

**EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE PUENTES  
DE VIGA Y LOSA EN CONCRETO PRE-ESFORZADO A PARTIR DE  
PRUEBAS DE CARGA. CASO DE ESTUDIO: PUENTE LA PARROQUIA VÍA  
LA RENTA – SAN VICENTE DE CHUCURÍ.**

**ANGÉLICA MARÍA AGREDO CHAVEZ**

**SILVIA JULIANA SARMIENTO NOVA**



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

**2014**

**EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE PUENTES  
DE VIGA Y LOSA EN CONCRETO PRE-ESFORZADO A PARTIR DE  
PRUEBAS DE CARGA. CASO DE ESTUDIO: PUENTE LA PARROQUIA VÍA  
LA RENTA – SAN VICENTE DE CHUCURÍ.**

**ANGÉLICA MARÍA AGREDO CHÁVEZ**

**SILVIA JULIANA SARMIENTO NOVA**

Trabajo de grado presentado como requisito parcial  
Para optar por el Título de Ingeniero Civil

Director:

**Ing. PhD. ALVARO VIVIESCAS JAIMES**

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

2014

## CONTENIDO

|   |    |
|---|----|
| <b>INTRODUCCIÓN</b> .....   | 12 |
| <b>1. MARCO TEÓRICO</b> .....   | 13 |
| <b>2. DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES EN ESTUDIO</b> .....   | 14 |
| 2.1. Ubicación .....  | 14 |
| 2.2. Descripción .....  | 14 |
| <b>3. SISTEMÁTICA</b> .....   | 16 |
| 3.1. Inspección del puente .....  | 16 |
| 3.2. Levantamiento topográfico.....   | 18 |
| 3.3. Diseño de la prueba de carga .....   | 19 |
| <b>3.3.1. Metodología Association of State Highway and Transportation Official - AASHTO [3]</b> ..... | 19 |
| <b>3.3.2. Monografía Española M-9 de ACHE [5]</b> .....   | 21 |
| <b>3.4.1. Propiedades mecánicas de los materiales</b> .....   | 22 |
| <b>3.4.2. Determinación de la fuerza de preesfuerzo</b> .....   | 23 |
| 3.5. Realización de la prueba de carga.....   | 24 |
| <b>4. ANÁLISIS DE RESULTADOS</b> .....  | 28 |
| 4.1. Aumento de resistencia del concreto para vigas. ....   | 29 |
| 4.2. Aumento de resistencia del concreto en la losa. ....   | 30 |
| 4.3. Aumento de fuerza en los cables de postensado. ....  | 31 |
| 4.4. Consideración del Bordillo en la sección transversal.....  | 32 |
| 4.5. Inclusión de todos los efectos .....   | 33 |
| 4.6. Cálculo de deflexiones .....   | 34 |
| 4.7. Influencia del postensado .....  | 35 |
| <b>5. CONCLUSIONES</b> .....  | 37 |
| <b>6. RECOMENDACIONES</b> .....   | 39 |
| <b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....   | 42 |

## LISTA DE TABLAS

|   |      |
|---|------|
| Tabla 1. Ajustes para Xp normativa AASHTO .....           | 1220 |
| Tabla 2. Efectos de carga por carril según luces .....    | 21   |
| Tabla 3. Número de torones por cable de preesfuerzo ..... | 24   |
| Tabla 4. Cuadro de Tensionamiento .....                   | 14   |
| Tabla 5. Deflexiones para viga externa .....              | 146  |
| Tabla 6. Deflexiones para viga interna .....              | 16   |
| Tabla 7. Propiedades teóricas del modelo midas .....      | 169  |
| Tabla 8. Cuadro de deflexiones .....                      | 18   |
| Tabla 9. Deflexiones de SAP .....                         | 37   |
| Tabla 10. Modificaciones de área .....                    | 1937 |

## LISTA DE IMAGENES

|  |      |
|--|------|
| Figura 1, Localización Puente La Parroquia .....                               | 124  |
| Figura 2. Tipología viga-losa, vista inferior La Parroquia .....               | 135  |
| Figura 3. Modelo tridimensional obtenido por Riegl Scann .....                 | 145  |
| Figura 4. Estado actual de estribos y apoyos .....                             | 146  |
| Figura 5. Escritura de año de construcción del puente .....                    | 147  |
| Figura 6. Acotado longitudinal de 10 metros sobre el bordillo .....            | 16   |
| Figura 7. Levantamiento Topográfico .....                                      | 168  |
| Figura 8. Fotografía del dispositivo RIEGL VZ-400 utilizado .....              | 188  |
| Figura 9. Imagen de la nube de puntos en DWG.....                              | 1919 |
| Figura 10. Frontal del vehículo tipo Workstar International Doble Troque ..... | 195  |
| Figura 11. Gráfica de deflexiones para tiempo = 0 min .....                    | 217  |
| Figura 12. Gráfica de deflexiones para tiempo = 10 min.....                    | 227  |
| Figura 13. Deflexión en CIVIL MIDAS 2012.....                                  | 239  |
| Figura 14. Curva de Deflexión en viga externa .....                            | 30   |
| Figura 15. Calibración con aumento de $f'c$ en viga .....                      | 28   |
| Figura 16. Calibración con aumento de $f'c$ en losa.....                       | 291  |
| Figura 17. Calibración con aumento de $fpu$ en cables.....                     | 302  |
| Figura 18. Calibración con aumento de # de torones. ....                       | 312  |
| Figura 19. Sección transversal para vigas externas. ....                       | 323  |
| Figura 20. Calibración con inclusión de Bordillo. ....                         | 333  |
| Figura 21. Calibración Total.....  | 344  |
| Figura 22. Torta de Resumen de Ajustes .....                                   | 355  |
| Figura 23. Influencia del Postensado.....                                      | 36   |

## RESUMEN

**TITULO:** EVALUACIÓN DE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN DE PUENTES DE VIGA Y LOSA EN CONCRETO PRE-ESFORZADO A PARTIR DE PRUEBAS DE CARGA. CASO DE ESTUDIO: PUENTE LA PARROQUIA VÍA LA RENTA – SAN VICENTE DE CHUCURÍ.

**AUTORES:** ANGÉLICA MARÍA AGREDO CHÁVEZ \*  
SILVIA JULIANA SARMIENTO NOVA \*\*

**PALABRAS CLAVES:** Prueba de carga, concreto pre-esforzado, rigidez, puente viga y losa, flexión, calibración

**DESCRIPCIÓN:** El trabajo presentado pertenece a un proyecto de investigación realizado por un grupo dedicado a la indagación en nuevos materiales y estructuras (INME) enfocado en el estudio de la prueba de carga para puentes de hormigón pres-forzado, tipología viga y losa de luz aproximada a los 30 metros, construidos bajo la reglamentación existente hace cerca de treinta años en Colombia. El puente objeto del presente análisis se encuentran localizados en el Departamento de Santander entre la ciudad de Bucaramanga y la municipalidad de San Vicente del Chucurí. Se presentan los análisis del estudio del Puente La Parroquia mediante la elaboración de un modelo numérico que fue ajustado con los resultados de una prueba de carga estática. La metodología utilizada para el análisis de carga de cada uno de los puentes estudiados, se configura expresando sobre la estructura un conjunto de operaciones consistentes en la reproducción de uno o varios estados de carga y descarga sobre la misma, con el fin de determinar aspectos de su comportamiento para la rigidez a flexión al ser sometidos a las solicitaciones que producen su estado máximo de esfuerzos. El resultado final obtenido se traduce en obtener resultados que verifican la carga portante que soporta la estructura, validando y calibrando un modelo de elementos finitos tridimensional del puente, donde los datos finales permiten reducir considerablemente las incertidumbres ligadas al modelado matemático e identificaran el estado actual de la estructura para obtener un criterio objetivo para emitir un dictamen sobre su seguridad estructural.

---

\* Trabajo de Grado

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Alvaro Viviescas Jaimes, Ingeniero Civil, PhD.

## ABSTRACT

### ASSESSMENT OF A STIFF FLEX BRIDGE BEAM AND SLAB CONCRETE PRE-EFFORT FROM LOAD TESTS. CASE STUDY: LA PARROQUIA BRIDGE TRACK LA RENTA- SAN VICENTE DE CHUCURÍ

**AUTHORS:** ANGÉLICA MARÍA AGREDO CHÁVEZ \*  
SILVIA JULIANA SARMIENTO NOVA \*\*

**KEYWORDS:** Load test, prestressed concrete, stiffness, girder and Slab Bridge, flexure, calibration.

**DESCRIPTION:** The work presented is part of an investigation project conducted by an inquiry group on new materials and structures, which is focused on the load test study for prestressed concrete bridges, typology slab-beam which its span is approximately between 30 meters, it was built by the existing regulations about 30 years ago in Colombia. The bridge that is being studying is located in the Santander department between Bucaramanga City and San Vicente del Chucurí Municipality. The Parroquia bridge analysis are presented throught the elaboration of a numerical model which was fitted with the static load test done. The methodology used for the load analysis of each studied bridges, it is configured by expressing over de structure a consistent operation set in the reproduction of one or more load states on the same, in order to determine behavior aspects when they are being subjected by solicitations which produce them their maximum stress state. At the end, the obtained results are translated in getting results that verify the bearing load on the structure validating and calibrating a three-dimensional finite element model of the bridge, where the final data allow to reduce considerably the uncertainties related to mathematical modeling and also they will identify the structure current state to get an objective criteria to issue an opinion on its structural safety.

---

\* Undergraduate Degree Project.

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Alvaro Viviecas Jaimes, Ingeniero Civil, PhD.

## INTRODUCCIÓN

Dentro del marco del proceso investigativo que permanentemente desarrolla el grupo INME (Grupo de Investigación en Nuevos Materiales y Estructuras) adscrito a la Universidad Industrial de Santander (UIS), se identificó la oportunidad de generar un proyecto encaminado a un profundo estudio del comportamiento de puentes de hormigón postensado en servicio, las metodologías de evaluación de características dinámicas y estructurales, y técnicas de rehabilitación; todo lo anterior aprovechando ciertas circunstancias generadas por un magno proyecto regional.

Como consecuencia de la construcción de la represa del proyecto hidroeléctrico HidroSogamoso, se ha de presentar un aumento del nivel del río Sogamoso, lo que conlleva a una inevitable inundación, la cual ha requerido la construcción de nuevas vías y puentes que se adecuen a este futuro escenario, dejando inoperables los puentes antiguos que comunican actualmente las diferentes localidades situados en la zona de influencia del proyecto.

La Gobernación de Santander ha cedido los puentes: Agua-Blanca, La Parroquia y El Ramo, ubicados en la vía Bucaramanga-San Vicente de Chucuri a la Universidad Industrial de Santander (UIS), con el fin de llevar a cabo procesos de investigación en el área., contando claramente con acceso total a ellos cuando la vía sustitutiva entre en operación, y hasta antes de iniciar el proceso de llenado de la represa.

El presente artículo presenta los resultados de la evaluación de la rigidez a flexión realizado a una serie de puentes de hormigón postensado, tipología viga y losa ubicados en Santander (Colombia), afectados por las condiciones hidroclimáticas, y su largo período de servicio sin ninguna clase de supervisión o mantenimiento. El trabajo pretende ser un aporte al estudio de ésta tipología de puentes que aunque ha recibido ya mucha atención por parte de la comunidad científica, sigue teniendo validez debido a que ésta es la clase de puentes dominante en la infraestructura vial tanto en Colombia como en la mayoría de los países de nuestro entorno.

## 1. MARCO TEÓRICO

La prueba de carga identifica la comprobación cualitativa o cuantitativa del comportamiento resistente de una estructura mediante la experimentación consistente de simulación de las sobrecargas de uso que presenta la estructura, es una técnica tradicional en la historia de la construcción, donde la importancia de la magnitud de las cargas permitirá establecer deducciones sobre la capacidad resistente de la estructura y la ausencia de defectos ocultos.

Con el fin de adaptar dicha prueba a las condiciones tecnológicas y de seguridad, han sido numerosos los países que han adaptado un propio criterio de realización de pruebas de carga, actualmente el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes –CCDSP- de 1995 [8] es la normativa que define cualquier proceso cuyo tópico refiera a puentes y en el cual se expresa la obligación de la realización de pruebas de carga como requisito de verificación que compruebe la correcta culminación de los procesos constructivos llevado a cabo para dar inicio a la vida de servicio de la estructura.

Cada reglamento divide la prueba de carga en tipologías diferentes, enfocadas como factor principal de clasificación a los tipos de resultados que se desean obtener. La Association of State Highway and Transportation Official - AASHTO – Manual for Bridge Evaluation [4] es la normativa encargada de regir a los Estados Unidos de América la cual es actualizada con frecuencia con el fin de implementar nuevos factores que afecten el estado de la estructura y que con el avance tecnológico al siglo 21 sean posibles de determinar en campo y de llevar a un análisis más sofisticado y exacto por medio de modelos numéricos que puedan representar lo teórico o el comportamiento ideal de la estructura sin ser afectada por factores humanos y ambientales, por otro lado, las pautas dadas *por la* Monografía M-9 Pruebas de Carga de Estructuras [5] de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural de España, además de brindar una serie de recomendaciones para poder elaborar una prueba organizada y metódica, también toma factores de seguridad para la sobrecarga aplicada con el fin de no afectar la estructura para no llevarla a un estado innecesario de fisuración que se traduce en un potencial riesgo para la durabilidad de la misma.

## 2. DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES EN ESTUDIO

### 2.1. Ubicación

El puente la Parroquia comunica la cabecera principal de Bucaramanga con la municipalidad de San Vicente del Chucurí, el cual permite el paso de vehículos y transeúntes sobre la quebrada Pujamanes, una quebrada de poco caudal. Dicho accidente geográfico se deriva del río Sogamoso el cual se encuentran actualmente en proceso de aumento de la cota de nivel de aguas debido a la construcción de la represa hidroeléctrica Hidro-Sogamoso. Este hecho afecta a toda la localidad, área y estructuras que se localice dentro de la zona de influencia del proyecto llevándolos a un estado de inoperatividad.



Figura 1, localización Puente la Parroquia [13]

El puente la parroquia es parte de una vía terciaria donde su tránsito promedio diario es menor a 100 vehículos, por ende, las especificaciones que la definen no son de altos estándares causando que los mantenimientos sean escasos o prácticamente nulos tanto para la carretera como para las estructuras que la componen a lo largo de la vida de servicio que ha ofrecido este medio de comunicación.

### 2.2. Descripción

Según registros fotográficos, se identifica una escritura en la losa de aproximación, correspondiente a la fecha de construcción de la estructura, el puente la Parroquia fue elaborado en el año de 1980 cumpliendo con un tiempo de servicio de 34 años. Está catalogado en la sección de puentes postensados de viga-losa con sección tipo I y cuadrada llegando a sus apoyos, donde es necesario ampliar el ancho de la sección para garantizar y facilitar el montaje de los anclajes.

Posee una luz de 26 m y sus puntos de soportes están definidos al lado derecho por un apoyo de neopreno y al lado izquierdo uno fijo, determinando al puente, como una estructura isostática y estable, La distancia entre vigas es de 2,1 metros y voladizos simétricos de 0,85 metros.

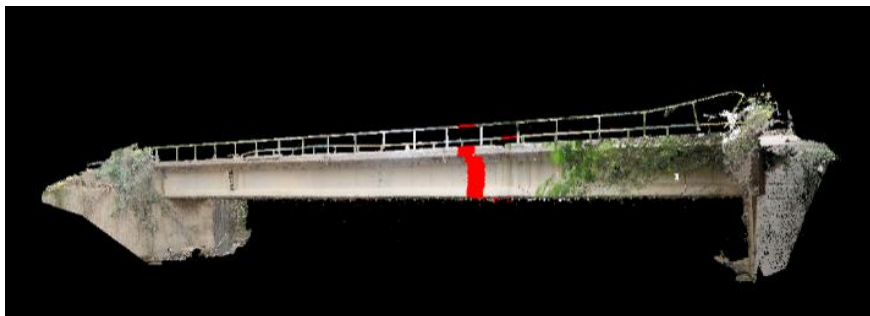
La estructura presenta dos riostras cada una separada a 8,66 metros de distancia, concordando con los criterios y especificaciones actuales de la normativa Colombiana CCDSP-95 [8] donde para luces mayores a 15 metros se debe colocar un diafragma en el punto de momento máximo positivo para uniformizar las deformaciones de las vigas y para impedir la distorsión de la sección del puente [9].



**Figura 2.** *Tipología viga-losa, vista inferior La Parroquia; Elaboración autores, 17 de Julio de 2014.*

La superficie de rodadura corresponde a la misma losa de concreto, donde el bajo tránsito de la zona permite el hecho de que no exista una capa de pavimento asfáltico. Además tiene un bordillo y una baranda de seguridad de concreto a cada lado del tablero.

Los datos generales de la geometría de los puentes fueron obtenidos realizando un levantamiento topográfico obteniendo así las características geométricas de los puentes, con ayuda del Riegl Scann



**Figura 3.** *Modelo tridimensional obtenido por Riegl Scann; Elaboración autores, 12 de Enero de 2014.*

A través del levantamiento con el escáner antes mencionado, y el manejo del software del fabricante del escáner; se obtuvo medidas de alta precisión para todas las características de la configuración geométrica tanto de sección transversal como longitudinal; a continuación se presentan solo algunos de los datos más importantes.

### 3. SISTEMÁTICA

Dado que el CCDSP-95 [8] no cuenta con un capítulo especial normativo que de algunos lineamientos a seguir en la realización de pruebas de carga para puentes, se seguirán las pautas aconsejadas en la Monografía M-9 Pruebas de Carga de Estructuras de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural de España [5], además de las Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción de puentes de carretera de la Dirección General de Carreteras de España.

Las pruebas de carga exigen una organización y preparación previa para poder relacionar los equipos y materiales para la correcta realización y finalización, determinar los últimos detalles y previsiones con tiempo de antelación, de manera que siguiendo una precisa metodología se obtenga la mayor fiabilidad en los resultados del ensayo y se proceda con las adecuadas condiciones y prescripciones de seguridad.

#### 3.1. Inspección del puente

Un reconocimiento previo a la estructura brindará una idealización del escenario y problemática presentada, para poder cuestionar e inferir la situación y estado actual del Puente. Se procede a identificar en campo el estado de: apoyos, juntas, vigas, tablero; tomando registro de estados de fisuración previos a la aplicación de la carga, para su posterior comparación con el correspondiente modelo teórico, reconociendo la importancia de estos a la respuesta elástica de la estructura.



**Figura 4,** Estado actual de estribos y apoyos; *Elaboración autores, 17 de Julio de 2014.*

El puente la Parroquia es un puente en el que visualmente se observan ciertas propiedades trazadas en la superestructura, tal como su fecha de construcción, y el acotado de la distancia longitudinal del puente.



**Figura 5,** *Escritura de año de construcción del puente; Elaboración autores, 17 de Julio de 2014.*



**Figura 6,** *Acotado longitudinal de 10 metros sobre el bordillo; Elaboración autores, 17 de Julio de 2014.*

Así, la estructura se identifica con un tiempo de servicio de 34 años una luz de 26 metros. La falta de mantenimiento y limpieza es evidente al observar el estado actual del tablero. También se observa la acomodación de paneles de avispas en la parte inferior, en la superestructura, no se observan ninguna clase de fisuras, solo se observan algunas a lo largo del estribo, aunque el alcance de la presente prueba no incluye efectos de la infraestructura, estos daños podrían afectar a la respuesta en la vulnerabilidad estructural y algunas condiciones corrosivas del concreto tanto de la infraestructura como de las vigas. Se procede a identificar propiedades que por inspección visual o de medición manual con cinta métrica se pudieran obtener, así es como se identifica el puente como de tipología postensado viga y losa, cuya sección es de tipo I y donde se corrobora la veracidad de la medida inscrita en el puente, definiendo una distancia entre apoyos de 26 metros.

Considerando los factores de bajo mantenimiento vial y alto tránsito de vehículos pesados debido al acarreo de materiales para la construcción de la represa, la estructura se encuentra en buenas condiciones donde ninguna clase de daño estructural podrá afectar o incidir en los resultados teóricos calculado por el software de análisis usado CIVIL MIDAS 2012



**Figura 7,** *vista superior del tablero; Elaboración autores, 17 de Julio de 2014.*

### **3.2. Levantamiento topográfico**

Con el fin de obtener una medida más precisa y rápida de los datos geométricos propios de la estructura, se ha recurrido a medios de última tecnología los cuales permitieron acceder a una toma de datos con menor factor de error que podría incluir el hecho de haber realizado las medidas mediante topografía tradicional.

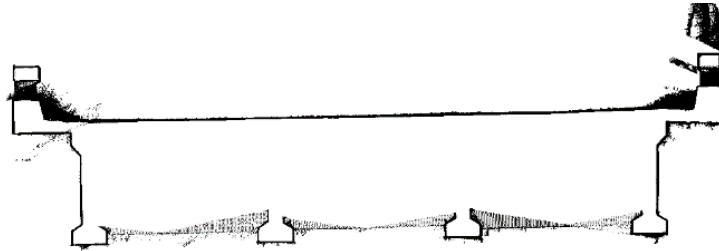


**Figura 8.** *Fotografía del dispositivo RIEGL VZ-400 utilizado [11]*

El scanner láser de referencia RIEGL VZ-400 facilitado por el grupo de investigación GEOMÁTICA posee una precisión de 3 milímetros con respecto a los datos reales realizando una lectura al espacio por medio de una velocidad predeterminada de reflectancia en el recorrido hacia los puntos, donde la diferencia de tiempo en llegar de nuevo hasta el láser, determinan la distancia promedio y ejecuta una nube de puntos asemejando el panorama captado por el láser en su zona de influencia, definida por una toma de muestra horizontal de 360° y vertical de 100° (60° por encima de su eje horizontal y 40° por debajo del mismo) [15]

La zona de influencia de los datos para el RIEGL VZ-400 incluye la geografía que rodea el puente La Parroquia, información innecesaria para el análisis de las propiedades geométricas requeridas para la formulación de la prueba de carga y así mismo, para la determinación de la rigidez a flexión de la estructura. El

software RISCAN Pro. Permitió filtrar la información y posteriormente exportarla a un archivo DWG para proceder con la determinación geométrica de sección transversal, del tablero, bordillos, esquematizando un sistema y modelo gráfico que represente a dimensión escalada el puente La parroquia.



**Figura 9.** *Imagen de la nube de puntos en DWG; Elaboración autores.*

### **3.3. Diseño de la prueba de carga**

Realizadas las actuaciones previas, se procede a formular la sobrecarga a aplicar para identificar los desplazamientos verticales representativos de la rigidez a flexión del puente La Parroquia, el cual, al estar al servicio por 34 años y sin ninguna clase de mantenimiento realizado, se considerará la solicitación portante a usar con un factor de seguridad que involucre dichos estados desfavorables donde el objetivo principal será la constatación experimental del comportamiento estructural del puente con el teórico simulado en el software MIDAS CIVIL y sus respuestas a las demandas establecidas sean similares, y de esta forma, con un nivel de confiabilidad adecuado, establecer patrones para poder identificar aspectos que hagan matizar ambos comportamientos.

El CCDSP-95 [8] no cuenta con alguna referencia sobre el diseño y la realización de pruebas de carga, por ende, a través de países que formulan dicha prueba como indispensable para la evaluación de puentes en etapa preliminares al estado de servicio y así mismo, para obtener información adicional del comportamiento de la estructura, han sido utilizadas para realizar el diseño para el puente La Parroquia, logrando una comparación entre los resultados de ambas metodologías y estableciendo la carga más segura, donde las variantes de magnitudes de carga y posiciones serán cambiadas de acuerdo al objetivo y destino de los resultados obtenidos, Los manuales AASHTO LRFD Bridge Desing Specifications [1] y Monografía M-9 Pruebas de Carga de Estructuras de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural de España [5] con parámetros de pauta y recomendaciones muy similares a la Technical Guide Loading Test On Road Bridges and Footbridges [14] de la normativa francesa, fueron las guías usadas para la formulación en el diseño de la sobrecarga portante a usar para la estructura.

#### **3.3.1. Metodología Association of State Highway and Transportation Official - AASHTO [3]**

La distribución de carga para los principales miembros de soporte está basada en los factores de distribución de diseño. Estos factores son conocidos para resultados en aproximaciones conservativas de la actual distribución.

Para realizar el diseño de prueba de carga para estudio de comprobación de comportamiento para puentes existentes, se necesita en primera medida obtener el valor de  $X_p$  el cual representa un factor de carga viva, necesario para llevar al puente a un factor de tasa de 1,0. Antes de realizar cualquier ajuste, el valor de  $X_p$  será igual a 1,4.

Este valor se calibró para dar la misma fiabilidad global como el nivel inherente a la capacidad de carga calculada. El factor de 1,40 en las cargas vivas se puede reducir si el propósito de la prueba es únicamente para verificar una calificación para una carga de permiso.

**Tabla 1.** Ajustes para  $X_p$  normativa AASHTO [2]

| Consideración                  | Ajuste    |
|--------------------------------|-----------|
| 1 Línea de carga               | 15%       |
| Estructura no redundante       | 10%       |
| Fractura o detalles críticos   | 10%       |
| Puente en mal estado           | 10%       |
| Inspección rigurosa            | -5%       |
| Capacidad de carga > 1.0       | -5%       |
| Tráfico Promedio Diario < 1000 | -10%      |
| Trafico Promedio Diario < 100  | -15%      |
| <b>Total</b>                   | <b>5%</b> |

- ✓ EL puente La Parroquia, es con un transcurso de 34 años de servicio, ningún mantenimiento o inspección han sido realizados previamente, por lo tanto, se considera a La Parroquia como una estructura en mal estado.
- ✓ Los apoyos observados se encuentra compuesto por una apoyo de neopreno hacia el lado izquierdo, y fijo al lado derecho, determinándose una estructura isostática o una estructura sin ninguna redundante en sus equilibrio externo
- ✓ Por encontrarse en una vía terciaria y las bajas especificaciones de la vía de acceso, su tráfico promedio diario es menor a 100 vehículos, pues se encuentra de estado de servicio, no presenta fractura o detalles críticos

Por tanto:

$$\sum X_p = 5\% \quad (1)$$

Se tomarán las consideraciones apropiadas para el puente en estudio, y se realizará el cálculo respectivo para obtener el valor ajustado de  $X_p$  el cual llamaremos en este caso  $X_{pA}$ , un factor variable de acuerdo a las condiciones físicas visibles del puente, de su tipología de sus apoyos, del nivel de tránsito sobre la estructura, entre otros.

$$X_{pA} = X_p \left( 1 + \frac{\sum X_p}{100} \right) = 1,47 \quad (2)$$

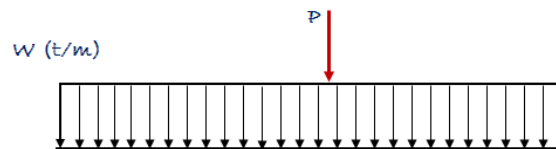
Para puentes de múltiples carriles, con un mínimo de dos carriles se debe cargar al mismo tiempo.  $X_{pA}$  No debe ser inferior a 1,3 o más de 2,2 [3].

Una vez obtenido el valor ajustado de  $X_p$ , se procede a calcular la magnitud de la carga viva a aplicar para la prueba de la siguiente manera:

$$L_T = X_{pA} L_R (1 + IM) = 131,7 \text{ ton} \approx 132 \text{ [Ton]} \quad (3)$$

El valor de  $L_r \cdot (1 + IM)$  de (3) expresaría la carga viva más el impacto generado por la carga viva de diseño [12] enunciado en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP-95 [8].

**Tabla 2.** Efectos de carga por carril según luces



|                | Luz               | Carga                                 |
|----------------|-------------------|---------------------------------------|
| <b>Momento</b> | $L < 28$          | Camión                                |
|                | $28 \leq L < 100$ | Carril $w = 1,5 - \frac{(L-28)}{200}$ |
|                | $L > 100$         | Carril $w = 1,14 \frac{t}{m}$         |
|                |                   | $P = 12 \text{ t}$                    |

|                 |                   |                                       |
|-----------------|-------------------|---------------------------------------|
| <b>Cortante</b> | $L < 24$          | Camión                                |
|                 | $24 \leq L < 134$ | Carril $w = 1,5 - \frac{(L-24)}{300}$ |
|                 | $L > 134$         | Carril $w = 1,14 \frac{t}{m}$         |
|                 |                   | $P = 16 \text{ t}$                    |

### 3.3.2. Monografía Española M-9 de ACHE [5]

Según la Monografía Española M-9 de ACHE [5], se establece una ecuación donde se puede proveer la información de la magnitud de la sobrecarga a implementar, únicamente con las propiedades geométricas proporcionadas por la topografía dada por el Riegl Scanner, además, se induce un factor de seguridad para los puentes construidos en hormigón, derivado las teorías e Instrucciones del cálculo de diseño que permiten que bajo ciertas combinaciones de sobrecarga de uso puedan llegar a parecer fisuraciones. En esta situación,

una prueba de carga de una estructura nueva podría llegar a un estado innecesario de fisuración que se traduce en un potencial riesgo para la durabilidad de la misma. Como consecuencia de ello, se ha ido reduciendo la carga máxima recomendada en la práctica de dichos ensayos. Así, la Monografía española M-9 de ACHE [5], en las últimas Recomendaciones hace limitar la carga de ensayo de forma que se alcancen esfuerzos del orden del 60% de los que produciría el tren de la Instrucción de Acciones, sin sobrepasar nunca el 70% para de esta forma, no comprometer la durabilidad de la estructura [6].

$$Q = \left[ 0.65 * \left( 4 + \frac{1200}{b * L} \right) \right] * (b * L) \text{ [kN]} \quad (4)$$

$$Q = 1321 \text{ [kN]} \cong 135 \text{ [Ton]}$$

Según la Monografía Española M-9 de ACHE [5] se obtuvo un valor de 135 ton y mediante la normativa estadounidense ASSHTO [3] se obtuvo una magnitud de solicitud máxima de 132 ton, por cuestiones de seguridad y teniendo en cuenta que ambos valores son notoriamente significativos, se decidió optar por el menor debido a la incertidumbre en el diseño del postensionamiento y el desconocimiento de daños internos sobre la estructura, y para asegurar que el puente no ingrese en un estado de fisuración, se tomará el 70% de este valor [6], tal como la Monografía Española [5] lo indica, por ende la magnitud total de la solicitud para la prueba de carga será:

$$Qt = 132 * 70\% = 92,4 \text{ [Ton]} \quad (5)$$

Lo que equivaldrían a un poco más de dos camiones de diseño C-40-95 con carga de 40 [Ton].

#### 4.4. Diseño teórico del preesfuerzo

Para la realización adecuada del modelo matemático del puente La Parroquia, además de ser fundamental las propiedades geométricas y mecánicas de este, se hace necesario conocer lo correspondiente al preesfuerzo, para así tener en cuenta su incidencia sobre la rigidez a flexión del puente.

Debido a la antigüedad del puente La Parroquia, fue imposible encontrar existencia alguna de sus respectivos planos estructurales, dando como opción final, la elaboración de un diseño teórico del postensado de las vigas. Dicho diseño fue elaborado con base al Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes –CCDSP- de 1995 [8].

Teniendo como guía para la realización del diseño teórico de las vigas postensadas del puente La Parroquia, los planos estructurales del puente con luz de 26 metros de luz, se propone una trayectoria de cable de preesfuerzo parabólica ( $y = kx^2$ ), la cual permite contrarrestar la acción de las cargas externas, que se suponen uniformemente repartidas, produciendo diagramas de momentos parabólicos.

##### 3.4.1. Propiedades mecánicas de los materiales

Como parte fundamental del diseño del preesfuerzo de una viga tipo de un puente, es necesario que como primera instancia se haga la identificación y especificación de los materiales a usar, junto con sus propiedades influyentes en el diseño.

Para el caso en estudio, se asumieron las siguientes propiedades:

**Concreto de las vigas:**

**Concreto de la losa:**

$$f'ci = 315 \left[ \frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$f'ci = 210 \left[ \frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$f'c = 350 \left[ \frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$f'c = 210 \left[ \frac{kg}{cm^2} \right]$$

**Acero de preesfuerzo:**

$$fpu = 18900 \left[ \frac{kg}{cm^2} \right] fpy = 16000 \left[ \frac{kg}{cm^2} \right]$$

### 3.4.2. Determinación de la fuerza de preesfuerzo

Durante el diseño del preesfuerzo de la viga postensada, es importante identificar las diferentes etapas constructivas, donde se concluirá que fuerzas actúan durante el tensionamiento, involucrando las propiedades geométricas de su sección transversal, reconociendo el momento de acción de lo conocido como sección simple y sección compuesta. Las etapas constructivas que se hacen fundamentales, son la etapa de transferencia, en la cual solo se tienen en cuenta las cargas permanentes, referentes a peso propio y cargas sobre impuestas involucrando la sección simple solamente, y la etapa de servicio, refiriéndose al momento en que las cargas vivas hace presencia en el funcionamiento de la estructura, integrando así la acción de la sección compuesta.

El criterio tenido en cuenta para la valoración de la fuerza de tensionamiento, consiste en establecer una igualdad entre los esfuerzos producidos en la fibra inferior de la sección compuesta por el momento de diseño, y el esfuerzo máximo admisible a tracción del concreto. En el cálculo del momento de diseño, se tuvo en cuenta el peso propio de la viga, incluyendo el peso de la losa, las cargas sobre impuestas (bordillo y baranda), y una carga puntual referente a la carga viva identificada por el camión de diseño C40-95.

✓ Fuerza de tensionamiento obtenida:

$$P = 275 [t] * 1,25 = 366 [t] \quad (6)$$

Se realiza un aumento del 25% de la fuerza de preesfuerzo, para de esta manera tener en cuenta las pérdidas totales.

Durante la comprobación de esfuerzos en el concreto, se obtuvo como resultado que el esfuerzo producido pro esta carga, excede el admisible a compresión indicado por el CCDSP-95 [8], concluyendo que el tensionamiento se debe fraccionar en dos etapas.

- ✓ Primer etapa: **60%P**
- ✓ Segunda etapa: **40%P**

Para el diseño se escoge arbitrariamente torones de 0.5 pulgadas de diámetro ( $A_{sp} = 0.987 \text{ cm}^2$ ), obteniendo un número total de 8 cables de 4 torones cada uno y una fuerza en el centro de luz equivalente a 50.53 toneladas.

**Tabla 3.** *Número de torones por cable de preesfuerzo.*

| <b>Tensiona.</b> | <b>No. de cables</b> | <b>No. Torones por cable</b> | <b>F/cable</b> |
|------------------|----------------------|------------------------------|----------------|
| Primero          | 5                    | 4                            | 50.534 t       |
| Segundo          | 3                    | 4                            | 50.534 t       |

Para el diseño se escoge arbitrariamente torones de 0.5 pulgadas de diámetro ( $A_{sp} = 0.987 \text{ cm}^2$ ), obteniendo un número total de 8 cables de 4 torones cada uno y una fuerza en el centro de luz equivalente a 50.53 toneladas.

### 3.4.3. Cuadro de tensionamiento

Una vez realizado el cálculo y control de esfuerzos ejercidos sobre el concreto, siendo esto nos mayores a los admisibles, se realiza un resumen del tensionamiento en los cables de preesfuerzo de la viga postensada.

**Tabla 4.** *Cuadro de tensionamiento.*

| <b>Cable</b> | <b>No. Torones</b> | <b>Tensión en el gato [t]</b> | <b>Tensión en centro de luz [t]</b> |
|--------------|--------------------|-------------------------------|-------------------------------------|
| 1            | 4                  | 55.15                         | 50.534                              |
| 2            | 4                  | 45.98                         | 50.534                              |
| 3            | 4                  | 55.92                         | 50.534                              |
| 4            | 4                  | 45.36                         | 50.534                              |
| 5            | 4                  | 56.70                         | 50.534                              |
| 6            | 4                  | 48.90                         | 50.534                              |
| 7            | 4                  | 48.80                         | 50.534                              |
| 8            | 4                  | 48.75                         | 50.534                              |

### 3.5. Realización de la prueba de carga

La fecha de realización de la prueba de carga, la cual fue citada para el día jueves, 17 de Julio de 2014 para el Puente la Parroquia, con el principal objetivo de obtener mediciones sobre su deflexión y respuesta vertical, ante la sollicitación de un tren de carga compuesto por dos volquetas, sin causar algún tipo de daño a la estructura.

Para la realización de la prueba de carga, se han de considerar los puntos en donde se producen las sollicitaciones más desfavorables sobre la estructura para la viga externa y la subsiguiente a ella, dando lugar a una serie de estados de

sobrecarga constituidos por un tren de 2 volquetas en distintas zonas del puente, identificando el centro de la luz como la zona crítica a analizar en el estudio a la resistencia a flexión positiva y flexión negativa en las zonas de los apoyos.

Los vehículos usados fueron dos volquetas tipo Workstar International Doble Troque modelo 2014 proporcionadas por Conalvías, las cuales poseían una carga de material de subbase granular de peso de 33.33 toneladas y 34.86 toneladas medido en bascula.



**Figura 10.** *Frontal del vehículo tipo Workstar International Doble Troque; Elaboración autores, 17 de Julio de 2014.*

En el ensayo se realiza un solo ciclo de carga, compuesto por la perteneciente a las dos Volquetas con sus extremos traseros enfrentados, atendiendo al protocolo establecido, la carga se aplica de forma progresiva en los puntos donde se pueda tener conocimiento de las medidas simultáneas en la respuesta de la estructura en las zonas críticas, asegurando que con las condiciones de seguridad adecuadas, el comportamiento de la misma está en los rangos elásticos. Los movimientos de los vehículos en cualquier fase del proceso de carga o descarga se efectuaron con la suficiente lentitud, una velocidad menor a 5 km/h con el fin de no provocar efectos dinámicos no deseados.

Debido al efecto de fluencia o variación en el tiempo de la respuesta en deformaciones o desplazamiento de los materiales al ser sometidos a una carga estática, se presentó inicialmente una deformación instantánea producto de la reacción del material a soportar una carga adicional, dicha deformación instantánea muestra una variación con pendiente positiva respecto al tiempo, y de tal forma, basados en el criterio de estabilización de las medidas, la deformación instantánea se mantendrá constante mientras se mantenga en el estado de aplicación de una solicitud invariable.

Definiendo el tiempo como factor de medida independiente, se emplea la confirmación atendiendo a las pautas dadas por la Monografía Española ACHE [5] que definen una formula empírica la cual expresa que analizando intervalos

de 10 minutos, la estructura habrá estabilizado su respuesta si cumplen los siguientes criterios [7].

Para el primer intervalo 0 – 10 min

$$\text{Criterio 1. } D_{10} - D_0 < 0.05D_0 \quad (6)$$

Para los demás intervalos

$$\text{Criterio 2. } D_{20} - D_{10} < 0.2(D_{10} - D_0) \quad (7)$$

Cumplido alguno de los criterios anteriores, se considera que la estructura ha alcanzado su punto de estabilización y se procede a la medición de las deflexiones finales de la estructura estabilizada. A dicha deflexión se le denominará **Deflexión Total  $D_T$** .

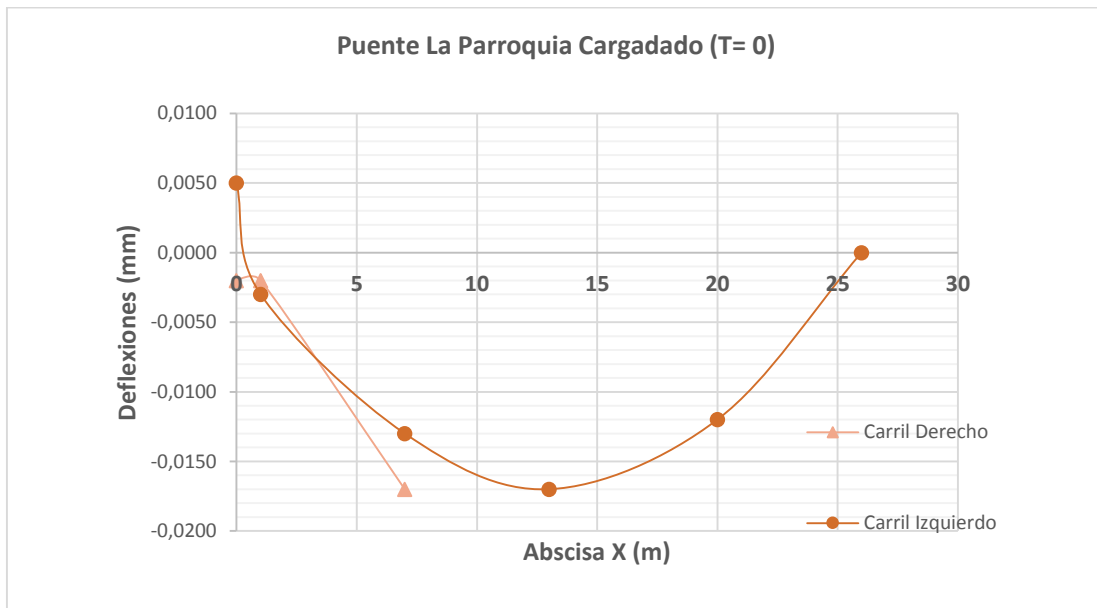
**Tabla 5.** Deflexiones para viga externa.

| Deflexiones |         |         |             |
|-------------|---------|---------|-------------|
| Abs(m)      | 0 min   | 10 min  | Condicional |
| 0           | 0,0050  | 0,0050  | Cumple      |
| 1           | -0,0030 | 0       | Cumple      |
| 7           | -0,0130 | -0,0160 | Cumple      |
| 13          | -0,0170 | -0,0180 | Cumple      |
| 20          | -0,0120 | -0,0110 | Cumple      |
| 26          | 0       | 0       | Cumple      |

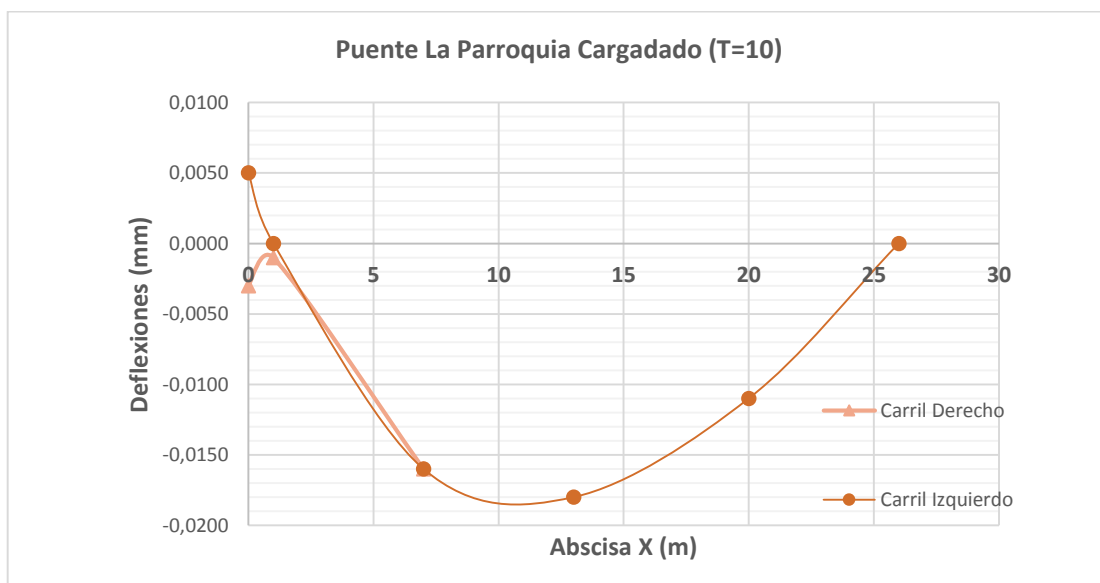
**Tabla 6.** Deflexiones para viga interna

| Deflexiones |         |         |             |
|-------------|---------|---------|-------------|
| Abs (m)     | 0 min   | 10 min  | Condicional |
| 0           | -0,0020 | -0,0030 | Cumple      |
| 1           | -0,0020 | -0,0010 | Cumple      |
| 7           | -0,0170 | -0,0160 | Cumple      |
| 13          | -       | -       | -           |
| 20          | -       | -       | -           |
| 26          | -       | -       | -           |

A continuación, se presentan las gráficas para cada viga, en serie con el tiempo



**Figura 11, Gráfica de deflexiones para tiempo = 0 min**



**Figura 12. Gráfica de deflexiones para tiempo=10 min**

Para la viga interna, los datos en los puntos simétricos de 13, 20 y 26 metros no se pudieron observar en la toma de medidas debido a la interferencia visual que aportaban las volquetas a la visión del teodolito, razón por la cual, no se decidió hacer cambio de punto de estación con el motivo de no agregar variables que afecten la precisión de los resultados.

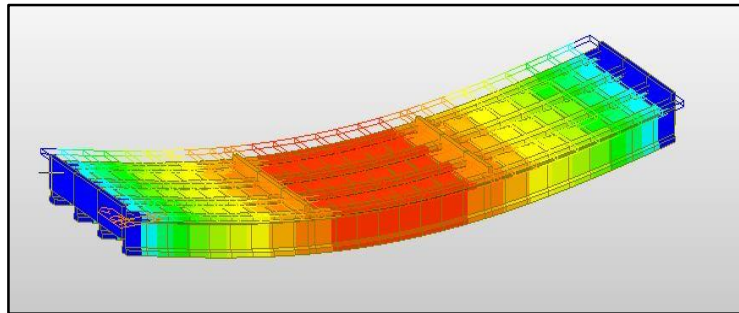
Se analiza que el Puente la Parroquia demuestra un comportamiento elástico bastante aceptable, al estabilizarse al paso de 10 minutos, cuya deflexión máxima se da en el centro de luz con un valor de 1,8 cm.

Ver en anexos (1), (2) y (3) las actas obtenidas en campo, el protocolo de prueba de carga y los planos con las posiciones establecidas para las volquetas

#### 4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Obtenidas los resultados en campo donde se muestra la deflexión a la que se ve sometida la estructura después de atender a la sollicitación estática de dos volquetas, se procede a obtener un modelo numérico que simule las condiciones reales del puente para obtener distintos análisis y efectos que responden al Puente La Parroquia.

El Puente La Parroquia simulado en software CIVIL MIDAS versión 2012 concluye los siguientes resultados según las cargas aplicadas y asumiendo una resistencia para concreto de losa de 3000 psi y para las vigas de 5000 psi.



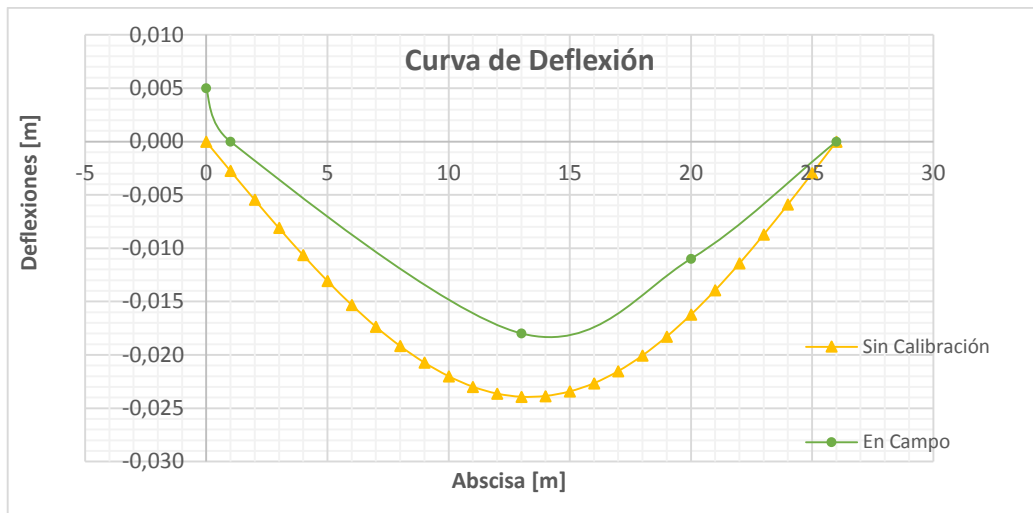
**Figura 13.** Deflexión en CIVIL MIDAS 2012

El modelo obtenido previamente, resulta el comportamiento de la estructura bajo ciertos parámetros establecidos tentativamente resultando, una reacción teórica.

**Tabla 7.** Propiedades teóricas modelo midas

|                            | <b>Vigas</b> | <b>Losa</b> | <b>Postensado</b> |
|----------------------------|--------------|-------------|-------------------|
| <b><i>f'c [psi]</i></b>    | 5000         | 3000        | -                 |
| <b><i>fpu [kg/cm2]</i></b> | -            | -           | 16000             |
| <b># Torones</b>           | -            | -           | 4                 |
| <b>Área [in]^2</b>         | -            | -           | 1/2               |

Atendiendo al objetivo principal, se exportan los datos resultantes de la deformación y se compara realiza una gráfica comparativa entre lo hipotético y lo sucedido en campo.



**Figura 14.** Curva de Deflexión en viga externa

La divergencia entre las dos graficas radico en aspectos desconocidos que al momento del diseño se escogieron valores tentativos que pudieran encajar en la tipología de puentes así como las condiciones a las cuales está expuesto, algunas de las circunstancias se enumeran a continuación:

- ✓ Asunción de parámetros de resistencia en concreto para vigas y loza.
- ✓ Diseño teórico del postensado: número de torones y área.
- ✓ Supresión de efectos del entorno de la estructura.
- ✓ Error humano en la precisión de toma de datos en las deflexiones.

Con objeto de calibrar el modelo número cuya deflexión proporcionada fue de 2,4 cm y ajustarlo hacia la realidad, es decir, a una deflexión igual o cercana a 1,8 cm analizada en el centro de luz el cual es considerado como el punto crítico de la estructura, se continua con la modificación de distintas variables que afectan el comportamiento del puente detallando la viga externa debido a que se presentaron las mayores deflexiones por ser directamente la viga cargada.

Con el fin de generar referencias sobre los cálculos para identificar la variable que genere una mayor reducción en las deflexiones, se analizó los valores obtenidos individualmente y se comparó con el modelo numérico inicial de acuerdo a la siguiente formula:

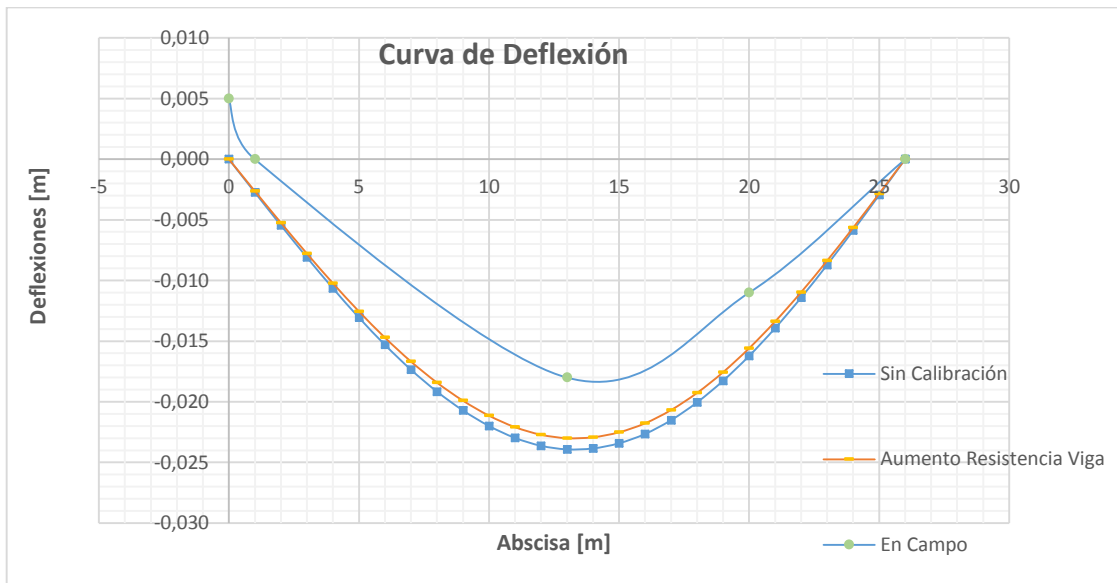
$$Diferencia\ en\ \% = \left| \frac{\delta_0 - \delta_i}{\delta_0} \right| * 100 \quad (8)$$

En donde  $\delta_0$  es la deflexión al centro de la luz del modelo sin calibrar y  $\delta_i$  es la deflexión al centro de la luz del modelo con el cambio en la variable analizada individualmente

#### 4.1. Aumento de resistencia del concreto para vigas.

Según la relación descrita en la Norma Colombiana De Sismo Resistencia NSR-2010,  $E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c}$  (9) [10], resulta que si se afecta en un incremento la resistencia a compresión del concreto, incluirá un cambio directamente

proporcional al módulo de elasticidad del material para las vigas postensadas con sección tipo I y disminuiría la deflexión dada en el software.

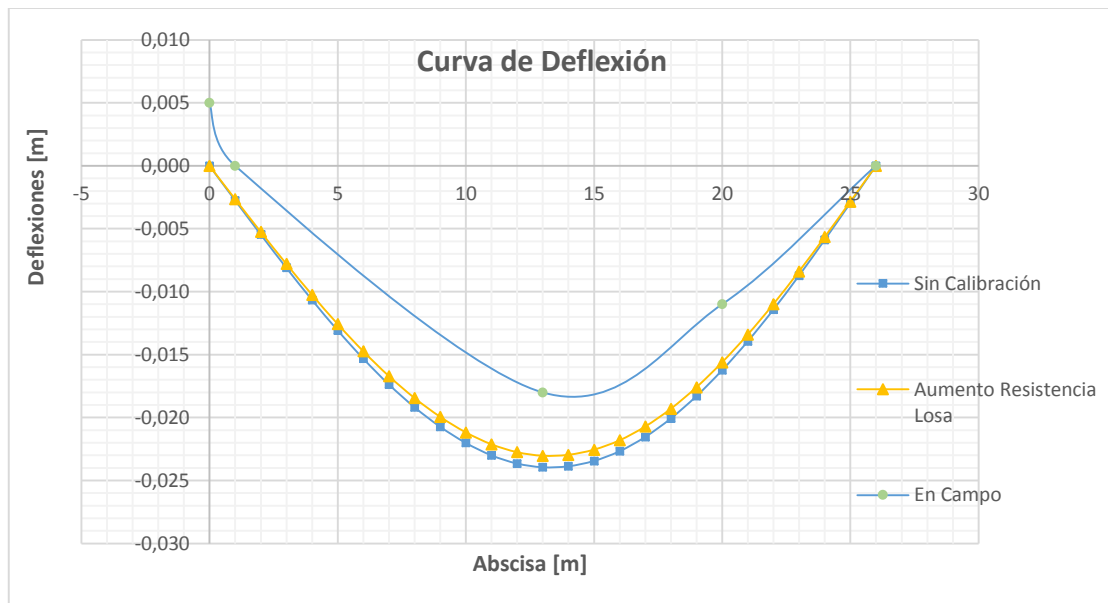


**Figura 15. Calibración con aumento de  $f'c$  en viga**

La diferencia entre el modelo sin calibración y el modelo aumentando la resistencia del concreto para vigas de 5000 psi a 6000 psi incide en un 3,9%, un porcentaje poco significativo si en global se desea lograr un cambio en deflexiones del 25% para lograr una calibración exitosa, por ende, modificar propiedades de los materiales no compromete a grandes rasgos los resultados.

#### 4.2. Aumento de resistencia del concreto en la losa.

Se considera un cambio en la resistencia a compresión del concreto para la losa el cual está en contacto directo con las solicitaciones aplicadas.



**Figura 16. Calibración con aumento de  $f'c$  en losa**

Según la relación descrita en la Norma Colombiana De Sismo Resistencia NSR-2010 [10]  $E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c}$  (9), resulta que si se afecta en un incremento la resistencia a compresión para la losa de 3000 psi a 4000 psi afecta en un 3,8% la respuesta de la rigidez a flexión en contraste con el 25% que se desea obtener.

### 4.3. Aumento de fuerza en los cables de postensado.

Se estudia la incidencia que resulta entre el diseño del postensionamiento y la deformación del puente, como primera medida se procede a aumentar directamente la fuerza del cable en un 20%, la gráfica que expone su resulta se muestra a continuación:

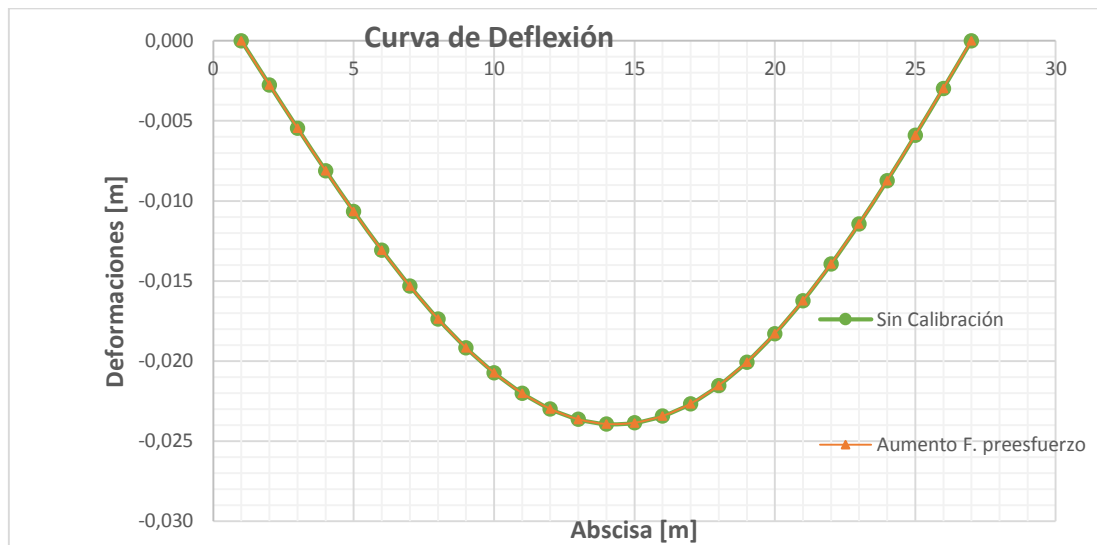


Figura 17. Calibración con aumento de fpu en cables

De acuerdo a la gráfica presentada, el aumentar o disminuir la fuerza de los cables no afecta en ninguna medida las deflexiones obtenidas, por lo tanto, se decide evaluar el aumento de la fuerza del presforzado mediante el incremento de número de torones de 4 previos a 6.

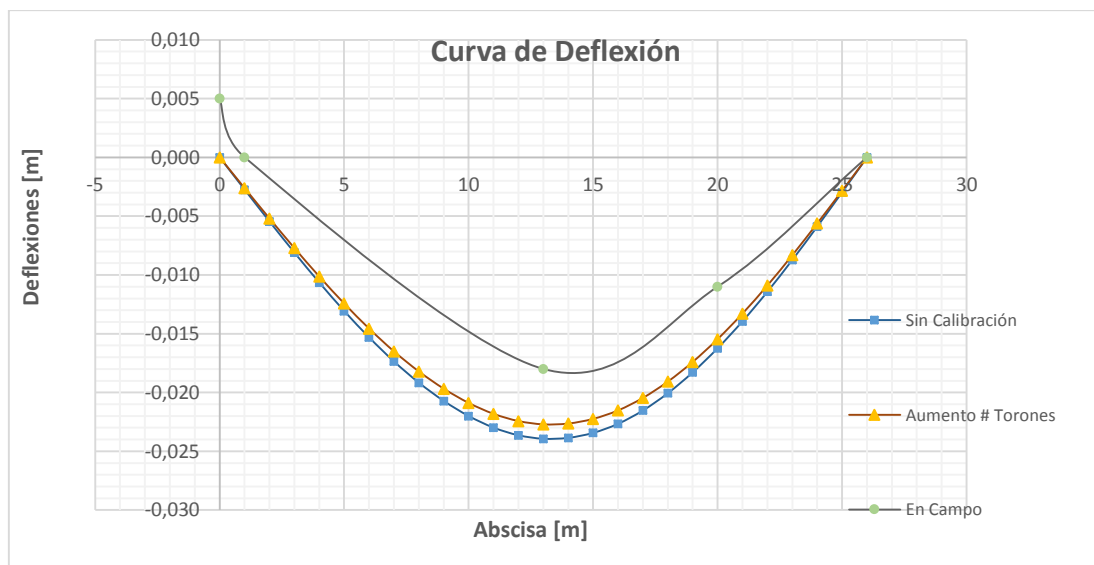


Figura 18. Calibración con aumento de # de torones

Con un porcentaje de aporte del 5,1%, el aumento del número de torones afecta más en la fuerza del postensado en comparación con el cambio directo de la fuerza de tensionamiento de cada cable, y a su vez, tiene un mayor porcentaje de afectación que la modificación de las resistencias a compresión de los materiales, sin embargo, el procedimiento de incremento del número de torones no se puede continuar debido a que se podría exceder los esfuerzos a compresión en el concreto, comprometiendo el diseño del preesfuerzo en una respuesta que afecte de manera negativa la evaluación en de la rigidez del Puente La Parroquia.

#### 4.4. Consideración del Bordillo en la sección transversal

Inicialmente se realiza una simulación crítica ante la suposición de que la rigidez aportada por el bordillo era nula, con el fin de encontrar resultados más críticos y no involucrar variables geométricas, sin embargo, se establece la adición del bordillo a la sección transversal de las vigas externas para el estudio de su incidencia hacia la respuesta a flexión de la estructura.

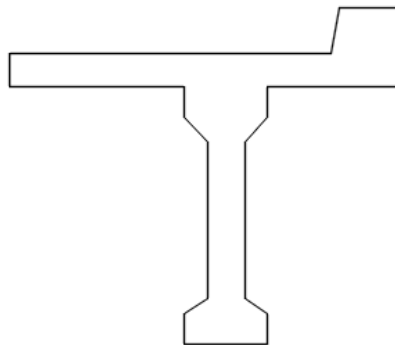


Figura 19. Sección transversal para vigas externas

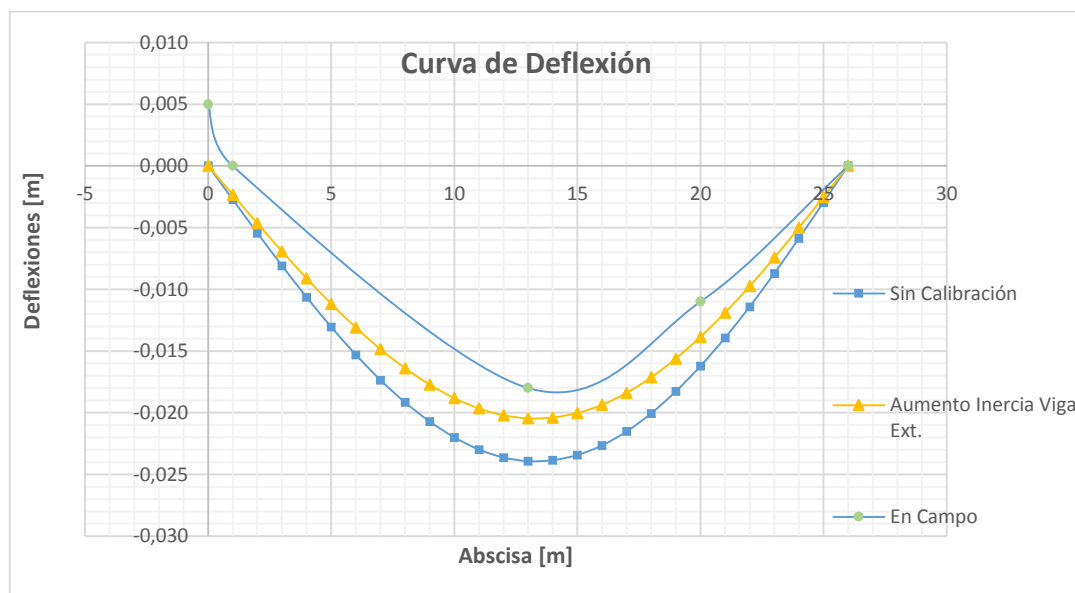


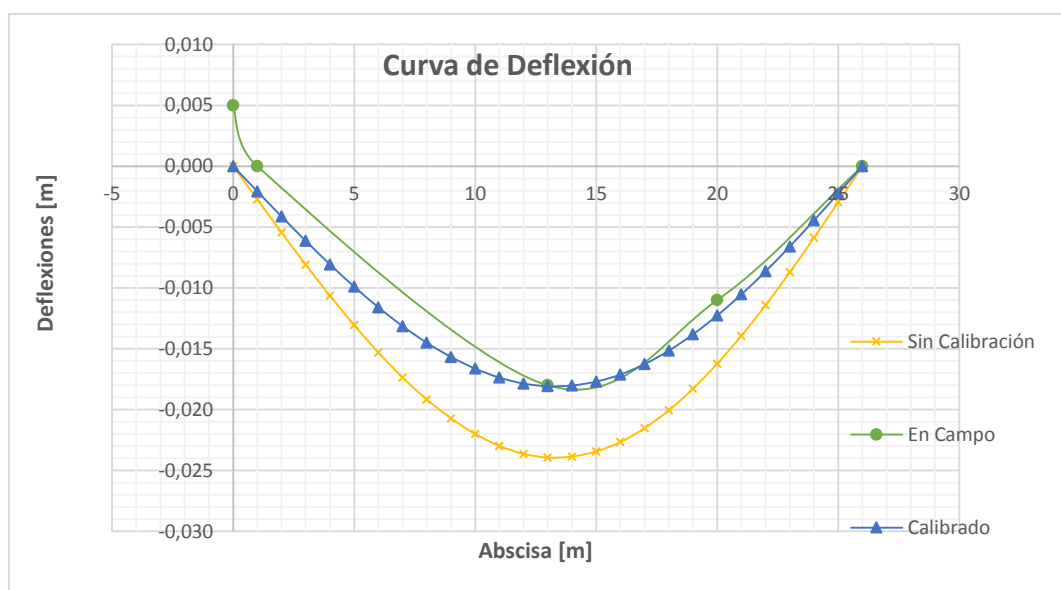
Figura 20. Calibración con inclusión de Bordillo

La inclusión del bordillo refiere el aumento de las inercias en eje "Y" en un 30% y en el eje "Z" en un 20% comprometiendo la relación inversamente proporcional,

obteniendo un cambio significativo de 14,5 % entre el modelo calibrado y el obtenido directamente sin modificación desde CIVIL MIDAS 2012, por ende, las propiedades geométricas del puente son catalogadas como las de mayor valor en la calibración.

#### 4.5. Inclusión de todos los efectos

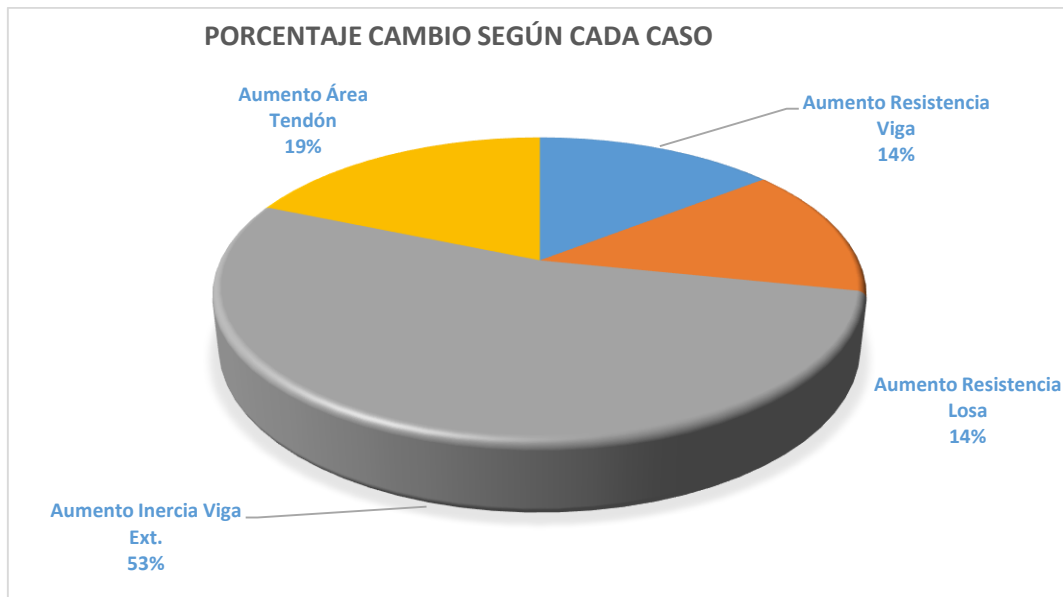
Con el objeto de lograr adecuar la deformación teórica vertical del puente a la experimental, se recopilan todos los efectos producidos debido al cambio de propiedades en los materiales, geométricas y de diseño de preesfuerzo para corroborar realizado en campo.



**Figura 21. Calibración Total**

Debido a la simetría del Puente, se esperaría presentar en la estructura deformaciones iguales en los puntos semejantes, sin embargo, se precisa que las deflexiones en la estructura no deben ser de todo igual a los puntos opuestos con respecto al eje central, pues la posición de las volquetas asimétrica a partir del centro del puente configura la respuesta relacionada para ambas mitades.

Finalmente, al realizar una evaluación individual de la afectación de cada variable con respecto a la deformación, se pudo obtener la disminución en el cambio de la respuesta de la rigidez a flexión de la estructura en un 25% con respecto a la realizada en campo, donde desplazamiento vertical del centro de luz, considerado como medida de 1,8 cm realizada el punto más crítico, concuerda con la experimentalmente el día 17 de Agosto de 2014.



**Figura 22.** Torta de Resumen de Ajustes

#### 4.6. Cálculo de deflexiones

Debido a la incertidumbre de algunas propiedades mecánicas del puente La Parroquia, se realiza el cálculo de las deflexiones en la viga postensada, para tener otro parámetro de comparación, al momento de realizar el modelo matemático del mismo.

Algunos datos son relevantes en el cálculo de las deflexiones producidas tanto por el preesfuerzo como por las cargas muertas y vivas, siendo entre estos el módulo de elasticidad de la viga y la inercia de la misma.

Para la obtención de la deflexión debida al preesfuerzo, se resalta la influencia de la fuerza de cada tendón en el centro de luz y su correspondiente excentricidad en el apoyo respecto al eje centroidal de la viga, el cual me producirá como efecto un momento flector.

La carga viva usada para el cálculo de la deflexión, es aquella que fue aplicada durante la prueba de carga (34 toneladas), sobre la viga a analizar y de esta manera poder realizar una comparación con los resultados proporcionados por el modelo matemático.

**Tabla 8.** Cuadro de deflexiones

| Deflexión                 | Valor | Sentido |
|---------------------------|-------|---------|
| $\delta$ preesforzado [m] | 0,087 | ↑       |
| $\delta_D$ [m]            | 0,078 | ↓       |
| $\delta(L+I)$ [m]         | 0,033 | ↓       |

Según el CCDSP-95 [8], existe una deflexión admisible para la carga viva, la cual debe estar en un rango cercano o aproximado de la calculada.

$$\delta_{adm} = \frac{Luz}{800} = 0,033 [m] \downarrow.$$

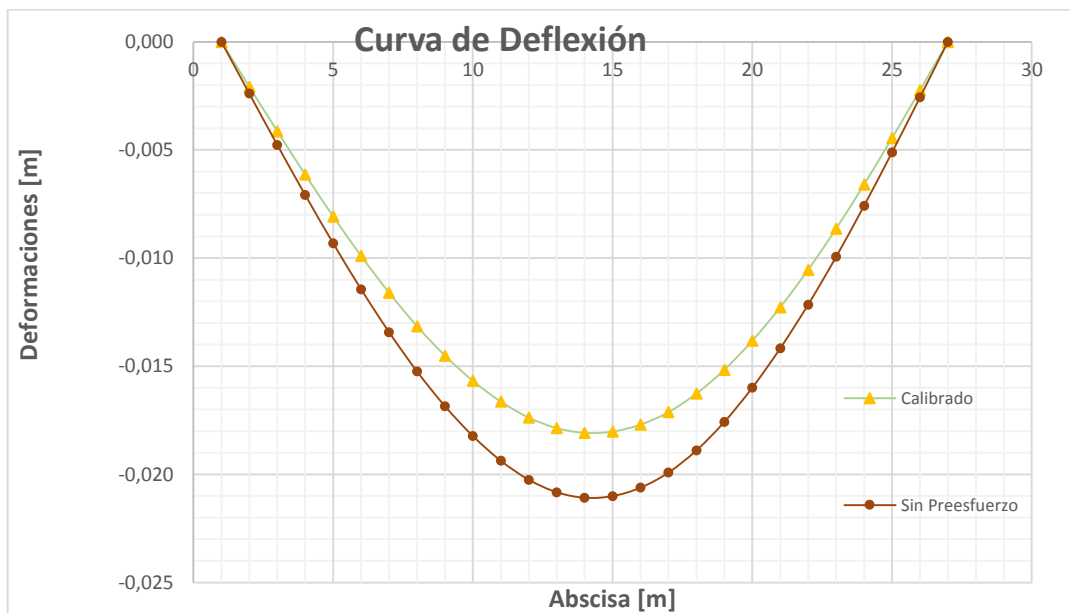
La deflexión total que es producida en el centro de luz, es obtenida por medio de la suma de las deflexiones individuales de cada efecto que actúa sobre el puente, en este caso también se incluirá la deflexión que fue calculada en el anexo 2 por los cables de preesfuerzo en el segundo tensionamiento.

$$\delta_T = 0,025 [m] \uparrow.$$

Comparando este resultado con el obtenido por el software MIDAS Civil v.12 (0,024 metros), se puede decir que son similares, generando cierta confiabilidad en los resultados arrojados en la realización del modelo matemático.

#### 4.7. Influencia del postensado

Definir las deflexiones que resultarían sobre la estructura si está solo estuviera compuesta de concreto, precisan el efecto cuantitativo que tiene el postensado sobre el puente, así que se realizó el modelo numérico sin incluir las fuerzas de tensionamiento existentes considerando únicamente como elemento resistente el concreto de la viga y losa, los resultados fueron los siguientes:



**Figura 23. Influencia del Postensado**

Según la figura 19, el resultado para una deformación de un puente de concreto sin ningún refuerzo equivale a un desplazamiento de 2,1 cm con respecto al 1,8 cm resultante de la aplicación del postensado, es decir, alrededor de un 20% de afectación sobre el puente ante la solicitación impuesta de 2 volquetas doble troque de 33.33 toneladas y 34.86 toneladas, demostrando, que dicho estado de esfuerzos y deformaciones que es inducido al Puente La Parroquia, mejora el comportamiento y rigidez estructural, aumentando la capacidad de carga de la estructura, aunque cabe resaltar, que ante solicitaciones como mayor magnitud, el porcentaje de afectación puede aumentar.

Se realiza la comprobación del anterior cálculo manual por medio del teorema de Castigliano y la sección transformada, y a su vez, se realiza el modelo en programas de análisis de estructuras alternos como lo es SAP.

**Tabla 9. Cuadro de deflexiones de sap.**

| <b>TABLE: Joint Displacements</b> |                   |                           |
|-----------------------------------|-------------------|---------------------------|
| <b>Joint</b>                      | <b>OutputCase</b> | <b>U</b>                  |
| Text                              | Text              | m                         |
| 1                                 | deflexión         | 0                         |
| 2                                 | deflexión         | -<br>0,0156               |
| 3                                 | deflexión         | -<br>0,0203               |
| <b>4</b>                          | <b>deflexión</b>  | <b>-</b><br><b>0,0207</b> |
| 5                                 | deflexión         | -<br>0,0196               |
| 6                                 | deflexión         | -<br>0,0180               |
| 7                                 | deflexión         | -<br>0,0105               |
| 8                                 | deflexión         | 0,0000                    |

Con el objetivo de identificar la magnitud de incidencia del postensado en el área de la sección transversal, se continúa aumentando la sección para vigas externas e internas hasta lograr la deformación determinada por la estructura con presforzado, concluyendo, que el aumento de la viga interna en un 3,96% y la externa en un 4,14% iguala al efecto del estado de esfuerzos y deformaciones que es inducido al Puente La Parroquia debido a la influencia del postensado.

**Tabla 9. Modificación de área.**

|                          | <b>Vig. Int</b> | <b>Vig. Ext</b> |
|--------------------------|-----------------|-----------------|
| <b>Área antes [m2]</b>   | 0,59            | 0,56            |
| <b>Área después [m2]</b> | 0,61            | 0,58            |
| <b>%Aumento</b>          | 4               | 4               |

## 5. CONCLUSIONES

La herramienta de nueva tecnología usada RIEGL SCANN VZ-400 que reemplazó en la prueba a la topografía tradicional, mejora los tiempos de medición en la estructura logrando una precisión de 3mm, sin embargo, no se puede realizar la afirmación sobre si la eficacia de este método pueda superar la eficiencia del resultado de la mira topográfica la cual posee una precisión de 1mm.

De acuerdo a la ecuación (6) de la monografía española ACHE [5] la estructura no logra superar el rango elástico proveniente del Puente La Parroquia, sin generar deformaciones permanentes que pudiesen afectar el tiempo de vida útil restante de la estructura.

En la calibración del modelo matemático, se logró obtener un resultado muy aproximado al proporcionado en campo, sin embargo sigue existiendo una gran incertidumbre en las propiedades mecánicas de los elementos que componen la superestructura que de manera de haber tenido conocimiento exacto de ellas se hubiera realizado una calibración más precisa y real.

Con un porcentaje 14,5%, Las propiedades geométricas de la sección transversal son las que más inciden en el aumento de la rigidez a flexión de la estructura al incrementar su tamaño en un 10,25%, obteniendo una relación de afectación de 1,42.

Parámetros como las propiedades mecánicas de los materiales solo lograron un porcentaje de participación del 3,9% al aumentar la resistencia del concreto en un 20%, aunque logra realizar un aporte para el aumento de rigidez, una relación de 0,195 no logra solucionar el proceso de calibración.

Del resultado del análisis de las propiedades que componen los cables, se determina que el área de los tendones ocupa un segundo lugar en la contribución de rigidez, pues el incrementar el número de torones existentes a 6, produce una afectación positiva del 5,1% con respecto al resultado de deformaciones obtenido con solo 4 torones, sin embargo, el procedimiento de incremento del número de torones no se puede continuar debido a que este excedía los esfuerzos a compresión en el concreto, comprometiendo el diseño del preesfuerzo en una respuesta que afecte de manera negativa la evaluación en de la rigidez del Puente La Parroquia.

Aumentar directamente la fuerza de tensionamiento tiene un efecto neutro en la calibración de la estructura, pues su incremento del 20% con respecto al estado previo, no influye en el resultado de deflexiones provocadas por el tren de carga, concluyendo, que el aumentar la fuerza del postensado mediante el incremento del área del refuerzo es más efectivo.

De acuerdo a la comparación realizada en la figura 21, se afirma que el estado de esfuerzos y deformaciones que es inducido al Puente La Parroquia debido a la influencia del postensado, mejora el comportamiento y rigidez estructural, aumentando la capacidad de carga de la estructura y disminuyendo la sección transversal de la estructura.

Las deflexiones tanto del modelo como las verificadas manualmente, se asemejaron en gran valor, por tanto, se obtiene una confiabilidad en los datos procesados y dados por el software MIDAS CIVIL v.12.

Mediante el modelo de elementos finitos realizados y junto con la prueba de carga previamente ejecutada, se obtuvo una calibración apropiada, logrando efectuar de una manera aproximada la evaluación de la rigidez a flexión del Puente La Parroquia, el cual, a pesar de su larga trayectoria de vida en servicio y sin ningún mantenimiento previo, logró demostrar un comportamiento adecuado bajo las cargas impuestas.

## 6. RECOMENDACIONES

Con el fin de lograr disminuir los distintos parámetros que alteren y comprometan los resultados obtenidos tanto en campo como teóricos, se sugiera tomar en cuenta las siguientes pautas y variables donde la precisión y eficiencia puede ser alcanzada con más proximidad en futuros desarrollos o trabajos investigativos sobre pruebas de carga para puentes postensados de viga y losa.

Con respecto al modelo teórico desarrollado en MIDAS CIVIL 2012.

- ✓ Identificar la realidad de los materiales usados para la construcción del puente, factores como las resistencias a compresión del concreto, de la losa lograrían adaptar mejor el modelo numérico, eliminando la presunción inicial de dichas componentes.
- ✓ Tomar en cuenta consideraciones adicionales tales como el aplastamiento de los apoyos, medición de esfuerzos, entre otros, pues son un gran aporte para generar modelos numéricos más exactos que asemejen mejor el comportamiento real de la estructura.
- ✓ El tiempo y el entorno refieren una variable que afecta la calidad y la pérdida de propiedades de los materiales, afectando el comportamiento estructural, se recomienda la realización de ensayos no destructivos y destructivos al concreto de la estructura con el objetivo de conocer su resistencia a la compresión, módulo de elasticidad actual y propiedades del postensado tales como su área, número de torones y posicionamiento.
- ✓ definir adecuadamente las etapas constructivas para poder identificar de manera más exacta la incidencia de las fuerzas que actúan en el tiempo.

Para la realización de la prueba en campo:

- ✓ El uso de implementos de topografía tradicional refiere mayor cantidad de trabajo humano presente, situación visiblemente identificada para la toma de datos con la mira topográfica donde la distancia aumentaba progresivamente con el error producido por la ilegibilidad de las marcas indicadas en dicho elemento de medición, se recomienda el uso de equipos digitales como deformímetros en mayor cantidad de puntos ubicados estratégicamente con el fin de lograr una curva experimental mejor definida.
- ✓ La falta de mantenimiento y limpieza es evidente al observar el estado actual del tablero, hechos que inciden ligeramente en los resultados pues generan una superficie adicional produciendo una percepción errónea del nivel real de la losa y aumentando el espesor de la misma con el resultado final del incremento de la cota de medición con respecto al nivel original del tablero en concreto postensado.
- ✓ Aunque el RIEGL Scann VZ 400 fue un elemento tecnológico que permitió la toma de datos con mayor velocidad, su precisión es inferior

a la dada por equipos topográficos, esto es debido a la gran cantidad de puntos en la nube de espectro que toma en su zona de influencia.

- ✓ La falta de visibilidad debido al mal posicionamiento de los vehículos de carga puede generar errores en las mediciones, por lo que se aconseja verificar la ubicación de los equipos de medición y de los vehículos antes de la realización de la prueba.
- ✓ Contar suficiente disponibilidad de tiempo y de recursos para una realización de prueba de carga con distintas fases y al mismo tiempo, mayor cuidado en la representación, adquisición y toma de datos en campo.
- ✓ Inducir al puente a una mayor solicitud de estados, usando un tren de carga mayor para de esta forma identificar y reconocer con la respuesta en el rango inelástico de la estructura.

## **7. AGRADECIMIENTOS**

Agradecimiento especial a todos aquellos que con su aporte y apoyo se han vinculado directa o indirectamente en el progreso y desarrollo de este proyecto de grado, al grupo de investigación GEOMÁTICA por su aporte tecnológico, a CONALVIAS por su aporte de los vehículos de carga en la realización de la prueba, al grupo de investigación en nuevos materiales y estructuras (INME) por su guía continua hacia el avance de la tesis, a la escuela de Ingeniería Civil por sus distintas clases de participaciones en contribución al desarrollo de la investigación que hicieron posible la materialización y finalización de este proyecto, a la Gobernación de Santander, al profesor Hernán Agredo Acevedo por su continua disponibilidad y asesorías brindados en toda la etapa estudiantil y al profesor y director Alvaro Viviescas Jaimes, por su entera confianza, enseñanzas y formación tanto profesional como ética a lo largo del pregrado.

## BIBLIOGRAFÍA

- [1] AASHTO LRFD; Manual for Bridge Design Specifications; 2ª Edición; Washington D.C; 2010.
- [2] AASHTO LRFD; Manual for Bridge Design Specifications; 2ª Edición; Washington D.C; 2010; pp 8-12.
- [3] AASHTO LRFD; Manual for Bridge Design Specifications; 2ª Edición; Washington D.C; 2010; pp 8-14; Tabla 8.8.3.3.1-1.
- [4] AASHTO; Manual for Bridge Evaluation; 2ª Edition; Washington D.C; 2010.
- [5] ACHE-Asociación técnico científica del hormigón estructural. Monografía M-9 Pruebas de carga de estructuras. Madrid, 2005.
- [6] ACHE-Asociación técnico científica del hormigón estructural. Monografía M-9 Pruebas de carga de estructuras. Madrid, 2005; pp 20.
- [7] ACHE-Asociación técnico científica del hormigón estructural. Monografía M-9 Pruebas de carga de estructuras. Madrid, 2005; pp 27.
- [8] AIS-Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica; Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, 1ª edición, Bogotá, 1995.
- [9] AIS-Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica; Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, 1ª edición, Bogotá, 1995; pp A.4-5.
- [10] AIS-Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica; Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente 2010, NSR-10; Bogotá, 2010, pp C-112.
- [11] Escáner RIEGL VZ-400; [http://www.gpslands.com.my/v2/components/com\\_virtuemart/shop\\_image/product/RIEGL\\_VZ\\_400\\_4f656f91792be.jpg](http://www.gpslands.com.my/v2/components/com_virtuemart/shop_image/product/RIEGL_VZ_400_4f656f91792be.jpg) (Consultado el 12 de Septiembre de 2014).
- [12] Gonzalo Mejia Luis; Reflexiones sobre nuestros puentes; Editorial Escuela Colombiana De Ingeniería, Bogotá; pp 17.
- [13] Google Maps; <https://www.google.com/maps/@7.0812927,-73.3416983,14736m/data=!3m1!1e3> (Consultado el 12 de Septiembre de 2014).
- [14] SÉTRA service d'Études techniques des routes et autoroutes; Technical guide: Load test on road bridges and footbridges; París, 2006.
- [15] Ulloa Andrés; Evaluación del uso de un escáner láser terrestre y métodos tradicionales en la ejecución de un levantamiento topográfico [Tesis de Pregrado]. Bucaramanga, Colombia. Universidad Industrial de Santander. Febrero de 2013.