, en el anterior código de diseño, del año 1995, bajo el cual se diseñó un importante número de puentes en servicio actualmente, se pueden despreciar aspectos que sí son relevantes en códigos más recientes, y de gran importancia para la adecuada consideración de los efectos diferidos en puentes de concreto. En el presente proyecto de investigación se tomó como caso de estudio el puente El Tablazo, al cual se le realizaron mediciones en campo para obtener la curva de deflexiones, que fueron comparadas con la gráfica resultante de las pruebas de carga y el modelo en Midas Civil. Además, se realizó un comparativo de la norma de diseño vigente a la fecha de construcción, con la norma AASHTO LRFD 2012 para evaluar y discutir los resultados obtenidos. Finalmente, se presentó una propuesta de protocolo de medición de deflexiones a largo plazo que permitirá monitorear este parámetro a lo largo de la vida útil del puente.

---

\* Trabajo de grado

\*\* Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director de proyecto Alvaro Viviescas Jaimes PhD. Ingeniería de la Construcción Codirector Luis Francisco Rincón Prada Ingeniero Civil

## Abstract

**TITLE:** Deformed by deferred effects on beam - drawer bridges constructed by the method of successive castings cast on site \*

**AUTHORS:** Yeison Fernando Galvis Carreño  
Camilo Alejandro Villafañe Gutiérrez \*\*

**KEYWORDS:** Cantiliver bridge, box girder bridge, creep, shrinkage, long term effects.

### DESCRIPTION:

An important aspect during the service life of successive cantilivers cast "in situ" bridges, is the consideration of losses due to creep and shrinkage in concrete, although there are several models to predict them, sometimes these doesn't represents the reality. The Koror-Babeldaop bridge is a sample of this, after its collapse due to the large deformations presented on the board, due to the deferred effects, which did not match the values predicted in the theoretical models. In Colombia, due to the boom in the construction of such bridges, careful considerations of these effects are necessary, bearing in mind that, in the previous design code, 1995, under which a significant number of bridges were designed in service today, aspects that are relevant in 1995 can be disregarded latest codes, to understand the structural behavior of our future bridges. In this research project, the El Tablazo bridge was taken as a case study, which was measured to obtain the deflection curve, which were compared to the graph resulting from the load tests and the model in Midas Civil. In addition, a comparison of the design standard in force at the date of construction was made, with AASHTO Standard to evaluate and discuss the results obtained. Finally, a proposal for a long-term deflection measurement protocol was presented that will allow for greater control over national bridges.

---

\* Trabajo de grado

\*\* Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director de proyecto Alvaro Viviescas Jaimes PhD. Ingeniería de la Construcción Codirector Luis Francisco Rincón Prada Ingeniero Civil

## Introducción

Uno de los grandes problemas que afectan a las estructuras de concreto, y que son objeto de numerosos estudios en la ingeniería, son las deformaciones en las estructuras debidas a efectos diferidos dependientes del tiempo, dado que en muchas ocasiones los modelos predictivos utilizados para la estimación de estas deformaciones arrojan valores que se alejan de la realidad, comprometiendo el comportamiento estructural (Kristek, Bazant, Zich, & Kohoutkova, 2006; Tavera, 2017).

El objetivo fundamental de la ingeniería estructural consiste en salvaguardar la vida de los usuarios de las obras que se diseñan y construyen siguiendo los lineamientos de las normas técnicas. En el caso de los puentes, la norma vigente de diseño y construcción en el país es la Norma Colombiana de Diseño de Puentes del 2014 (CCP-14). Sin embargo, los puentes que hicieron parte de las vías sustitutas del Proyecto Hidroeléctrico Sogamoso fueron diseñados y construidos siguiendo los lineamientos de la norma predecesora, el CCP-95.

El megaproyecto Hidroeléctrico Sogamoso representó para el país, y especialmente para el departamento de Santander, uno de los proyectos de mayor impacto en la historia de la economía y desarrollo de la región, posicionando a ISAGEN como la tercera empresa generadora de energía en el país (ISAGEN E.S.P, 2014), con una generación media anual de 5.056 GWh-año en un área de influencia de 6.960 hectáreas entre los municipios de Betulia, Girón, Zapatoca, San Vicente de Chucurí, Los Santos y Lebrija (ISAGEN E.S.P, 2014).

Debido a su gran área de cobertura dada por la desviación y posterior inundación de varias zonas de influencia del Río Sogamoso, sobre las que se encontraban también los trazados de las vías que conectaban las cabeceras de algunos municipios del departamento, se hizo necesaria la construcción de vías sustitutas que incluyeron, además de carreteras convencionales y túneles (ISAGEN E.S.P, 2014), la construcción de varios puentes que tenían como objetivo de salvar las difíciles condiciones topográficas que se presentan en el departamento, en la búsqueda de mejorar la conexión entre los municipios afectados con las principales ciudades del departamento, y el resto del país.

Entre las obras que se ejecutaron en el marco del proyecto, dentro de un tramo de 24.3 km comprendido entre el sector de Lisboa y La Cananá, y que cuenta en total con 5 puentes, los cuales suman 1.150 metros de longitud en el tramo (ISAGEN E.S.P, 2014), se encuentra el Puente El Tablazo, el cual se ha tomado como caso de estudio para el presente proyecto de investigación dada su importancia y tamaño.

Dadas las facilidades que otorga en términos de tiempos de ejecución, costos y cobertura para sortear las difíciles condiciones topográficas del territorio colombiano, uno de los métodos de construcción de puentes más común en Colombia es el método de los voladizos sucesivos fundidos “in situ”, con viga cajón en concreto presforzado por el método postensado, que consiste en aplicar esfuerzos que contrarresten las fuerzas producidas por las cargas de trabajo, por medio de cables que se tensionan aplicando cargas axiales en las zonas de anclaje. Los esfuerzos de tensionamiento en los cables están dados por los diseños estructurales del puente, y son aplicadas una vez el concreto vaciado ha alcanzado cierta resistencia a la compresión. Entre las principales ventajas del presforzado encontramos, al tener mayores resistencias que en el concreto reforzado, se logra un

ahorro significativo en los materiales utilizados, dadas las reducciones de las secciones de los elementos estructurales, además de requerir menores cantidades de acero (Sagara & Pane, 2015).

En el presente proyecto de investigación, que se encuentra enfocado en el estudio de las deformaciones excesivas a largo plazo causadas por efectos diferidos, se toma como caso de estudio en el ámbito local el Puente El Tablazo, al cual se le realiza un análisis normativo en el que se compara el flujo plástico y la retracción en el concreto establecido en el Código Colombiano de Puentes de 1995, con respecto a la normativa vigente, AASHTO LRFD 2012 Bridge Design Specifications. Se propone, además, un protocolo de medición de deflexiones y, por medio del software Midas Civil, se realiza un modelo del puente utilizando el método de los elementos finitos, cuyo resultado es usado para comparar con los datos medidos en campo con la información de las condiciones iniciales del puente.

## **1. Marco Teórico**

Habitualmente se asocian directamente los puentes de sección viga cajón construidos por el método de los voladizos sucesivos fundidos “in situ” con estructuras de grandes luces, basado en características funcionales, topográficas y económicas (Perdomo, 2011). El proceso constructivo de la superestructura de esta tipología de puentes, una vez se han finalizado los procesos de las cimentaciones y pilas, se realiza mediante carros de avance, los cuales están conformados por una estructura metálica que se desplaza mediante un sistema de gatos hidráulicos sobre el tablero del puente, en la medida que se va construyendo (Tavera, 2017). Se utilizan dos carros de avance, uno

por cada extremo de voladizo, los cuales construye cada tramo de puente o viga cajón de sección variable, también conocida como dovela, a partir de una inicial o también llamada “dovela cero”, y que tiene como objetivo mantener balanceadas las cargas durante la construcción, etapa en la que la superestructura tiene su mayor grado de vulnerabilidad estructural, avanzando de forma progresiva hasta llegar a la dovela de cierre en el centro de cada luz.

Los voladizos sucesivos fundidos “In Situ” son una tipología relativamente nueva, cuyos inicios datan de las primeras décadas del Siglo XX. Su historia se remonta al año 1930, cuando Emilio Baumgart construyó el puente sobre el Río Peixe, en Brasil (Lopez Morantes & Vanegas Herrera, 2009), un puente construido por este método que contaba con una luz central de 68 metros, siendo récord en tramo recto durante varios años (Perdomo, 2011). Fue construido en concreto reforzado y colapsó en el año 1983 debido a una inundación (Miranda Dos Santos, 2006). El método no era muy práctico en la época debido a los grandes tiempos que tomaba su construcción, aspecto que cambió favorablemente con la aparición del concreto presforzado en las décadas siguientes (Lopez Morantes & Vanegas Herrera, 2009), cuando se aplica el método en el puente Balduinstein, con un tramo compensado de 62.10 metros de luz libre, en el que quedan fijadas las características de fundido por carro de avance, considerándose una novedad para la época (Perdomo, 2011).

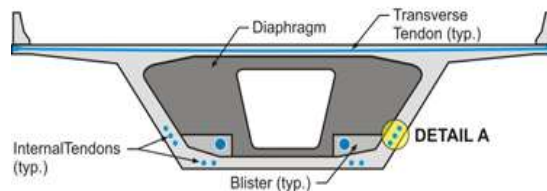
El procedimiento de construcción de puentes de concreto presforzado por voladizos sucesivos fundidos “In Situ” se inició formalmente en Alemania, en 1950, después de la Segunda Guerra Mundial, debido a los efectos devastadores que esta dejó en la infraestructura de los principales países europeos. La primera construcción de este tipo fue el Puente Balduinstein, sobre el Lahn, que se observa en la Figura 1.

De acuerdo con la experiencia, se considera que el rango óptimo de luces, desde el punto de vista económico, varía aproximadamente entre 70 y los 300 metros (Manzano López & Alfonso Tarquis, 2016).



*Figura 1.* Puente de Balduinstein, sobre el Lahn (Alemania). Tomado de (Yepes Piqueras, 2017)

Tradicionalmente, la sección de viga cajón, como se muestra en la Figura 2, consta de una losa superior que materializa la plataforma, conduce las cargas a través de las almas comportándose como cabeza a compresión. Finalmente, las almas se encargan de llevar las cargas de cortante a los apoyos, mientras que la losa inferior colabora con la torsión y almacena las compresiones del postensado (Perdomo, 2011).



*Figura 2.* Sección transversal típica de viga cajón. Tomado de (Tavera, 2017)

En Colombia, los voladizos sucesivos aparecieron por primera vez en el Puente Pumarejo, en la ciudad de Barranquilla, que contaba con una luz central de 140 metros, más dos luces laterales de 69.50 metros, y fue puesto en servicio en el año 1974, donde se combinó el empleo de voladizos sucesivos con cables exteriores provisionales (Perdomo, 2011) (Cetina Verdugo & Ovalle Porras, 2011). Sin embargo, el primer puente construido por el método de voladizos sucesivos es el Puente Juanambú, en el Valle (Cetina Verdugo & Ovalle Porras, 2011). El récord de luz en Colombia, para esta tipología, lo mantiene desde 2006 el Puente Guillermo Gaviria Correa, que comunica los municipios colombianos de Barrancabermeja (Santander) y Yondó (Antioquia). Cuenta con una longitud total de 920 metros, con una luz central de 200 metros (Perdomo, 2011). En la Figura 3, se detalla el Puente Guillermo Gaviria Correa durante su etapa de construcción.



*Figura 3.* Puente Guillermo Gaviria Correa durante construcción. Tomado de (León & Suárez, 2007)

El comportamiento estructural de los puentes de sección viga cajón ha sido objeto de estudio desde hace algún tiempo. En diferentes casos de estudio a nivel global, se obtuvieron valores de deflexiones que fueron considerados como pequeños durante los primeros años de funcionamiento de las estructuras, ocasionados principalmente por variaciones en la contracción entre las losas

superior e inferior de la viga (Kristek et al., 2006), llevando esto a que los diseñadores realizaran curvas de predicción de deformaciones muy optimistas, ignorando algunos efectos que se hacen visibles después de varios años de servicio y que aceleran las deflexiones en los puentes con el tiempo (Kristek et al., 2006). El desconocimiento de las causas de dichas deflexiones ha podido llevar a tomar determinaciones erróneas para corregirlas, comprometiendo aún más la estabilidad estructural del puente (Tavera, 2017). Es por esto, que se ha hecho necesario obtener un método confiable para predecir estos efectos a largo plazo, especialmente para estructuras esbeltas de concreto presforzado.

Los efectos de la fluencia en el concreto fueron considerados por primera vez hacia 1905 (Cardona, Nigro, Sonzogni, & Storti, 2006). Sin embargo, fue años después cuando el tema comenzó a investigarse más a fondo, gracias a diversos aportes (Cardona et al., 2006). La consideración de estos efectos toma relevancia al tener en cuenta que las deflexiones debidas a efectos diferidos pueden alcanzar valores varias veces mayores que los que corresponden a las deformaciones instantáneas (Cardona et al., 2006). El efecto de retracción sufrido por el hormigón al secado consiste en una contracción volumétrica, como consecuencia del movimiento de la humedad dentro del material al existir gradiente de humedad relativa entre el medio ambiente y la estructura (Idiart, 2002). Por su parte, el flujo plástico se define como las deformaciones sufridas por un sólido cuando se ve sometido a estados tensionales constantes (Idiart, 2002). El flujo plástico depende del medio ambiente, es decir, se incrementa en la medida que la humedad relativa decrece, y también de la temperatura ambiente. Una temperatura elevada aumenta la deformación de la pasta de cemento y acelera el secado, y por lo tanto aumenta el flujo plástico (Sánchez Hernández, 2013).

Las pérdidas en el concreto presforzado, debidas a la fluencia y la retracción, son actualmente objeto de estudio por la ingeniería estructural, pues estos parámetros, si no se tienen en cuenta de manera adecuada, pueden llegar a causar grandes daños en los puentes. Las deformaciones debidas al flujo plástico y a la retracción suelen tener valores más grandes que las deformaciones elásticas en las estructuras de concreto, causando grandes deflexiones y grietas, hasta llegar a una posible falla por la inherente pérdida en el servicio, la durabilidad y la seguridad a largo plazo de las estructuras de concreto (Bazant & Panula, 1980).

En cuanto a los modelos predictivos del Creep y el Shrinkage, se determinó en 1980 (Bazant & Panula, 1980) un modelo que representó un método simplificado para la predicción de las características de estos efectos a largo plazo, con usos limitados de propiedades de materiales, pero con un ajuste de datos menos estrecho. Posteriormente, surgieron diversos modelos que pretendían predecir el comportamiento de las deflexiones a largo plazo como el CEB-FIP (Bazant & Panula, 1980), que ha tenido diferentes actualizaciones a lo largo de los años, contando también con otros como el B3, ACI o GL (Bazant, ASCE, Yu, & Li, 2012), entre otros.

### **1.1 Estudio en el puente koror babeldaob.**

Un caso que sirve como ejemplo, es el del puente que comunica las islas de Koror y Babeldaob, en la República de Palaos, en el que las deformaciones medidas tras 18 años de servicio del puente, superaban en gran medida a las que se habían obtenido por medio de los modelos predictivos durante su etapa de concepción y diseño. Según lo indicado en el modelo de la ACI, estas deformaciones debían ser de 0.30 metros (Bazant et al., 2012). Sin embargo, la deformación que en realidad se presentaba era de 1.39 metros, más 0.22 metros de deformación adicional causada

por la fluencia, logrando así una deformación total de 1.61 metros (Bazant et al., 2012). Para corregir estas deformaciones se aplicó a la estructura un postensado correctivo que acabó finalmente ocasionando el colapso del puente, como se muestra en la Figura 4, tras un retraso de 3 meses en las obras de recuperación (Bazant et al., 2012). Cuando fue abierto para el tráfico en abril de 1977, con 240.8 metros, fue el puente con mayor luz construido por el método de voladizos sucesivos en el mundo. Sin embargo, algunos años después, el puente comenzó a mostrar deflexiones mayores de lo que se había anticipado en el diseño (Tang, 2014).



*Figura 4.* Puente de Koror – Babeldaop tras colapsar. Tomado de (WJE Projects, n.d.)

Dos firmas de ingeniería que examinaron el puente llegaron a la misma conclusión: que el puente era estructuralmente seguro, y que las excesivas deflexiones eran causadas por un fenómeno inexplicable (Tang, 2014).

En mayo de 1989, la República de Palau, representada por el presidente Ngiratkel Etpison, acudió a la asistencia del gobierno de Japón en la investigación del Puente K-B con el objetivo de descubrir las causas específicas de la deformación en el centro de la luz y las consecuencias de estas.

Los objetivos del estudio, de acuerdo con los requerimientos del gobierno de Palau, el desarrollo del proyecto de investigación se dividió de la siguiente manera: (Japan International Cooperation Agency, 1990)

1. Examinar las causas de la deflexión en el centro de la luz.
2. Estimar futuros daños en caso de no hacer rehabilitación.

El estudio consistió en dos partes; uno realizado en el puente, y otro en Japón. En Palau, el estudio se realizó durante 14 días entre el 15 y el 28 de enero en las siguientes áreas.

1. Se estudiaron las elevaciones estructurales.
2. Se estudió la capacidad del concreto a compresión.
3. Se evaluó el daño.
4. Se estudió la degradación
5. Se llevó a cabo una prueba simplificada de carga movable.
6. Otros.

**1.1.1 Medición de la elevación del puente KB.** La elevación del puente fue medida en intervalos de 15 metros a lo largo de la línea central para determinar algún cambio en la elevación del puente entre la fecha de terminación y el momento del estudio (Japan International Cooperation Agency, 1990).

Las elevaciones en el centro de luz medidas fueron las siguientes:

Tabla 1.

*Elevaciones Puente KB*

Fecha	Elevación	Diferencia
Jul. 1977 (año de apertura)	20.45m (67.11ft)	0.86m (2.84 ft)
Nov. 1985	19.59m (64.27ft)	0.8m (0.25ft)
May. 1986	19.51m (64.02ft)	0.9m (0.30ft)
Ene. 1990	19.42m (63.72ft)	
TOTAL		1.03m (3.39 ft)

En el centro de la luz principal, se observaron grietas que eran visibles solo desde el interior del cajón, las cuales comenzaban desde la unión de la losa superior con el muro, terminando en el centro de la misma. Se propagaban en un ángulo de 45° en direcciones opuestas a los segmentos centrales, y tenían profundidades de entre 0.04” y 0.1” (Japan International Cooperation Agency, 1990).

Si ocurriera alguna pérdida de presfuerzo debido a la deformación plástica o a la relajación de contracción del 15%, la deformación elástica debería ser la siguiente:

$$64 \times 0.15 \approx 10\text{cm} \quad (\text{Ec. 1}) \quad (\text{Japan International Cooperation Agency, 1990})$$

El valor de la deformación plástica ocurrida desde la puesta en servicio del puente fue de 102cm.

El coeficiente de fluencia se calculó de la siguiente forma:

$$102 - 10/26 \approx 3.5 \quad (\text{Ec. 2}) \quad (\text{Japan International Cooperation Agency, 1990})$$

Dando una idea apropiada. Las posibles causas de esta conclusión fueron:

1. El coeficiente de fluencia en el aire normal es de 2.0, mientras que en el aire muy seco es de 3.0. Cuanto más suave se mezcle el concreto, mayor será este coeficiente.
2. El puente estaba ubicado en una región cálida, en la que el concreto puede secarse fácilmente.
3. Se detallaron varias juntas frías en la viga principal, en las extensiones laterales.

Por tanto, se determinó que era muy probable que se hubiese utilizado concreto blando mezclado con una relación “agua – cemento” más alta (Japan International Cooperation Agency, 1990).

El estudio realizado permitió determinar que la principal causa de las grandes deflexiones en el centro de la luz principal del puente corresponde a los efectos diferidos y al peso propio, mas no a las cargas aplicadas por el tráfico (Japan International Cooperation Agency, 1990).

Se realizaron cálculos para obtener los valores de las deformaciones teóricas, además del coeficiente de fluencia y el módulo de elasticidad del concreto (Japan International Cooperation Agency, 1990).

Los resultados obtenidos de estos últimos parámetros indicaron que los valores de las deformaciones teóricas continuaban aumentando con el tiempo, a pesar de que en los modelos predictivos se decía que las deformaciones por los efectos diferidos dejarían de ser tan grandes tras 10 años (Japan International Cooperation Agency, 1990).

Finalmente, el estudio determinó que la condición del puente no representaba un problema estructural, puesto que la deflexión no era causada por la desviación o rotación de la totalidad del puente, sino por la deformación progresiva por fluencia en la luz principal, y que, a pesar de que la deflexión en el puente aumentaba ligeramente, este era duradero y seguro en términos

estructurales con las condiciones del tráfico de la época y, por tanto, se consideró que no era necesaria una rehabilitación inmediata (Japan International Cooperation Agency, 1990).

Finalmente, el esquema de reparación contemplaba cambios en el sistema estructural, añadiendo una gran cantidad de esfuerzos de tensionamiento externos aplicados en el puente. Sin embargo, menos de 3 meses después de su reparación, en la tarde del 26 de septiembre de 1996, el puente finalmente colapsó (Tang, 2014).

## 1.2 Modelos considerados de creep y shrinkage

De todos los modelos considerados en el análisis del puente de Koror Babeldaop, el modelo con que se obtuvieron las menores desviaciones con respecto al valor medido en campo fue el modelo B3 planteado por Bazant, basado en la teoría de solidificación (Bazant et al., 2012).

Los parámetros de entrada de los modelos de predicción del creep y el shrinkage están divididos entre intrínsecos y extrínsecos. Para todos los modelos, los parámetros extrínsecos, los cuales incluyen factores ambientales, son los siguientes:

1. La edad al inicio del secado, tomada como  $t_c=7$  días, por ser el principal valor tomado como periodo de construcción, que varía entre 5 a 10 días.
2. La humedad del ambiente promedio de 0.7.
3. El espesor efectivo de la sección transversal, que es  $D = 2V/S$  (Ec. 3) (Bazant et al., 2012), siendo  $V$  el volumen y  $S$  el coeficiente de superficie.
4. La temperatura, únicamente para el modelo B3 extendido.

Los parámetros intrínsecos, los cuales reflejan la composición del concreto, varían para cada modelo. La formulación de los modelos ACI, CEB y GL fue impulsada por el deseo de simplicidad (Bazant et al., 2012).

Consecuentemente, el único parámetro intrínseco importante en estos modelos es el de la resistencia a la compresión estándar a los 28 días, mientras otros parámetros de mayor influencia como el contenido de cemento y la relación agua – cemento y de agregado – cemento no fueron tenidos en cuenta (Bazant et al., 2012). El modelo B3 fue especial debido a que contiene más de un parámetro de entrada intrínseca, tales como la resistencia del concreto a 28 días o la relación agua – cemento (Bazant & Baweja, 2001), introduciendo los principales aspectos de la composición del concreto y, si se desconocen, se pueden asumir como sus valores predeterminados recomendados.

Como ventaja, se pueden explorar rangos razonables de los parámetros de mezcla del concreto que son desconocidos, realizar el cálculo de respuesta estructural para varios conjuntos de valores plausibles de dichos factores, logrando obtener una imagen del posible rango de respuestas estructurales que se esperan (Bazant et al., 2012).

## 2. Metodología

### 2.1 Puente el tablazo

Dentro de las múltiples vías sustitutivas trazadas para el desarrollo del proyecto Hidroeléctrico Sogamoso, se encuentra el Puente El Tablazo, el cual hace parte de la vía secundaria (Vanguardia, 2014), que comunica al municipio de San Vicente de Chucuri con el resto del país. Tiene una longitud total de 558 metros lineales, que se dividen en dos luces centrales de 186 m cada una, y dos luces secundarias de 93 m cada una. El ancho del tablero del puente es de 10.55 m, de los cuales, 7.6 m corresponden al ancho de la calzada sobre el puente.

El puente, cuya sección longitudinal se aprecia en la Figura 5, se construyó utilizando el método de los voladizos sucesivos fundidos in situ, con secciones de dovelas de alturas variables entre 9 m sobre las pilas, y 3 m en los centros de luz. Las longitudes de dovela a lo largo del puente varían en función de la lejanía de estas con las pilas, teniendo las dovelas “cero” longitudes de 9.75 m, variando a partir de ahí a 3.75 m, 4.00 m, 4.50 m y 5.00 m.

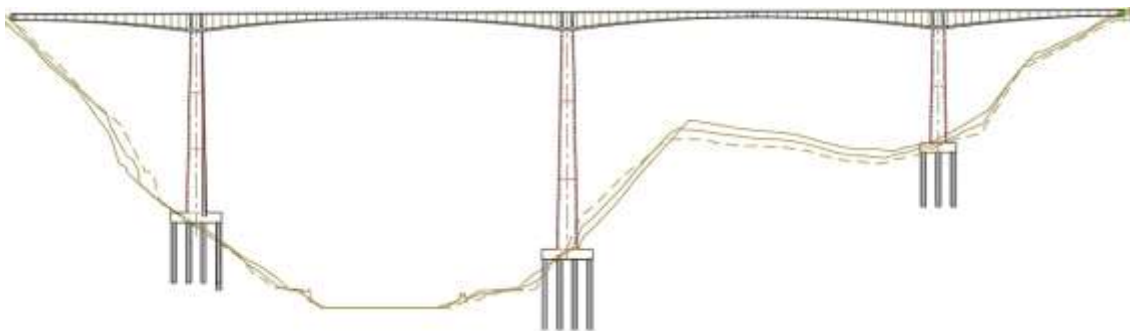


Figura 5. Vista longitudinal Puente El Tablazo. Adaptado de planos.

La superestructura del puente fue construida con concreto de 35 MPa presforzado de 19 mm de tamaño máximo de agregado, postensado por medio de un total de 72 cables de acero de presfuerzo A-416 grado 270 de baja relajación. El tensionamiento de los cables se realizó cuando el concreto de la dovela a tensionar alcanzó, mínimo, una resistencia de 28MPa, tras el cual se movía el carro de avance, que tenía un peso máximo de 60 toneladas. Se utilizaron torones con diámetro nominal de 5/8", conformados en grupos de 19 y 12 torones, colocados en ductos semirrígidos de diámetro interno de 0.11m y 0.08m respectivamente.

La estructura se encuentra cimentada sobre tres grupos de pilotes que soportan las cargas transmitidas por cada una de las pilas a las zapatas sobre las que se encuentran apoyadas.

De acuerdo con la información consignada en los planos de información general del puente, el abscisado del mismo inicia en la abscisa K15+359.75 (340msnm), siguiendo con las tres pilas ubicadas en las abscisas K15+451.250, K15+637.250 y K15+823.250, finalizando el trazado en la K15+915.125 (342.22msnm), con una pendiente positiva del 4% a lo largo del puente.

**2.1.1 Nivel de precisión utilizado.** Con base en estudios a diferentes puentes de esta tipología en Noruega (Takács, 2002), se ha podido establecer que la forma más sencilla y confiable de monitorear las deflexiones de la superestructura de un puente es midiendo la elevación de la losa por medio de métodos tradicionales de nivelación. Dichas mediciones no requieren instrumentación especial, pues pueden ser integradas fácilmente en el marco de inspección de puentes.

En estos estudios, se realizaron comparaciones entre los modelos B3 y CEB-FIP 1990 que permitieran encontrar una aproximación en la predicción de las deflexiones de la losa del puente debidas a los efectos dependientes del tiempo, encontrando que el CEB-FIP 1990 arrojó valores

más aproximados con respecto a las mediciones realizadas, con una concordancia tal que al comparar las deformaciones calculadas y medidas, el resultado fue satisfactorio, dado el alto grado de incertidumbre involucrado en la predicción teórica, con errores aproximados de 20% para creep y 35% para shrinkage (Takács, 2002).

Sin embargo, se requieren instrumentos de alta precisión, y es por esto que para el desarrollo de las actividades de medición del puente de estudio se utilizó el nivel digital EL302A, que permite mediciones de alturas con una precisión de 0.6 milímetros, y un rango de cobertura horizontal de hasta 105 m con lectura electrónica que consiste en una mira cuyas alturas están dadas por un código de barras, lo que le otorga una mayor precisión al aparato. Además de esto, permite guardar una base de datos de las mediciones que le permite procesar diferentes mediciones de manera independiente.

**2.1.2 Visitas al puente el tablado.** Se realizaron dos visitas al puente, en un intervalo de tiempo de cuatro (4) meses, en las que se realizaron levantamientos de altimetría en similares condiciones ambientales para buscar no alterar en gran medida los resultados que se obtuvieran de las mediciones, y así poder obtener una línea base en la medición de deflexiones sobre el tablero del puente, utilizando implementos de topografía de alta precisión. La primera visita se realizó el 31 de marzo de 2019, mientras que la segunda se dio el día 27 de julio de 2019, siendo realizadas ambas entre las 8:30 am y las 12:30 pm, para una duración total del proceso de 4 horas.

Las mediciones se realizaron en la mitad de cada una de las dovelas del puente, recorriendo los 558 m de longitud. Los datos de la topografía realizada se llevaron a una cartera en Excel, en la que se obtuvo la gráfica de cada uno de los puntos medidos, con su respectiva distancia. Los resultados obtenidos se observan en las tablas y gráficas de los **Anexos 1 al 4**.

**2.1.3 Modelado del puente.** El modelo del Puente El Tablazo se realizó mediante el software Midas Civil 2019 (v2.2), el cual realiza el análisis estructural a través del método de los elementos finitos (MEF).

Es un método de aproximación, que consiste fundamentalmente en dividir un miembro continuo en un número finito de partes o elementos, y cuyo comportamiento se encuentra especificado dentro de un número determinado de parámetros asociados a puntos característicos denominados “nodos”, que son la unión de cada elemento con el adyacente. Dicho lo anterior, se puede decir que la solución de un sistema se forma gracias al ensamblaje de los elementos (Frías Valero, 2004).

En el caso del software Midas, el modelo se basa en subdividir las componentes estructurales de la sección longitudinal del tablero del puente en un número finito de nodos y elementos tipo barra (frame), que tienen como función principal procesar, a partir de los parámetros de entrada del puente, la información para realizar las operaciones correspondientes y arrojar las soluciones requeridas para el proyecto.

El proceso de modelado comienza con la definición de los parámetros de entrada de la estructura a modelar, tales como la resistencia del concreto en la superestructura y pilas, el acero de presfuerzo con sus secciones transversales, y las propiedades de tensionamientos de cables, entre otros; teniendo en cuenta además las variaciones en las cargas debidas a las diferentes etapas constructivas del puente, todo en concordancia con la información brindada por los planos estructurales del puente.

Se crearon las propiedades del material, de 35MPa para el tablero, y de 28 MPa para las columnas, al igual que el acero de los tendones, como Grado 270 de baja relajación. Posteriormente se crearon las secciones transversales variables, entre la dovela sobre pila y la de cierre en el centro de cada luz, así como también la sección de las pilas.

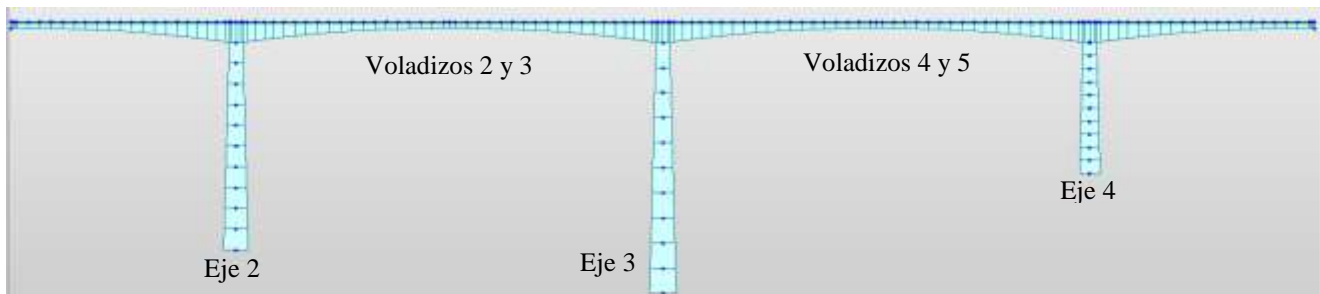
Definidos los anteriores parámetros, y definidas en el programa las etapas constructivas con cada una de sus duraciones, se procedió a generar una nube de puntos unidos por elementos tipo frame, a los cuales se les asignan las propiedades de materiales y secciones mencionadas anteriormente, para así poder ingresar la información de las coordenadas de la trayectoria de los cables, obteniendo la configuración geométrica que se detalla en la Figura 6.

Seguidamente, se asignan las cargas muertas sobreimpuestas correspondientes al pavimento, barandas y parapetos, cuyos valores calculados se pueden ver en el **Anexo 5**, además de las cargas presentes durante las etapas constructivas como el peso propio del concreto húmedo, el carro de avance y demás.

Finalmente, se dieron asignaciones al software de las condiciones de los efectos diferidos solicitados por el modelo ingresando los parámetros requeridos para el cálculo por medio del modelo CEB-FIP 1990. Para esto se asumió una humedad relativa del 80% tomada del mapa de humedades relativas medias anuales del IDEAM (IDEAM, 2016) que se puede detallar en el **Anexo 6**, ubicando el sitio donde se localiza el puente, y tomando los valores promedios de la humedad relativa de la zona, con lo cual se procedió a analizar los resultados.

De los resultados del modelo, se analizaron las deflexiones a largo plazo gracias a las curvas de creep y de shrinkage, sumadas a las cargas muertas aplicadas al puente mencionadas en el **Anexo 7**, en cada una de las etapas constructivas y a un tiempo igual a 27 años, encontrando que los valores de deflexiones más grandes se encontraron en los centros de luz, como se esperaba. El valor de deflexión máxima arrojado por los resultados del software fue de 0.72m en el centro de la luz entre los voladizos 4 y 5, es decir, entre los ejes 3 y 4. Además se evaluaron las deformaciones a un tiempo aproximadamente igual al tiempo de servicio del puente de estudio, es decir, 5 años, calculando, de la diferencia entre las deflexiones totales y las debidas a la carga

muerta, deflexiones máximas debidas a los efectos diferidos de 0.219m, cuyas tablas se presentan en el **Anexo 8**. De las mediciones en campo se obtuvieron deflexiones máximas calculadas, asumiendo un estado inicial del puente dado tras las pruebas de carga, de 0.17 m. La variación de los resultados del modelo con respecto a los resultados obtenidos en campo puede deberse a la falta de información en los planos estructurales en detalles como el módulo de elasticidad del concreto en cada una de las dovelas, así como los tiempos exactos de las etapas constructivas de cada una de ellas, valores que se ajustaron en el modelo de acuerdo con la información disponible. Las desviaciones totales a largo plazo calculadas por el modelo se compararon con los valores dados en el diseño. De la información de los planos se calculó una deflexión máxima esperada de 0.553m. Gráficamente, los resultados se detallan en las Figuras 7 y 8 y se encuentran en el **Anexo 7**.



*Figura 6.* Modelo del Puente El Tablazo en Midas Civil. Tomado del software.

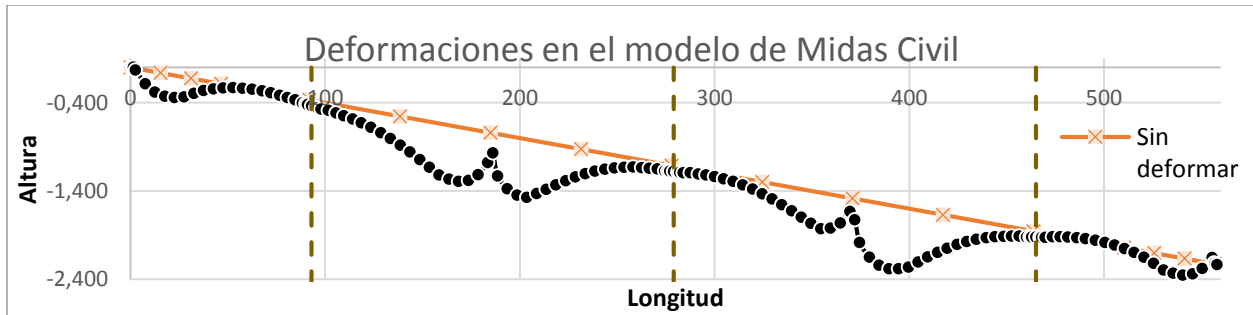


Figura 7. Diferencia de alturas en el modelo de Midas Civil

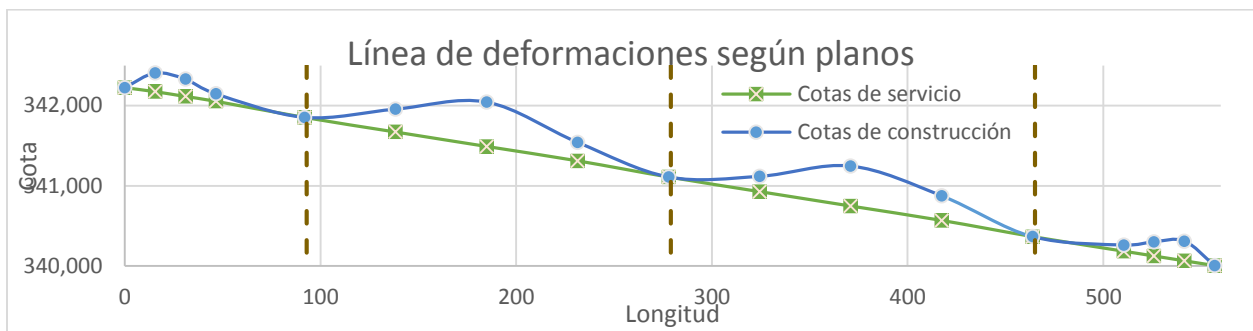


Figura 8. Diferencia de alturas entre cotas de servicio y cotas de construcción

### 2.1.3.1 Comparación de normas de diseño

**2.1.3.1.1 Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes 95.** El código de 1995 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Ministerio de Transporte, & Instituto Nacional de Vías, 1995) surge ante la necesidad de contar en el país con una norma que regulara el diseño y la construcción de los puentes en el país. Nace como una adaptación de la edición 15 de la norma de diseño de la AASHTO publicada en 1992 (Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, 1996), en la cual se dieron algunas disposiciones sobre la consideración de los efectos a largo plazo en el concreto presforzado, y se muestran a continuación.

- A.8.8.2.1.3 – Flujo plástico del concreto

Miembros postensados y pretensados

$$CR_c = 12f_{ctr} - 7f_{cds} \quad (Ec. 4)$$

Donde:

$F_{ctr}$ : esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza de presfuerzo y a la carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia. Debe calcularse en la sección o secciones de momento máximo. (En esta etapa, el esfuerzo inicial en el tendón se ha reducido por el acortamiento elástico del concreto y la relajación del acero durante la colocación y curado del concreto en elementos pretensados, o por el acortamiento elástico del concreto y la fricción del tendón para miembros postensados. Las reducciones debidas a estos factores en el esfuerzo inicial del tendón pueden estimarse o puede tomarse un esfuerzo reducido en el tendón de 0.63fpu para torones relevados de esfuerzo o 0.69fpu para torones de baja relajación en miembros típicos pretensados.

$F_{cds}$ : Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a todas las cargas muertas efectuando la carga muerta presente en el momento en que se aplica la fuerza de presfuerzo.

- A.8.8.2.1.4 – Relajación del acero de presfuerzo

Para miembros postensados:

$$CR_s = 1.400 - 0.3FR - 0.4ES - 0.2(SH + CR_c) \quad (Ec. 5)$$

FR: reducción en el esfuerzo por la pérdida por fricción en kg/cm<sup>2</sup> por debajo del nivel de 0.70fpu en el punto bajo consideración, calculado de acuerdo con A.8.8.1.

ES: Pérdidas por acortamiento elástico del concreto en kg/cm<sup>2</sup>

$$ES = \frac{0.5E_s f_{cir}}{E_{ci}} \quad (Ec. 6)$$

Es: Módulo de elasticidad del acero del tendón de presfuerzo. Se puede suponer 2.000.000 kg/cm<sup>2</sup>

Eci: Módulo de elasticidad del concreto en kg/cm<sup>2</sup> en el momento de la transferencia, que se puede calcular así:

$$E_{ci} = 0.14(W_c)^{1.5} \sqrt{f'_{ci}} \quad (Ec. 7)$$

SH: Pérdidas debidas a la retracción de fraguado del concreto, en kg/cm<sup>2</sup>

$$SH = 0.80(1190 - 10.5RH) \quad (Ec. 8)$$

RH: Humedad relativa media anual del ambiente, en porcentaje (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica et al., 1995).

**2.1.3.2 Aastho lrfd bridge design specifications.** En 2014, debido a la desactualización de la normativa vigente, se crea el Código de puentes de 2014 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2014), que nace como adaptación de la norma americana de diseño, el AASHTO bridge design specifications (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012), las cuales presentan algunas diferencias en la consideración de los efectos diferidos en los puentes, y se indican en las siguientes ecuaciones.

Las pérdidas de presfuerzo a largo plazo, método aproximado.

$$\Delta f_{pLt} = 10.0 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 12.0 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR} \quad (Ec. 9)$$

Donde:

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H \quad (Ec. 10)$$

$$\gamma_{st} = \frac{5}{(1 + f'_{ci})} \quad (Ec. 11)$$

$f_{pi}$ : Esfuerzo del acero de presfuerzo inmediatamente antes de la transferencia, en MPa.

H: Humedad relativa del ambiente promedio anual, en porcentaje.

$\gamma_h$ : Factor de corrección para la humedad relativa del ambiente.

$\gamma_{st}$ : Factor de corrección de la resistencia especificada del concreto en el instante de transferencia del presfuerzo al miembro de concreto.

$\Delta f_{pR}$ : Aproximación de la pérdida por relajación, tomada como 16MPa (2.4ksi) para torón de baja relajación, 69MPa (10ksi) para torón de tensión relajada, y de acuerdo con las recomendaciones del fabricante para otro tipo de torón en MPa.

$A_g$ : Área bruta de la sección, en mm<sup>2</sup>.

$A_{ps}$ : Área del acero de presfuerzo, en mm<sup>2</sup>. (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2012)

**2.1.3.3 Comparación de criterios de diseño.** Se puede detallar, con base en las ecuaciones de creep y shrinkage para las normas Código del 1995 y AASHTO-2012, diferencias marcadas en cuanto a los modelos tomados como referencia para calcular estas pérdidas, teniendo en cuenta los factores de corrección de la humedad relativa media anual que aparecen en el código AASHTO LRFD 2012. Se encuentran también factores de corrección correspondientes a la resistencia del concreto en el instante de la transferencia del presfuerzo al miembro de concreto, parámetros que no son tenidos en cuenta en el Código del 1995.

Sin embargo, debido a la gran incertidumbre que existió durante la creación del Código de Puentes del 95, debida a la aparición a finales de 1994 de la norma “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”, se especificó que el diseñador podría elegir entre los criterios de esta norma, u optar, según considerara necesario, las especificaciones LRFD dadas por la AASHTO (Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, 1996), se realizó la comparación entre las

normas AASHTO con respecto al modelo CEB-FIP 1990, asumiendo este como el modelo utilizado para los efectos diferidos.

Se encontró que en el código de diseño de la AASHTO LRFD 2012 se asignaron factores que afectan el valor de los coeficientes de creep y shrinkage, siendo estos mayores en la medida que se actualizan los códigos. Los resultados de la comparación de los dos modelos se muestran en la Figura 9.

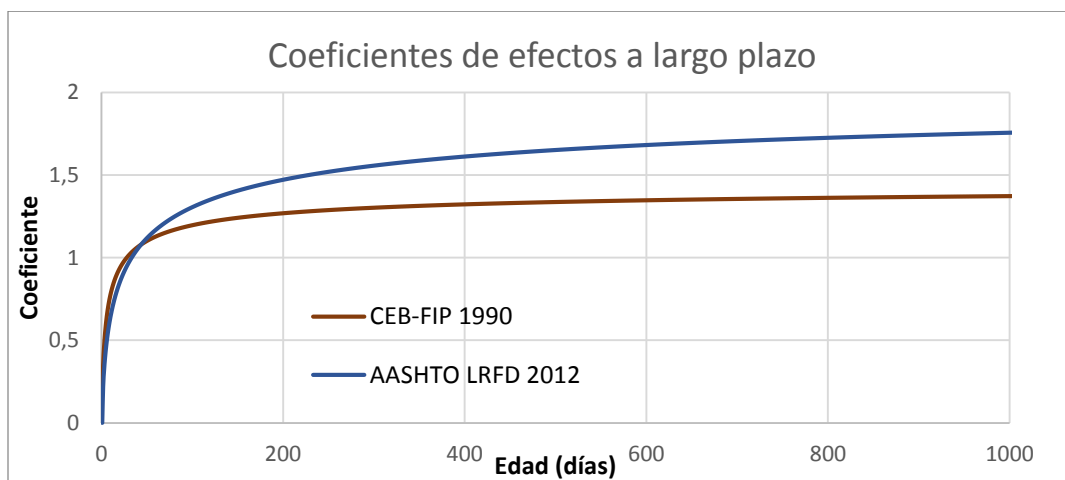


Figura 9. Comparativo de efectos diferidos

## 2.2. Propuesta de protocolo de medición de deflexiones

Para el estudio del Puente El Tablazo, no se cuenta actualmente con una base de datos de control de deflexiones, lo cual dificulta llevar una línea de control clara, pudiendo llevar a algún grado de incertidumbre. Sin embargo, es importante establecer un protocolo que permita llevar a cabo un monitoreo permanente de las deformaciones en el puente debidas a los efectos a largo plazo que actúan sobre él. Dado que los puntos de referencia en las etapas de construcción se encuentran principalmente sobre el eje central del tablero del puente, y teniendo en cuenta que estos puntos

actualmente se encuentran cubiertos por la capa de asfalto, se deben realizar las mediciones en la zona peatonal del puente, donde se encuentra el concreto de fundición expuesto a las condiciones ambientales de la zona a lo largo de toda su vida de servicio, ofreciendo mayor confiabilidad en los resultados de las mediciones de deformaciones.

De acuerdo con la información contenida en los resultados de las pruebas de carga realizadas al puente, se puede afirmar que las deflexiones en el eje central del cajón del puente son muy similares a las medidas en los puntos de control ubicados en zona peatonal y de parapetos. A partir de la información anterior, se propone el siguiente protocolo de mediciones.

Tabla 2.

*Protocolo de mediciones Puente El Tablazo*

<b>1</b>	<b>Consultar información preliminar del puente en planos As – Built.</b>
2	Establecer un punto de referencia fuera del puente. <sup>1</sup>
3	Verificar condiciones del puente antes de iniciar el proceso de medición. <sup>2</sup>
4	Ubicar zonas del puente en las que se encuentre el concreto de fundición. <sup>3</sup>
5	Identificar y demarcar los puntos de control para la medición.
6	Por medio de nivelación tradicional, realizar la medición de la línea base del tablero del puente. <sup>4</sup>
7	Registrar la información obtenida en las respectivas carteras de campo.
8	Replicar el proceso de medición con una frecuencia anual. <sup>5</sup>
<b>Observaciones</b>	<sup>1</sup> . Procurar que el punto se encuentre en un lugar estático, no susceptible a las deflexiones en el puente, para evitar desviaciones en la medición.
	<sup>2</sup> . Realizar inspección visual previa de las condiciones tanto ambientales como estructurales (grietas, condiciones de apoyo, etc.) en que se encuentra el puente al momento de la medición.
	<sup>3</sup> . Si la losa superior del tablero del puente se encuentra totalmente cubierta por la capa asfáltica, se deberán realizar las mediciones en zona de parapetos o zonas donde se encuentre el concreto fundido.

---

<sup>4</sup>. Para mayor precisión en los datos, se sugiere tener en cuenta los puntos de control estudiados en las pruebas de carga.

<sup>5</sup>: Si las deflexiones son grandes, reducir el rango de medición según convenga

\* Se sugiere ubicar los puntos de control en el centro geométrico de cada dovela.

\* Se recomienda realizar cada medición bajo condiciones ambientales similares.

\* Dado que las deflexiones esperadas son del orden del milímetro, se requiere utilizar instrumentos de medición que tengan una precisión inferior a 1mm.

\* Para tener información más precisa de manera óptima, el número mínimo de puntos a tomar para cada luz del puente debe cumplir la relación  $L/4.5$  aproximando el valor al entero superior.

---

### 3. Conclusiones

Se realizó la revisión de los criterios para los efectos diferidos del CCP-95 y de la norma AASHTO LRFD 2012, encontrando que se añadieron factores de corrección que afectan la humedad relativa y la resistencia del concreto a la compresión. Sin embargo, desconociendo los criterios de diseño utilizados en el Puente El Tablazo, se asumió que el modelo para efectos diferidos fue el CEB-FIP 1990, que al evaluarlo con el AASHTO 2012 se encontraron variaciones de aproximadamente 0.19 unidades en los valores del coeficiente de efectos diferidos, pero que estas variaciones se encuentran en el sector asintótico de la curva.

Al no contar con una base de datos sólida del control de las deformaciones en el puente desde su etapa de construcción, ni desde el inicio de su vida de servicio, la integración de los datos para un control futuro de estos efectos en el puente, puede llevar a desviaciones que deberán ser tenidas en cuenta en futuras investigaciones

Del análisis de deflexiones en el tablero debidas a efectos diferidos a un tiempo igual a 5 años, se calculó una deflexión máxima de 0.21 m. Asumiendo los resultados de la prueba de carga como el estado inicial del puente, las deflexiones medidas en campo en el tiempo de servicio son de 0.17 m, presentando una desviación de 4 cm en los resultados debida a algunas consideraciones tomadas en el modelo por falta de información en los planos. Lo anterior permite afirmar que el puente cumple con los criterios de la normativa vigente en el país en cuanto a la consideración de los efectos a largo plazo. Es por esto, que en el protocolo de mediciones se propone realizar con frecuencia anual.

Del modelo del puente en Midas Civil se obtuvo una deformación máxima de 0,720771 m entre el estado inicial del puente a un tiempo de 27 años. El comparativo entre las cotas de servicio y de construcción de los diseños del puente, arrojaron una desviación esperada de 0.553 m, inferior al valor mencionado. Por tanto, se puede afirmar que las deformaciones actuales en el puente se encuentran dentro de los rangos admisibles para los efectos a largo plazo.

#### **4. Recomendaciones**

El protocolo de medición de deformaciones a largo plazo propuesto en el presente proyecto de investigación, es aplicable para puentes viga cajón construidos por el método de voladizos sucesivos fundidos “in situ”. Si se pretende utilizar para otras tipologías de puentes, se deberán realizar estudios de viabilidad que se encuentran fuera del alcance de este proyecto.

### Referencias Bibliográficas

- American Association of State Highway and Transportation Officials. *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*. , (2012).
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Sección 5: Estructuras De Concreto. , Norma Colombiana de Diseño de Puentes § (2014).
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Ministerio de Transporte, & Instituto Nacional de Vías. *CODIGO COLOMBIANO DE DISEÑO SISMICO DE PUENTES*. , (1995).
- Bazant, Z. P., ASCE, H. M., Yu, Q., & Li, G.-H. (2012). Excessive Long-Time Deflections of Prestressed Box Girders. I: Record-Span Bridge in Palau and Other Paradigms. *Journal of Structural Engineering*, 1, 21. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X)
- Bazant, Z. P., & Baweja, S. (2001). Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures: model B3. *Materiaux et Constructions*, (180), 77.
- Bazant, Z. P., & Panula, L. (1980). Creep and Shrinkage Characterisation for Analyzing Prestressed Concrete Structures. *PCI Journal*, 86–122. <https://doi.org/10.15554/pcij.05011980.86.122>
- Cardona, A., Nigro, N., Sonzogni, V., & Storti, M. (2006). Fluencia básica del hormigón, factores que intervienen –estado del arte y modelos de predicción en el rango no lineal. *Asociación Argentina de Mecánica Computacional*, XXV, 315–328.
- Cetina Verdugo, D. F., & Ovalle Porras, N. E. (2011). *EVALUACION DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE CONSTRUIDO POR VOLADIZOS SUCESIVOS* (UIS Ingenierías). Retrieved from <https://docplayer.es/39896024-Evaluacion-del-proceso-constructivo-en-el-comportamiento-estructural-de-un-puente-construido-por-voladizos-sucesivos-diego-fernando-cetina-berdugo.html>



- Miranda Dos Santos, D. (2006). *COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PONTES COM PROTENSÃO NO EXTRADORSO*. Escuela Politecnica Universidad de Sao Paulo.
- Perdomo, M. G. (2011). *Estudio Comparativo De Puentes Construidos Por Voladizos Sucesivos*. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Sagara, A., & Pane, I. (2015). A study on effects of creep and shrinkage in high strength concrete bridges. *Procedia Engineering*, 1087–1093. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.11.089>
- Sánchez Hernández, G. (2013). *COMPARACIÓN DE DEFORMACIONES ANALÍTICAS Y EXPERIMENTALES POR FLUJO PLÁSTICO Y CONTRACCIÓN DE LA PILA DE UN PUENTE*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Takács, P. F. (2002). *Deformations in Concrete Cantilever Bridges : Observations and Theoretical Modelling* (The Norwegian University of Science and Technology). Retrieved from <http://ntnu.diva-portal.org/smash/record.jsf?pid=diva2:121731>
- Tang, M.-C. (2014). *The Story of the Koror Bridge* (Internatio). Zürich: IABSE.
- Tavera, D. P. (2017). *Propuesta de investigación para el estudio de las patologías, técnicas de reforzamiento, reparación y rehabilitación de puentes en concreto construidos por el método de los voladizos sucesivos para grandes luces para grandes luces en Colombia: estado del*. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga.
- Vanguardia. (2014). Tras casi un siglo, hay nueva vía de Bucaramanga a San Vicente | Vanguardia.com. Retrieved June 17, 2019, from <https://www.vanguardia.com/economia/local/tras-casi-un-siglo-hay-nueva-via-de-bucaramanga-a-san-vicente-IFVL266349>
- WJE Projects. (n.d.). Koror-Babeldaob Bridge. Retrieved from <https://www.wje.com/projects/detail/koror-babeldaob-bridge>
- Yepes Piqueras, V. (2017). Introducción a la técnica de construcción de puentes por voladizos sucesivos. Retrieved from <https://victoryepes.blogs.upv.es/2017/09/28/voladizos-sucesivos/>

**Apéndices**

**Apéndice A- Cartera de campo de nivelación en el tablero del puente el tablazo. primera medición.**

Se realizaron dos visitas al puente con el objetivo de obtener las respectivas curvas de deflexiones en el tablero, por medio de nivelación tradicional. Los resultados obtenidos y sus respectivas gráficas se pueden apreciar en los anexos 1 y 2. Los resultados presentados son propiedad del grupo de investigación INME.

Fecha: 31/03/2019  
 Hora inicio: 8:30  
 Hora finalización: 12:30  
 Cota referencia: 342.24

**Tabla 3. Cartera de campo, primera medición en el Puente El Tablazo**

No	Vista atrás	V. Intermedia	V. Adelante	Cota Aparato	Cota terreno	Error Vertical	Distancia Hz	Absc. Aparato	Abscisa	Longitud	Observaciones
1	1.35671			343.59671	<b>342.24</b>	0.00036	2.388		2.388		T4
2		1.31534			342.28	0.00015	2.516		2.516		Punto antes de estribo
4		1.37388			342.22	0.00059	5.853		5.853	0.00	Primer punto del puente
5		1.39428			342.20	0.00137	9.609		9.609	3.76	
6		1.42026			342.18	0.0045	14.608		14.608	8.76	
7		1.44573			342.15	0.00155	19.619		19.619	13.77	
8		1.48019			342.12	0.00048	24.625		24.625	18.77	
9		1.49119			342.11	0.00095	29.608		29.608	23.76	
10		1.49951			342.10	0.00144	34.663		34.663	28.81	
11		1.49399			342.10	0.00309	35.494		35.494	29.64	Tuerca en concreto
12		1.51308			342.08	0.00119	39.639		39.639	33.79	
13		1.53532			342.06	0.00062	44.597		44.597	38.74	
14		1.5689			342.03	0.00346	49.626		49.626	43.77	
15		1.56723			342.03	0.00251	54.588		54.588	48.74	
16		1.61538			341.98	0.00265	59.646		59.646	53.79	
18		1.6221			341.97	0.00349	64.623		64.623	58.77	
19		1.65816			341.94	0.00256	69.568		69.568	63.72	

No	Vista atrás	V. Intermedia	V. Adelante	Cota Aparato	Cota terreno	Error Vertical	Distancia Hz	Absc. Aparato	Abscisa	Longitud	Observaciones
20		1.68613			341.91	0.00124	74.383		74.383	68.53	
21		1.69966			341.90	0.00083	78.911		78.911	73.06	
22		1.71349			341.88	0.00081	83.026		83.026	77.17	
23		1.74166			341.86	0.00314	90.406		90.406	84.55	
24			1.79929		341.80	0.00225	97.396		97.396	91.54	
25	1.40217			343.19959	<b>341.80</b>	0.00014	3.076	100.472	<b>100.472</b>	94.62	
26		1.41939			341.78	0.00015	3.43		103.902	98.05	
27		1.4572			341.74	0.00041	7.298		107.77	101.92	
28		1.45407			341.75	0.00052	11.275		111.747	105.89	
30		1.51293			341.69	0.00116	20.05		120.522	114.67	
31		1.5359			341.66	0.00142	24.739		125.211	119.36	
32		1.57634			341.62	0.00192	29.787		130.259	124.41	
33		1.60012			341.60	0.00256	34.847		135.319	129.47	
34		1.6252			341.57	0.00183	39.812		140.284	134.43	
35		1.666			341.53	0.00184	43.255		143.727	137.87	P18
36		1.66471			341.53	0.00246	44.824		145.296	139.44	
37		1.69114			341.51	0.00245	49.784		150.256	144.40	
38		1.71661			341.48	0.00092	54.813		155.285	149.43	
39		1.73957			341.46	0.00202	59.77		160.242	154.39	
40		1.7317			341.47	0.00164	64.785		165.257	159.40	
41		1.73434			341.47	0.00173	69.803		170.275	164.42	
42		1.75172			341.45	0.00238	74.494		174.966	169.11	
43		1.77114			341.43	0.00152	79.737		180.209	174.36	
44		1.78148			341.42	0.00131	84.699		185.171	179.32	Punto y P17
46		1.79212			341.41	0.0009	94.753		195.225	189.37	
47			1.80943		341.39	0.00036	99.389		199.861	194.01	
49	1.40709			342.79725	<b>341.39</b>	0.0007	2.302	202.163	<b>202.163</b>	196.31	
50		1.42334			341.37	0.00011	2.614		204.777	198.92	
51		1.44986			341.35	0.00032	7.644		209.807	203.95	
52		1.47945			341.32	0.00071	12.593		214.756	208.90	
53		1.49433			341.30	0.00063	17.705		219.868	214.02	
54		1.52393			341.27	0.00069	22.641		224.804	218.95	
55		1.50297			341.29	0.00048	27.655		229.818	223.97	
56		1.53572			341.26	0.00187	32.674		234.837	228.98	
57		1.54305			341.25	0.00151	37.674		239.837	233.98	
58		1.54614			341.25	0.00209	42.632		244.795	238.94	
59		1.57334			341.22	0.00117	47.636		249.799	243.95	
60		1.5877			341.21	0.00217	52.431		254.594	248.74	
61		1.61528			341.18	0.00126	57.29		259.453	253.60	
62		1.62159			341.18	0.0029	61.716		263.879	258.03	
63		1.64366			341.15	0.00176	66.019		268.182	262.33	
64		1.6483			341.15	0.00263	69.995		272.158	266.31	
65		1.67963			341.12	0.00089	73.91		276.073	270.22	
66		1.73403			341.06	0.00106	80.305		282.468	276.62	
67		1.73935			341.06	0.00185	87.157		289.32	283.47	
68		1.78026			341.02	0.00166	90.999		293.162	287.31	
69			1.78967		341.01	0.00071	94.842		297.005	291.15	

No	Vista atrás	V. Intermedia	V. Adelante	Cota Aparato	Cota terreno	Error Vertical	Distancia Hz	Absc. Aparato	Abscisa	Longitud	Observaciones
70	1.4723			342.47988	<b>341.01</b>	0.00008	1.916	298.921	<b>298.921</b>	293.07	
71		1.48145			341.00	0.00006	2.189		301.11	295.26	
72		1.50949			340.97	0.00026	6.75		305.671	299.82	
73		1.52755			340.95	0.00051	11.475		310.396	304.54	
74		1.56647			340.91	0.00091	16.453		315.374	309.52	
75		1.59938			340.88	0.00085	21.523		320.444	314.59	
76		1.6209			340.86	0.00111	26.501		325.422	319.57	
77		1.62802			340.85	0.00146	29.994		328.915	323.06	P12
78		1.63832			340.84	0.00086	31.467		330.388	324.54	
79		1.6738			340.81	0.00232	36.546		335.467	329.61	
80		1.71427			340.77	0.00125	41.495		340.416	334.56	
81		1.72484			340.76	0.0019	46.423		345.344	339.49	
82		1.75744			340.72	0.00134	51.543		350.464	344.61	
83		1.74896			340.73	0.00227	56.479		355.4	349.55	
84		1.74719			340.73	0.00187	61.518		360.439	354.59	
85		1.78527			340.69	0.00092	66.369		365.29	359.44	
86		1.80015			340.68	0.00155	71.488		370.409	364.56	
87		1.8056			340.67	0.00194	76.44		375.361	369.51	Punto y P11
88		1.84249			340.64	0.00267	81.374		380.295	374.44	
89		1.88124			340.60	0.0022	86.446		385.367	379.51	
90		1.92308			340.56	0.00021	91.234		390.155	384.30	
91			1.95248		340.53	0.0018	96.41		395.331	389.48	
92	1.40606			341.93346	<b>340.53</b>	0.00008	2.455	397.786	<b>397.786</b>	391.93	
93		1.43401			340.50	0.00007	2.436		400.222	394.37	
94		1.46561			340.47	0.00022	7.425		405.211	399.36	
95		1.49174			340.44	0.00035	12.479		410.265	404.41	
96		1.50384			340.43	0.00051	17.464		415.25	409.40	
97		1.51721			340.42	0.00055	22.481		420.267	414.41	
98		1.52761			340.41	0.00084	27.462		425.248	419.40	
99		1.54666			340.39	0.00108	32.487		430.273	424.42	
100		1.55584			340.38	0.00098	37.494		435.28	429.43	
101		1.54065			340.39	0.00063	42.462		440.248	434.40	
102		1.56659			340.37	0.00035	47.199		444.985	439.13	
103		1.5875			340.35	0.00167	51.67		449.456	443.60	
104		1.58705			340.35	0.00154	56.034		453.82	447.97	
105		1.60128			340.33	0.00245	59.949		457.735	451.88	
106		1.60694			340.33	0.0001	63.888		461.674	455.82	Carro estacionado
107		1.64629			340.29	0.00235	70.433		468.219	462.37	Carro estacionado
108		1.62948			340.30	0.00126	77.005		474.791	468.94	Carro estacionado
109		1.63634			340.30	0.00177	80.777		478.563	472.71	Carro estacionado
110		1.63948			340.29	0.00004	84.794		482.58	476.73	Carro estacionado
111		1.65542			340.28	0.00192	88.952		486.738	480.89	Carro estacionado
112		1.66683			340.27	0.00142	93.515		491.301	485.45	
113			1.67192		340.26	0.00209	98.29		496.076	490.22	
114	1.41246			341.674	<b>340.26</b>	0.00006	2.313	498.389	<b>498.389</b>	492.54	
115		1.44079			340.23	0.00011	2.587		500.976	495.12	
116		1.44308			340.23	0.0004	7.576		505.965	500.11	

No	Vista atrás	V. Intermedia	V. Adelante	Cota Aparato	Cota terreno	Error Vertical	Distancia Hz	Absc. Aparato	Abscisa	Longitud	Observaciones
117		1.44119			340.23	0.00027	12.564		510.953	505.10	
118		1.4719			340.20	0.00053	16.213		514.602	508.75	P6
119		1.47239			340.20	0.00045	17.618		516.007	510.15	
120		1.49285			340.18	0.00221	22.62		521.009	515.16	
121		1.50904			340.16	0.00091	27.615		526.004	520.15	
122		1.51106			340.16	0.00318	31.217		529.606	523.75	P5
123		1.53043			340.14	0.00215	32.603		530.992	525.14	
124		1.57028			340.10	0.00156	37.654		536.043	530.19	
125		1.61168			340.06	0.0007	42.577		540.966	535.11	
126		1.61231			340.06	0.00112	46.977		545.366	539.51	P4
127		1.62512			340.05	0.00107	47.576		545.965	540.11	
128		1.64842			340.03	0.00255	52.53		550.919	545.07	
129		1.67416			340.00	0.00184	57.588		555.977	550.12	
130		1.66138			340.01	0.0015	61.354		559.743	553.89	
131		1.64958			340.02	0.00172	62.616		561.005	555.15	Final puente
132			1.70457		339.97	0.00254	64.732		563.121		BS-145 Ref fuera del puente
133	1.42411			341.39354	<b>339.97</b>	0.00017	4.2512	567.3722	<b>567.3722</b>		
134		1.20251			340.19	0.00033	3.507		570.8792		Puntilla sobre canaleta
135		1.34186			340.05	0.00062	14.326		581.6982		L340 sobre vía

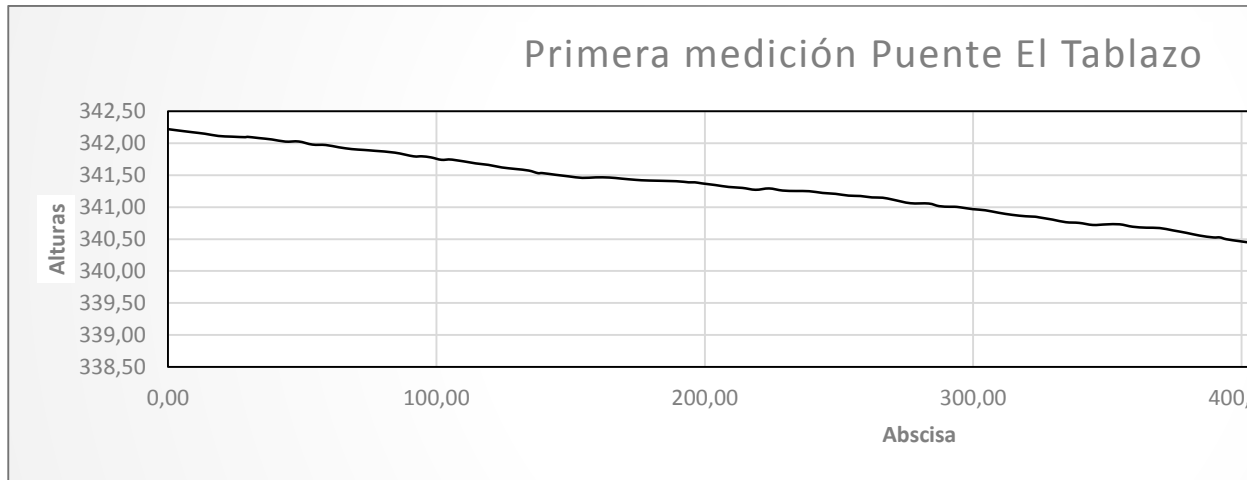


Figura 10. Línea base primera medición del Puente El Tablazo.

**Apéndice B. Cartera de campo de nivelación en el puente el tablazo. segunda medición.**

Fecha: 27/07/2019  
 Hora inicio: 8:30  
 Hora finalización: 12:30  
 Cota referencia: 342.2

**Tabla 4. Cartera de campo, segunda medición en el Puente El Tablazo**

No	Vista atrás	V. Intermedia	V. Adelante	Cota Aparato	Cota terreno	Error Vertical	Distancia Hz	Absc. Aparato	Abscisa	Longitud	Observaciones
1	1.27829			343.47829	<b>342.20</b>	0.00010	2.567		2.567		T4
2		1.23744			342.24	0.00006	2.318		2.318		Asfalto Δ y puntilla en asfalto
4		1.24234			342.24	0.00014	3.406		3.406		Tornillo sobre estr. BS-129
5		1.26164			342.22	0.00015	4.411		4.411	0.00	Inicio del puente
6		1.29686			342.18	0.00022	5.717		5.717	1.31	
7		1.31707			342.16	0.00082	9.472		9.472	5.06	
8		1.34146			342.14	0.00081	14.466		14.466	10.06	
9		1.37127			342.11	0.00077	19.469		19.469	15.06	Carro pasando
10			1.36511		342.11	0.00115	19.853		19.853	15.44	Puntilla en el conc. Más alta
11	1.21036			343.32354		0.00109	22.135	41.988			Puntilla en el conc. Más alta
12		1.24793			342.08	0.00071	17.5		24.488	20.08	
13		1.26252			342.06	0.00066	12.501		29.487	25.08	
14		1.26750			342.06	0.00070	7.442		34.546	30.14	
15		1.26706			342.06	0.00031	6.615		35.373	30.96	Tornillo en concreto
16		1.28007			342.04	0.00008	2.48		39.508	35.10	
18		1.30385			342.02	0.00025	2.464		44.452	40.04	
19		1.34291			341.98	0.00025	7.513		49.501	45.09	
20		1.35042			341.97	0.00039	11.848		53.836	49.43	Tornillo en concreto
21		1.33917			341.98	0.00090	15.497		57.485	53.07	
22		1.37398			341.95	0.00090	20.496		62.484	58.07	
23			1.38921		341.93	0.00121	25.506		67.494	63.08	
24	1.17685			343.11118		0.00073	20.499	87.993			
25		1.20211			341.91	0.00085	15.55		72.443	68.03	
26		1.22678			341.88	0.00059	10.714		77.279	72.87	
27		1.25355			341.86	0.00026	6.265		81.728	77.32	
28		1.26644			341.84	0.00015	1.993		86	81.59	
30		1.29065			341.82	0.00018	1.875		89.868	85.46	
31		1.29977			341.81	0.00036	5.827		93.82	89.41	
32		1.34556			341.77	0.00066	12.435		100.428	96.02	
33		1.36354			341.75	0.00089	19.047		107.04	102.63	
34		1.40204			341.71	0.00077	22.896		110.889	106.48	

No	Vista atrás	V. Intermedia	V. Adelante	Cota Aparato	Cota terreno	Error Vertical	Distancia Hz	Absc. Aparato	Abscisa	Longitud	Observaciones
35		1.39799			341.71	0.00069	26.891		114.884	110.47	
36		1.43513			341.68	0.00081	31.079		119.072	114.66	
37			1.45697		341.65	0.00120	35.638		123.631	119.22	
38	1.15537			342.80958		0.00084	22.507	146.138			
39		1.19488			341.61	0.00061	17.458		128.68	124.27	
40		1.21871			341.59	0.00042	12.4		133.738	129.33	
41		1.24681			341.56	0.00020	7.455		138.683	134.27	
42		1.28765			341.52	0.00031	3.983		142.155	137.74	P-18
43		1.28790			341.52	0.00012	2.406		143.732	139.32	
44		1.31358			341.50	0.00027	2.517		148.655	144.24	
46		1.33996			341.47	0.00074	7.548		153.686	149.28	
47		1.36138			341.45	0.00064	12.535		158.673	154.26	
49		1.35348			341.46	0.00078	17.548		163.686	159.28	
50		1.35254			341.46	0.00066	22.545		168.683	164.27	
51		1.37900			341.43	0.00088	27.501		173.639	169.23	
52			1.39540		341.41	0.00091	32.517		178.655	174.24	
53	1.21539			342.62957		0.00062	22.513	201.168			
54		1.22472			341.40	0.00099	17.571		183.597	179.19	
55		1.23567			341.39	0.00046	12.595		188.573	184.16	
56		1.24037			341.39	0.00036	7.533		193.635	189.22	
57		1.25999			341.37	0.00019	2.506		198.662	194.25	
58		1.27694			341.35	0.00013	2.409		203.577	199.17	
59		1.30189			341.33	0.00047	7.501		208.669	204.26	
60		1.33214			341.30	0.00034	12.422		213.59	209.18	
61		1.34611			341.28	0.00047	17.524		218.692	214.28	
62		1.37586			341.25	0.00022	22.473		223.641	219.23	
63		1.35498			341.27	0.00059	27.48		228.648	224.24	
64		1.38621			341.24	0.00081	32.52		233.688	229.28	
65			1.37864		341.25	0.00105	33.855		235.023	230.61	Puntilla (batería)
66	1.18889			342.43982		0.00103	21.025	256.048			Puntilla
67		1.20457			341.24	0.00077	16.469		239.579	235.17	
68		1.20589			341.23	0.00080	11.492		244.556	240.15	
69		1.23356			341.21	0.00064	6.466		249.582	245.17	
70		1.25084			341.19	0.00026	1.48		254.568	250.16	
71		1.27454			341.17	0.00012	2.227		258.275	253.86	
72		1.28246			341.16	0.00076	6.746		262.794	258.38	
73			1.30350		341.14	0.00041	12.998		269.046	264.64	
74	1.15933			342.29565		0.00075	22.862	291.908			
75		1.19452			341.10	0.00050	17.992		273.916	269.51	
76		1.21023			341.09	0.00096	14.679		277.229	272.82	Puntilla
77		1.25170			341.04	0.00048	11.42		280.488	276.08	
78		1.25386			341.04	0.00032	4.807		287.101	282.69	
79		1.28683			341.01	0.00021	1.904		290.004	285.59	
80		1.30162			340.99	0.00031	1.97		293.878	289.47	
81		1.31078			340.98	0.00083	6.22		298.128	293.72	
82		1.33997			340.96	0.00049	10.751		302.659	298.25	
83		1.35811			340.94	0.00095	15.485		307.393	302.98	

No	Vista atrás	V. Intermedia	V. Adelante	Cota Aparato	Cota terreno	Error Vertical	Distancia Hz	Absc. Aparato	Abscisa	Longitud	Observaciones
84			1.39679		340.90	0.00104	20.463		312.371	307.96	
85	1.22255			342.12141		0.00079	17.682	330.053			
86		1.25525			340.87	0.00068	12.586		317.467	313.06	
87		1.27860			340.84	0.00055	7.625		322.428	318.02	
88		1.28520			340.84	0.00043	3.096		326.957	322.55	P-12
89		1.29670			340.82	0.00043	1.621		328.432	324.02	
90		1.33308			340.79	0.00033	2.398		332.451	328.04	
91		1.37431			340.75	0.00092	7.346		337.399	332.99	
92		1.38552			340.74	0.00048	12.257		342.31	337.90	
93		1.41802			340.70	0.00084	17.396		347.449	343.04	
94			1.41150		340.71	0.00100	22.364		352.417	348.01	
95	1.23318			341.94309		0.00095	22.407	374.824			
96		1.22751			340.72	0.00056	17.396		357.428	353.02	
97		1.26856			340.67	0.00054	12.502		362.322	357.91	
98		1.28474			340.66	0.00052	7.468		367.356	362.95	
99		1.29042			340.65	0.00016	2.458		372.366	367.96	Punto y P-11
100		1.32683			340.62	0.00006	2.573		377.397	372.99	
101		1.36345			340.58	0.00020	7.518		382.342	377.93	
102		1.40906			340.53	0.00063	12.519		387.343	382.93	
103		1.43666			340.51	0.00045	17.477		392.301	387.89	
104		1.46414			340.48	0.00047	22.455		397.279	392.87	
105		1.49578			340.45	0.00036	27.442		402.266	397.86	
106		1.52380			340.42	0.00077	32.494		407.318	402.91	
107			1.53197		340.41	0.00101	37.468		412.292	407.88	
108	1.26821			341.67933		0.00085	22.405	434.697			
109		1.28163			340.40	0.00061	17.399		417.298	412.89	
110		1.29313			340.39	0.00048	15.886		418.811	414.40	P-10
111		1.29273			340.39	0.00054	12.403		422.294	417.88	
112		1.31249			340.37	0.00038	7.38		427.317	422.91	
113		1.32242			340.36	0.00028	2.412		432.285	427.87	
114		1.30602			340.37	0.00028	2.556		437.253	432.84	
115		1.33268			340.35	0.00046	7.307		442.004	437.59	
116		1.35271			340.33	0.00094	11.785		446.482	442.07	
117		1.35096			340.33	0.00075	16.121		450.818	446.41	
118			1.36515		340.31	0.00079	20.064		454.761	450.35	
119	1.26398			341.57816		0.00065	18.858	473.619			
120		1.26731			340.31	0.00035	14.973		458.646	454.24	
121		1.30903			340.27	0.00045	9.369		464.25	459.84	
122		1.29406			340.28	0.00008	1.726		471.893	467.48	
123		1.30236			340.28	0.00013	2.078		475.697	471.29	
124		1.30369			340.27	0.00039	6.058		479.677	475.27	
125		1.32145			340.26	0.00058	10.298		483.917	479.51	
126		1.33232			340.25	0.00067	14.815		488.434	484.02	
127		1.33632			340.24	0.00052	20.535		494.154	489.74	
128			1.36303		340.22	0.00083	25.552		499.171	494.76	
129	1.22243			341.43756		0.00088	22.617	521.788			
130		1.22622			340.21	0.00073	17.62		504.168	499.76	

No	Vista atrás	V. Intermedia	V. Adelante	Cota Aparato	Cota terreno	Error Vertical	Distancia Hz	Absc. Aparato	Abscisa	Longitud	Observaciones
131		1.22398			340.21	0.00070	12.671		509.117	504.71	
132		1.25597			340.18	0.00053	9.024		512.764	508.35	P-6
133		1.26156			340.18	0.00064	7.604		514.184	509.77	
134		1.27575			340.16	0.00016	2.57		519.218	514.81	
135		1.28979			340.15	0.00022	2.315		524.103	519.69	
136		1.29405			340.14	0.00042	5.95		527.738	523.33	P-5
137		1.31272			340.12	0.00034	7.349		529.137	524.73	
138		1.35169			340.09	0.00037	12.289		534.077	529.67	
139		1.39334			340.04	0.00043	17.337		539.125	534.71	
140		1.39348			340.04	0.00105	21.729		543.517	539.11	P-4
141			1.40633		340.03	0.00080	22.338		544.126	539.72	
142	1.27346			341.30469		0.00045	11.836	555.962			
143		1.29542			340.01	0.00036	6.868		549.094	544.68	
144		1.31938			339.99	0.00009	1.848		554.114	549.70	
145		1.30798			340.00	0.00010	1.954		557.916	553.51	
146		1.29403			340.01	0.00013	3.178		559.14	554.73	Final del puente
147		1.35099			339.95	0.00023	5.343		561.305		B5-145
148		1.13029			340.17	0.00057	12.754		568.716		Tuerca sobre alcantarilla
149			1.28309		340.02	0.00078	10.468		566.43		JE1-1 sobre estribo

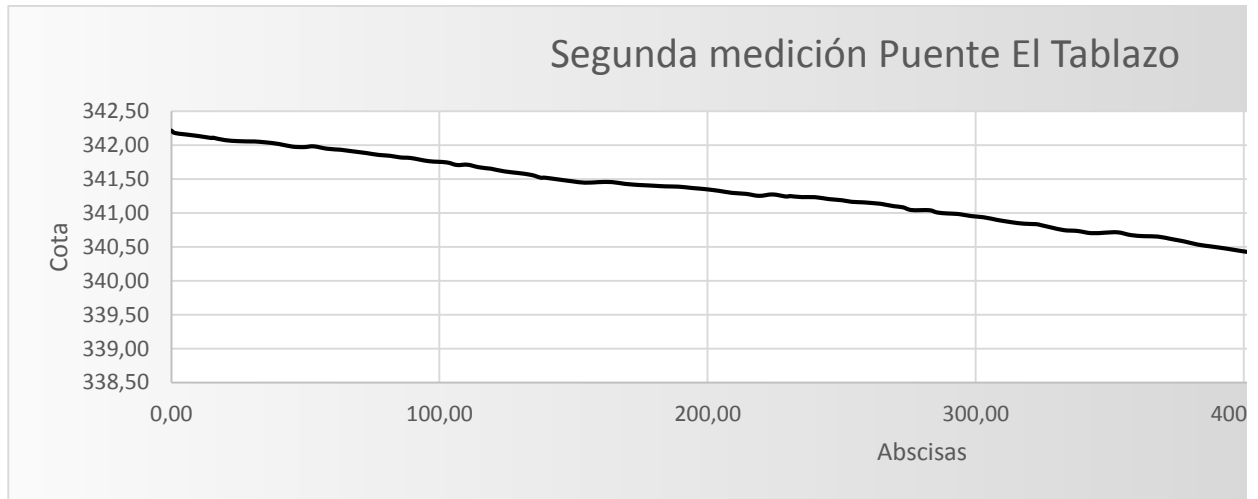


Figura 11. Línea base segunda medición del Puente El Tablazo.

**Apéndice C- Resultados de deformaciones tomadas de las pruebas de carga al puente.**

Debido a la falta de información, se asumieron los resultados de deformaciones luego de la descarga en las pruebas de carga del puente como el estado inicial del mismo, a partir del cual se determinó la línea base al inicio de la vida de servicio.

**Tabla 5. Deflexiones Máximas Esperadas Entre Ejes 1 Y 2. Tomada de planos**

FASES DE CARGA		PUNTOS DE CONTROL					
		P.1 [mm]	P.2 [mm]	P.3 [mm]	P.4 [mm]	P.5 [mm]	P.6 [mm]
Fase 1 Teórico	Entran camiones 1, 2, y 3 (sobre el tablero camiones 1, 2 y 3)	-5	-8	-6	-5	-7	-6
Fase 1 Campo		-6	-7	-6	-4	-7	-4
Fase 2 Teórico	Entran camiones 4, 5 y 6 (sobre el tablero camiones 1, 2, 3, 4, 5 y 6)	-11	-15	-12	-11	-15	-12
Fase 2 Campo		-10	-15	-11	-9	-14	-12
Descarga	Salen todos los camiones	-1	-2	-1	0	-1	-1

**Tabla 6. Deflexiones Máximas Esperadas Entre Ejes 2 Y 3. Tomada de planos**

FASES DE CARGA		PUNTOS DE CONTROL					
		P.7 [mm]	P.8 [mm]	P.9 [mm]	P.10 [mm]	P.11 [mm]	P.12 [mm]
Fase 1 Teórico	Entran camiones 1, 2, y 3 (sobre el tablero camiones 1, 2 y 3)	-9	-24	-9	-9	-23	-9
Fase 1 Campo		-8	-21	-9	-7	-20	-7
Fase 2 Teórico	Entran camiones 4, 5 y 6 (sobre el tablero camiones 1, 2, 3, 4, 5 y6)	-18	-49	-19	-18	-48	-19
Fase 2 Campo		-17	-45	-17	-16	-40	-16
Descarga	Salen todos los camiones	0	0	0	1	0	0

**Tabla 7. Deflexiones Máximas Esperadas Entre Ejes 3 Y 4. Tomada de planos**

FASES DE CARGA		PUNTOS DE CONTROL					
		P.13 [mm]	P.14 [mm]	P.15 [mm]	P.16 [mm]	P.17 [mm]	P.18 [mm]
Fase 1 Teórico	Entran camiones 1, 2, y 3 (sobre el tablero camiones 1, 2 y 3)	-9	-24	-9	-9	-23	-9
Fase 1 Campo		-10	-20	-7	-8	-22	-13
Fase 2 Teórico	Entran camiones 4, 5 y 6 (sobre el tablero camiones 1, 2, 3, 4, 5 y6)	-19	-49	-18	-19	-48	-18
Fase 2 Campo		-20	-45	-16	-18	-44	-17
Descarga	Salen todos los camiones	-2	-4	-2	-1	-3	0

**Tabla 8. Deflexiones Máximas Esperadas Entre Ejes 4 Y 5. Tomada de planos**

FASES DE CARGA		PUNTOS DE CONTROL					
		P.19 [mm]	P.20 [mm]	P.21 [mm]	P.22 [mm]	P.23 [mm]	P.24 [mm]
Fase 1 Teórico	Entran camiones 1, 2, y 3 (sobre el tablero camiones 1, 2 y 3)	-6	-8	-5	-6	-7	-5
Fase 1 Campo		-6	-7	-5	-6	-6	-4
Fase 2 Teórico	Entran camiones 4, 5 y 6 (sobre el tablero camiones 1, 2, 3, 4, 5 y 6)	-12	-15	-11	-12	-15	-11
Fase 2 Campo		-10	-16	-10	-13	-12	-9
Descarga	Salen todos los camiones	0	-2	0	-2	0	0

**Tabla 9. Línea inicial del puente tras pruebas de carga.**

Puntos	Deformación	Longitud	Cota teórica	Cota servicio
Eje 5	0	0	342.225	342.225
P.24	0	15.5	342.175	342.175
P.23	0	31	342.115	342.115
P.22	-2	46.5	342.055	342.053
Eje 4	0	91.875	341.853	341.853
P.18	0	138.375	341.671	341.671
P.17	-3	184.875	341.491	341.488
P.16	-1	231.375	341.311	341.31
Eje 3	0	277.875	341.109	341.109
P.12	0	324.375	340.927	340.927
P.11	0	370.875	340.747	340.747
P.10	1	417.375	340.567	340.568
Eje 2	0	463.875	340.365	340.365
P.6	-1	510.375	340.183	340.182

P.5	-1	525.875	340.123	340.122
P.4	0	541.375	340.063	340.063
Eje 1	0	556.875	340.003	340.003

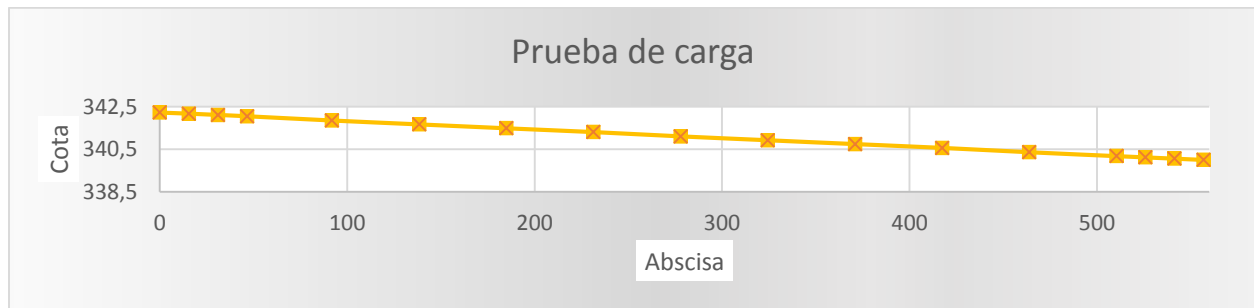


Figura 12. Línea base tras pruebas de carga en el Puente El Tablazo

Apéndice D. Gráfica comparativa de las deformaciones en el puente el tablazo.

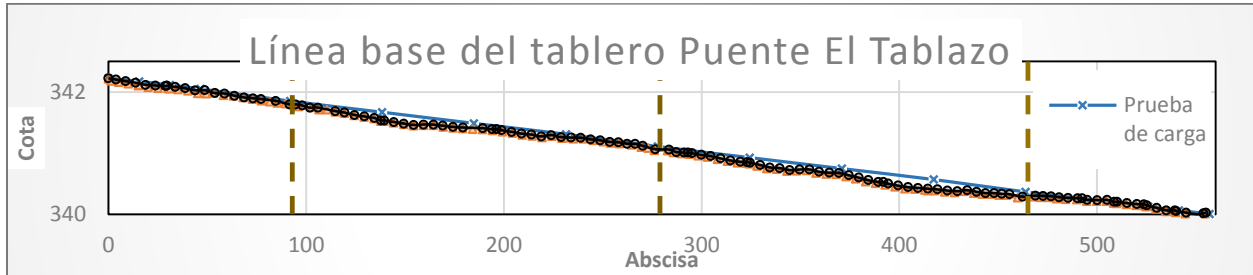


Figura 13. Línea comparativa de deflexiones en el Puente El Tablazo

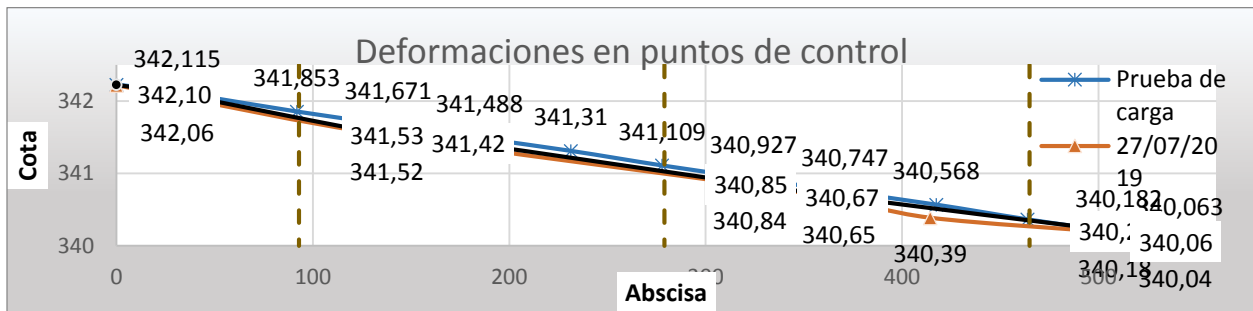


Figura 14. Gráfica comparativa de deflexiones en los puntos de control del Puente El Tablazo.

Apéndice E. Cálculo de cargas adicionales para el modelo en midas civil

**Tabla 10. Pesos de materiales [kg]**

Parapeto	Acero pasamanos	Acero refuerzo
483120	5882.5	33364.4

**Tabla 11. Carga de pavimento**

Peso pavimento (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica et al., 1995)	24 KN/m <sup>3</sup>
Espesor pavimento	0.05 m
Ancho pavimento	9 m
<b>Carga</b>	<b>10.8 KN/m</b>
Excentricidad	0.5 m
<b>Momento</b>	<b>5.4 (KN/m)-m</b>

**Tabla 12. Carga de barandas**

Acero parales	7588 kg
Acero travesaños	15968.3 kg
Long puente	558 m
Carga	42.22 kg/m
<b>Carga</b>	<b>0.41 KN/m</b>
Excentricidad	5.34 m
<b>Momento</b>	<b>2.21 (KN/m)-m</b>

**Tabla 13. Carga de parapetos con barandas**

Peso total parapeto	522366.90 kg
Long puente	558 m
Carga	936.14 kg/m
<b>Carga</b>	<b>9.18 KN/m</b>
Excentricidad	5.14 m
<b>Momento</b>	<b>47.20 (KN/m)-m</b>

**Tabla 14. Carga de parapetos**

Peso parapeto	516484.40 kg
Carga	925.60 kg/m
<b>Carga</b>	<b>9.08 KN/m</b>
Excentricidad	4.14 m
<b>Momento</b>	<b>37.59 (KN/m)-m</b>

**Apéndice F. Mapa de humedad relativa anual media en el territorio colombiano (IDEAM, 2016)**

Se tomaron valores aproximados de la humedad relativa del sector del Puente El Tablazo, los cuales oscilan entre 75% y 85%, asumiendo para el estudio un valor promedio de 80%.

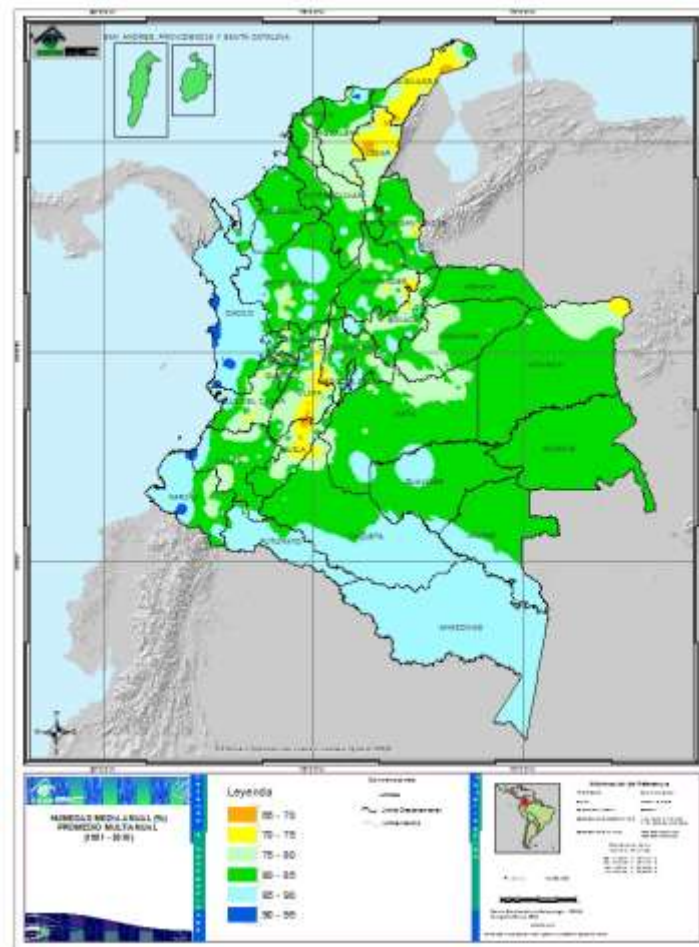


Figura 15. Mapa de humedades relativas, IDEAM.

Apéndice G Resultados del modelo del puente el tablado en midas civil

Tabla 15. Casos de carga estáticos en Midas Civil

1	SelfWeight	Construction Stage Load (CS)	Construction Stage, Self Weight
2	Prestress	Construction Stage Load (CS)	Construction Stage, Tendon Prestress
3	Form Traveler	Construction Stage Load (CS)	Construction Stage, Form Traveler
4	Wet Concrete	Construction Stage Load (CS)	Construction Stage, Wet Concrete Weight
5	Bearing	Dead Load (D)	
6	Barrier	Dead Load (D)	
7	Railing	Dead Load (D)	
8	Railing+Barrier	Dead Load (D)	

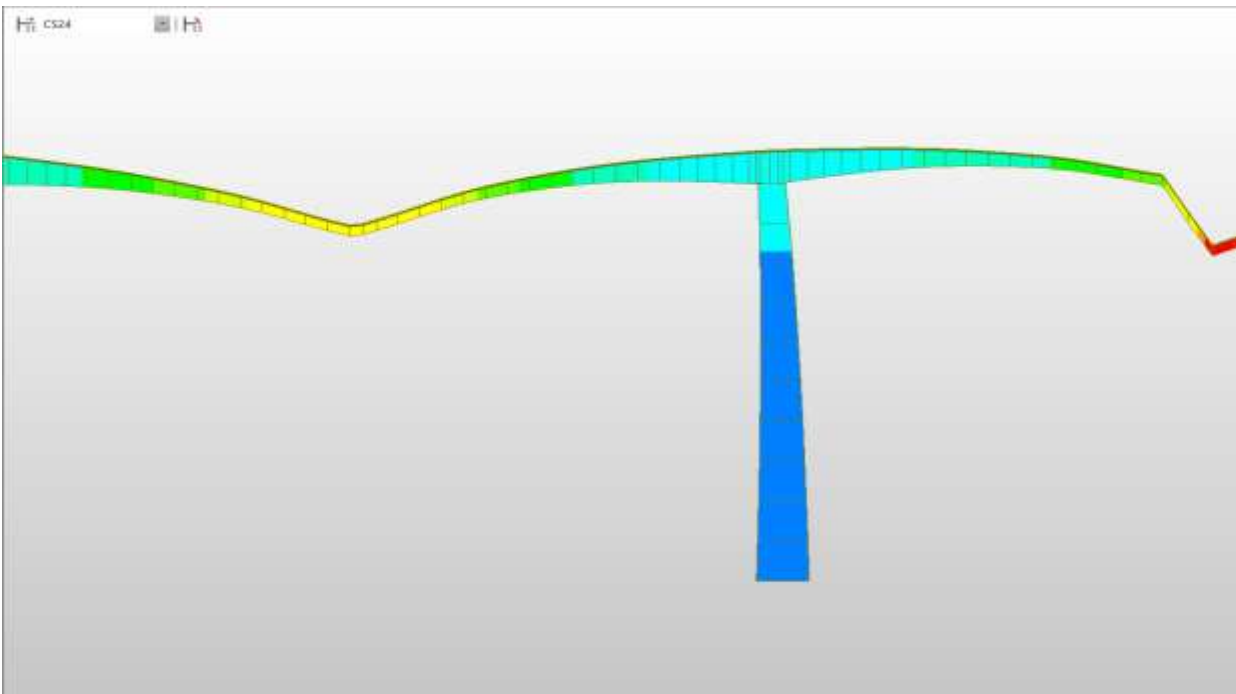


Figura 16. Deformación en los centros de luz del puente tras la última etapa constructiva.

**Tabla 16. Deformaciones en el modelo de Midas Civil**

Node	Load	Stage	Step	Long (m)	DZ (m)
	Summation	CS24	002(last)	0,0	0
2	Summation	CS24	002(last)	1,0	0,003912
3	Summation	CS24	002(last)	1,5	0,005536
4	Summation	CS24	002(last)	2,5	-0,028597
5	Summation	CS24	002(last)	7,5	-0,184687
6	Summation	CS24	002(last)	12,5	-0,277368
7	Summation	CS24	002(last)	17,5	-0,324447
8	Summation	CS24	002(last)	22,5	-0,338906
9	Summation	CS24	002(last)	27,5	-0,334135
10	Summation	CS24	002(last)	32,5	-0,292887
11	Summation	CS24	002(last)	37,5	-0,261216
12	Summation	CS24	002(last)	42,5	-0,241122
13	Summation	CS24	002(last)	47,5	-0,232278
14	Summation	CS24	002(last)	52,5	-0,229109
15	Summation	CS24	002(last)	57,5	-0,234609
16	Summation	CS24	002(last)	62,5	-0,246464
17	Summation	CS24	002(last)	67,5	-0,265457
18	Summation	CS24	002(last)	72,0	-0,286496
19	Summation	CS24	002(last)	76,5	-0,314095
20	Summation	CS24	002(last)	80,5	-0,339566
21	Summation	CS24	002(last)	84,5	-0,366488
22	Summation	CS24	002(last)	88,3	-0,4031
23	Summation	CS24	002(last)	90,0	-0,414485
24	Summation	CS24	002(last)	90,9	-0,420576
25	Summation	CS24	002(last)	93,0	-0,434067
26	Summation	CS24	002(last)	95,1	-0,449821
27	Summation	CS24	002(last)	96,0	-0,456264
28	Summation	CS24	002(last)	97,8	-0,469315

**Tabla 16. Deformaciones en el modelo de Midas Civil**

<b>Node</b>	<b>Load</b>	<b>Stage</b>	<b>Step</b>	<b>Long (m)</b>	<b>DZ (m)</b>
29	Summation	CS24	002(last)	101,5	-0,485229
30	Summation	CS24	002(last)	105,5	-0,514628
31	Summation	CS24	002(last)	109,5	-0,545722
32	Summation	CS24	002(last)	114,0	-0,58206
33	Summation	CS24	002(last)	118,5	-0,625263
34	Summation	CS24	002(last)	123,5	-0,677995
35	Summation	CS24	002(last)	128,5	-0,738062
36	Summation	CS24	002(last)	133,5	-0,804421
37	Summation	CS24	002(last)	138,5	-0,878957
38	Summation	CS24	002(last)	143,5	-0,957947
39	Summation	CS24	002(last)	148,5	-1,042726
40	Summation	CS24	002(last)	153,5	-1,129684
41	Summation	CS24	002(last)	158,5	-1,218403
42	Summation	CS24	002(last)	163,5	-1,265894
43	Summation	CS24	002(last)	168,5	-1,291655
44	Summation	CS24	002(last)	173,5	-1,280218
45	Summation	CS24	002(last)	178,5	-1,215336
46	Summation	CS24	002(last)	183,5	-1,076868
47	Summation	CS24	002(last)	186,0	-0,968776
48	Summation	CS24	002(last)	188,5	-1,226967
49	Summation	CS24	002(last)	193,5	-1,372437
50	Summation	CS24	002(last)	198,5	-1,447531
51	Summation	CS24	002(last)	203,5	-1,473142
52	Summation	CS24	002(last)	208,5	-1,429216
53	Summation	CS24	002(last)	213,5	-1,380538
54	Summation	CS24	002(last)	218,5	-1,331489
55	Summation	CS24	002(last)	223,5	-1,284502
56	Summation	CS24	002(last)	228,5	-1,241043

**Tabla 16. Deformaciones en el modelo de Midas Civil**

<b>Node</b>	<b>Load</b>	<b>Stage</b>	<b>Step</b>	<b>Long (m)</b>	<b>DZ (m)</b>
57	Summation	CS24	002(last)	233,5	-1,204658
58	Summation	CS24	002(last)	238,5	-1,173734
59	Summation	CS24	002(last)	243,5	-1,151894
60	Summation	CS24	002(last)	248,5	-1,137117
61	Summation	CS24	002(last)	253,5	-1,130317
62	Summation	CS24	002(last)	258,0	-1,128863
63	Summation	CS24	002(last)	262,5	-1,134649
64	Summation	CS24	002(last)	266,5	-1,141233
65	Summation	CS24	002(last)	270,5	-1,1497
66	Summation	CS24	002(last)	274,3	-1,169569
67	Summation	CS24	002(last)	276,0	-1,172958
68	Summation	CS24	002(last)	276,9	-1,175078
69	Summation	CS24	002(last)	279,0	-1,179297
70	Summation	CS24	002(last)	281,1	-1,18593
71	Summation	CS24	002(last)	282,0	-1,188458
72	Summation	CS24	002(last)	283,8	-1,194095
73	Summation	CS24	002(last)	287,5	-1,193506
74	Summation	CS24	002(last)	291,5	-1,205546
75	Summation	CS24	002(last)	295,5	-1,219331
76	Summation	CS24	002(last)	300,0	-1,23628
77	Summation	CS24	002(last)	304,5	-1,260256
78	Summation	CS24	002(last)	309,5	-1,291833
79	Summation	CS24	002(last)	314,5	-1,331036
80	Summation	CS24	002(last)	319,5	-1,376889
81	Summation	CS24	002(last)	324,5	-1,431341
82	Summation	CS24	002(last)	329,5	-1,4907
83	Summation	CS24	002(last)	334,5	-1,556506
84	Summation	CS24	002(last)	339,5	-1,62513

**Tabla 16. Deformaciones en el modelo de Midas Civil**

<b>Node</b>	<b>Load</b>	<b>Stage</b>	<b>Step</b>	<b>Long (m)</b>	<b>DZ (m)</b>
85	Summation	CS24	002(last)	344,5	-1,694983
86	Summation	CS24	002(last)	349,5	-1,763495
87	Summation	CS24	002(last)	354,5	-1,826161
88	Summation	CS24	002(last)	359,5	-1,818256
89	Summation	CS24	002(last)	364,5	-1,760066
90	Summation	CS24	002(last)	369,5	-1,631098
91	Summation	CS24	002(last)	372,0	-1,726325
92	Summation	CS24	002(last)	374,5	-1,984308
93	Summation	CS24	002(last)	379,5	-2,149119
94	Summation	CS24	002(last)	384,5	-2,240394
95	Summation	CS24	002(last)	389,5	-2,278771
96	Summation	CS24	002(last)	394,5	-2,280865
97	Summation	CS24	002(last)	399,5	-2,262289
98	Summation	CS24	002(last)	404,5	-2,203472
99	Summation	CS24	002(last)	409,5	-2,147313
100	Summation	CS24	002(last)	414,5	-2,094155
101	Summation	CS24	002(last)	419,5	-2,047562
102	Summation	CS24	002(last)	424,5	-2,006155
103	Summation	CS24	002(last)	429,5	-1,973592
104	Summation	CS24	002(last)	434,5	-1,94791
105	Summation	CS24	002(last)	439,5	-1,930069
106	Summation	CS24	002(last)	444,0	-1,918607
107	Summation	CS24	002(last)	448,5	-1,914318
108	Summation	CS24	002(last)	452,5	-1,91194
109	Summation	CS24	002(last)	456,5	-1,911452
110	Summation	CS24	002(last)	460,3	-1,92294
111	Summation	CS24	002(last)	462,0	-1,922424
112	Summation	CS24	002(last)	462,9	-1,922538

**Tabla 16. Deformaciones en el modelo de Midas Civil**

<b>Node</b>	<b>Load</b>	<b>Stage</b>	<b>Step</b>	<b>Long (m)</b>	<b>DZ (m)</b>
113	Summation	CS24	002(last)	465,0	-1,922099
114	Summation	CS24	002(last)	467,1	-1,923946
115	Summation	CS24	002(last)	468,0	-1,924428
116	Summation	CS24	002(last)	469,8	-1,926024
117	Summation	CS24	002(last)	473,5	-1,916593
118	Summation	CS24	002(last)	477,5	-1,918906
119	Summation	CS24	002(last)	481,5	-1,922628
120	Summation	CS24	002(last)	486,0	-1,927827
121	Summation	CS24	002(last)	490,5	-1,939534
122	Summation	CS24	002(last)	495,5	-1,956894
123	Summation	CS24	002(last)	500,5	-1,981303
124	Summation	CS24	002(last)	505,5	-2,011938
125	Summation	CS24	002(last)	510,5	-2,051067
126	Summation	CS24	002(last)	515,5	-2,095643
127	Summation	CS24	002(last)	520,5	-2,15115
128	Summation	CS24	002(last)	525,5	-2,217817
129	Summation	CS24	002(last)	530,5	-2,29357
130	Summation	CS24	002(last)	535,5	-2,332309
131	Summation	CS24	002(last)	540,5	-2,351281
132	Summation	CS24	002(last)	545,5	-2,337178
133	Summation	CS24	002(last)	550,5	-2,277228
134	Summation	CS24	002(last)	555,5	-2,154013
135	Summation	CS24	002(last)	556,5	-2,215518
136	Summation	CS24	002(last)	557,0	-2,220793
137	Summation	CS24	002(last)	558,0	-2,232

**Tabla 17. Comparativo de cotas de servicio y cotas de construcción en el puente.**

<b>Puntos</b>	<b>Deformación</b>	<b>Longitud</b>	<b>Cotas teo</b>	<b>Cotas serv.</b>	<b>Cotas const.</b>	<b>Desviación</b>
Eje 5	0	0	342,225	342,225	342,225	0,000
P.24	0	15,5	342,175	342,175	342,406	0,231
P.23	0	31	342,115	342,115	342,330	0,215
P.22	-2	46,5	342,055	342,053	342,147	0,092
Eje 4	0	91,875	341,853	341,853	341,853	0,000
P.18	0	138,375	341,671	341,671	341,956	0,285
P.17	-3	184,875	341,491	341,488	342,044	0,553
P.16	-1	231,375	341,311	341,31	341,541	0,230
Eje 3	0	277,875	341,109	341,109	341,109	0,000
P.12	0	324,375	340,927	340,927	341,117	0,190
P.11	0	370,875	340,747	340,747	341,246	0,499
P.10	1	417,375	340,567	340,568	340,875	0,308
Eje 2	0	463,875	340,365	340,365	340,365	0,000
P.6	-1	510,375	340,183	340,182	340,260	0,077
P.5	-1	525,875	340,123	340,122	340,301	0,178
P.4	0	541,375	340,063	340,063	340,310	0,247
Eje 1	0	556,875	340,003	340,003	340,003	0,000

**Apéndice H. Deformaciones en el modelo de midas civil a 5 años de servicio**

Se calcularon las deflexiones totales, por carga muerta y por efectos diferidos, a lo largo del tablero por medio del modelo de Midas Civil a un tiempo de servicio de 5 años, correspondiente al estado actual del puente.

**Tabla 18. Resultados del modelo para el estado actual del puente.**

<b>Node</b>	<b>Stage</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>DZ Total (m)</b>	<b>DZ Carga Muerta (m)</b>	<b>DZ Efectos Diferidos (m)</b>
1	CS24	0.0	0	0	0
2	CS24	1.0	-0.001224	0.007014	-0.008238
3	CS24	1.5	-0.00183	0.010177	-0.012007
4	CS24	2.5	-0.062272	-0.020828	-0.041444
5	CS24	7.5	-0.235345	-0.16062	-0.074725
6	CS24	12.5	-0.343973	-0.236561	-0.107412
7	CS24	17.5	-0.402258	-0.266908	-0.13535
8	CS24	22.5	-0.42237	-0.264587	-0.157783
9	CS24	27.5	-0.41512	-0.242622	-0.172498
10	CS24	32.5	-0.389086	-0.183325	-0.205761
11	CS24	37.5	-0.351577	-0.132528	-0.219049
12	CS24	42.5	-0.308156	-0.092257	-0.215899
13	CS24	47.5	-0.262364	-0.062404	-0.19996
14	CS24	52.5	-0.216844	-0.037533	-0.179311
15	CS24	57.5	-0.173647	-0.02058	-0.153067
16	CS24	62.5	-0.134232	-0.009133	-0.125099

**Tabla 18. Resultados del modelo para el estado actual del puente.**

<b>Node</b>	<b>Stage</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>DZ Total (m)</b>	<b>DZ Carga Muerta (m)</b>	<b>DZ Efectos Diferidos (m)</b>
17	CS24	67.5	-0.099461	-0.003985	-0.095476
18	CS24	72.0	-0.072887	-0.002622	-0.070265
19	CS24	76.5	-0.050887	-0.007264	-0.043623
20	CS24	80.5	-0.035403	-0.011866	-0.023537
21	CS24	84.5	-0.023715	-0.017491	-0.006224
22	CS24	88.3	-0.024576	-0.033752	0.009176
23	CS24	90.0	-0.021797	-0.035516	0.013719
24	CS24	90.9	-0.020941	-0.036582	0.015641
25	CS24	93.0	-0.018722	-0.038261	0.019539
26	CS24	95.1	-0.019656	-0.042066	0.02241
27	CS24	96.0	-0.019961	-0.043344	0.023383
28	CS24	97.8	-0.021685	-0.046182	0.024497
29	CS24	101.5	-0.01861	-0.039857	0.021247
30	CS24	105.5	-0.028014	-0.044988	0.016974
31	CS24	109.5	-0.0413	-0.051236	0.009936
32	CS24	114.0	-0.060945	-0.058916	-0.002029
33	CS24	118.5	-0.085299	-0.072717	-0.012582
34	CS24	123.5	-0.117779	-0.09182	-0.025959
35	CS24	128.5	-0.155104	-0.117247	-0.037857
36	CS24	133.5	-0.196422	-0.148051	-0.048371
37	CS24	138.5	-0.240272	-0.186403	-0.053869
38	CS24	143.5	-0.284575	-0.229021	-0.055554
39	CS24	148.5	-0.326174	-0.277946	-0.048228
40	CS24	153.5	-0.360956	-0.330097	-0.030859
41	CS24	158.5	-0.384092	-0.385083	0.000991

**Tabla 18. Resultados del modelo para el estado actual del puente.**

<b>Node</b>	<b>Stage</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>DZ Total (m)</b>	<b>DZ Carga Muerta (m)</b>	<b>DZ Efectos Diferidos (m)</b>
42	CS24	163.5	-0.389324	-0.399959	0.010635
43	CS24	168.5	-0.36852	-0.394647	0.026127
44	CS24	173.5	-0.310315	-0.354849	0.044534
45	CS24	178.5	-0.201512	-0.265507	0.063995
46	CS24	183.5	-0.027742	-0.107218	0.079476
47	CS24	186.0	-0.09743	0.008911	-0.106341
48	CS24	188.5	-0.312886	-0.242512	-0.070374
49	CS24	193.5	-0.459226	-0.378079	-0.081147
50	CS24	198.5	-0.541646	-0.447393	-0.094253
51	CS24	203.5	-0.575762	-0.470056	-0.105706
52	CS24	208.5	-0.574061	-0.424336	-0.149725
53	CS24	213.5	-0.547301	-0.373733	-0.173568
54	CS24	218.5	-0.503988	-0.322355	-0.181633
55	CS24	223.5	-0.450766	-0.272526	-0.17824
56	CS24	228.5	-0.392693	-0.225559	-0.167134
57	CS24	233.5	-0.333549	-0.184553	-0.148996
58	CS24	238.5	-0.276157	-0.147362	-0.128795
59	CS24	243.5	-0.22243	-0.117359	-0.105071
60	CS24	248.5	-0.173672	-0.092447	-0.081225
61	CS24	253.5	-0.130595	-0.073619	-0.056976
62	CS24	258.0	-0.097311	-0.059837	-0.037474
63	CS24	262.5	-0.069232	-0.052039	-0.017193
64	CS24	266.5	-0.048809	-0.045556	-0.003253
65	CS24	270.5	-0.032566	-0.040084	0.007518
66	CS24	274.3	-0.029465	-0.045936	0.016471

**Tabla 18. Resultados del modelo para el estado actual del puente.**

<b>Node</b>	<b>Stage</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>DZ Total (m)</b>	<b>DZ Carga Muerta (m)</b>	<b>DZ Efectos Diferidos (m)</b>
67	CS24	276.0	-0.024931	-0.042841	0.01791
68	CS24	276.9	-0.023204	-0.041413	0.018209
69	CS24	279.0	-0.018968	-0.037218	0.01825
70	CS24	281.1	-0.017971	-0.035178	0.017207
71	CS24	282.0	-0.017449	-0.033933	0.016484
72	CS24	283.8	-0.017572	-0.031806	0.014234
73	CS24	287.5	-0.011088	-0.014686	0.003598
74	CS24	291.5	-0.016886	-0.008049	-0.008837
75	CS24	295.5	-0.026603	-0.002246	-0.024357
76	CS24	300.0	-0.04228	0.004	-0.04628
77	CS24	304.5	-0.062722	0.004515	-0.067237
78	CS24	309.5	-0.090926	0.001856	-0.092782
79	CS24	314.5	-0.124064	-0.006521	-0.117543
80	CS24	319.5	-0.161295	-0.019593	-0.141702
81	CS24	324.5	-0.201174	-0.039442	-0.161732
82	CS24	329.5	-0.241637	-0.062711	-0.178926
83	CS24	334.5	-0.279717	-0.091586	-0.188131
84	CS24	339.5	-0.311498	-0.122823	-0.188675
85	CS24	344.5	-0.331819	-0.154663	-0.177156
86	CS24	349.5	-0.333998	-0.184254	-0.149744
87	CS24	354.5	-0.309594	-0.207065	-0.102529
88	CS24	359.5	-0.248048	-0.159706	-0.088342
89	CS24	364.5	-0.137195	-0.064252	-0.072943
90	CS24	369.5	0.038179	0.098397	-0.060218
91	CS24	372.0	-0.090298	0.018221	-0.108519

**Tabla 18. Resultados del modelo para el estado actual del puente.**

<b>Node</b>	<b>Stage</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>DZ Total (m)</b>	<b>DZ Carga Muerta (m)</b>	<b>DZ Efectos Diferidos (m)</b>
92	CS24	374.5	-0.286164	-0.226184	-0.05998
93	CS24	379.5	-0.43515	-0.36837	-0.06678
94	CS24	384.5	-0.519858	-0.442718	-0.07714
95	CS24	389.5	-0.555082	-0.46887	-0.086212
96	CS24	394.5	-0.554352	-0.461832	-0.09252
97	CS24	399.5	-0.529237	-0.435757	-0.09348
98	CS24	404.5	-0.487945	-0.370769	-0.117176
99	CS24	409.5	-0.436692	-0.309961	-0.126731
100	CS24	414.5	-0.380196	-0.253878	-0.126318
101	CS24	419.5	-0.32242	-0.205497	-0.116923
102	CS24	424.5	-0.266359	-0.162487	-0.103872
103	CS24	429.5	-0.213931	-0.127876	-0.086055
104	CS24	434.5	-0.166442	-0.099332	-0.06711
105	CS24	439.5	-0.124602	-0.07766	-0.046942
106	CS24	444.0	-0.092409	-0.061884	-0.030525
107	CS24	448.5	-0.0654	-0.052517	-0.012883
108	CS24	452.5	-0.045911	-0.044967	-0.000944
109	CS24	456.5	-0.030584	-0.038695	0.008111
110	CS24	460.3	-0.028329	-0.044008	0.015679
111	CS24	462.0	-0.024184	-0.040725	0.016541
112	CS24	462.9	-0.022656	-0.039211	0.016555
113	CS24	465.0	-0.018883	-0.034852	0.015969
114	CS24	467.1	-0.018323	-0.032646	0.014323
115	CS24	468.0	-0.01799	-0.031349	0.013359
116	CS24	469.8	-0.018464	-0.029116	0.010652

**Tabla 18. Resultados del modelo para el estado actual del puente.**

<b>Node</b>	<b>Stage</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>DZ Total (m)</b>	<b>DZ Carga Muerta (m)</b>	<b>DZ Efectos Diferidos (m)</b>
117	CS24	473.5	-0.012693	-0.011841	-0.000852
118	CS24	477.5	-0.01919	-0.005172	-0.014018
119	CS24	481.5	-0.029536	0.000496	-0.030032
120	CS24	486.0	-0.045832	0.006342	-0.052174
121	CS24	490.5	-0.066794	0.006159	-0.072953
122	CS24	495.5	-0.095453	0.002237	-0.09769
123	CS24	500.5	-0.128912	-0.00807	-0.120842
124	CS24	505.5	-0.166332	-0.023978	-0.142354
125	CS24	510.5	-0.206281	-0.047895	-0.158386
126	CS24	515.5	-0.246737	-0.076859	-0.169878
127	CS24	520.5	-0.285079	-0.115667	-0.169412
128	CS24	525.5	-0.317781	-0.163542	-0.154239
129	CS24	530.5	-0.339288	-0.218016	-0.121272
130	CS24	535.5	-0.342283	-0.233092	-0.109191
131	CS24	540.5	-0.318161	-0.226427	-0.091734
132	CS24	545.5	-0.256065	-0.184948	-0.071117
133	CS24	550.5	-0.143763	-0.095624	-0.048139
134	CS24	555.5	0.032918	0.060042	-0.027124
135	CS24	556.5	-0.001357	0.005594	-0.006951
136	CS24	557.0	-0.000909	0.003952	-0.004861
137	CS24	558.0	0	0	0