

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

JORGE ARMANDO MORA LOZADA

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

2014

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

JORGE ARMANDO MORA LOZADA

**Trabajo de Grado para optar al título de:
Ingeniero Civil**

**Director:
ALVARO VIVIESCAS JAIMES
Ingeniero Civil. PhD**

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

2014

DEDICATORIA

A mis padres y familiares por ser guías y consejeros constantes a lo largo de este camino, a todas aquellas personas que de manera directa o indirecta han contribuido a mi continuo mejoramiento, tanto personal como académico. Gracias totales.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco primeramente al constante apoyo brindado por mi director de proyecto, el profesor Álvaro Viviescas por su inmensa y paciente ayuda; a los profesores del grupo INME por el aporte de su conocimiento; al grupo GEOMATICA por el préstamo de sus equipos y personal idóneo para su manejo; a la empresa CONALVÍAS por el préstamo de las volquetas y sus respectivos conductores, usadas para el desarrollo de la fase final del proyecto; y en general agradezco a todas las personas que se vieron involucradas para la correcta realización de este proyecto.

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN	14
1. MARCO TEÓRICO	15
2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PUENTE EL RAMO	19
3. METODOLOGÍA	21
3.1 RECOPIACIÓN BIBLIOGRÁFICA	21
3.2 LEVANTAMIENTO GEOMÉTRICO	22
3.3 MODELO NUMÉRICO	24
3.4 DISEÑO DE LA PRUEBA DE CARGA	27
3.5 REALIZACIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA	31
3.6 CALIBRACIÓN DEL MODELO	36
4. RESULTADOS Y ANÁLISIS	37
5. CONCLUSIONES	46
6. RECOMENDACIONES	47
CITAS	48
BIBLIOGRAFÍA	51
ANEXOS	55

LISTA DE FIGURAS

	pág.
Figura 1. Prueba de carga al puente Flandes en Girón-Santander.....	15
Figura 2. Esquema general del embalse de HidroSogamoso	19
Figura 3. Puente El Ramo visto desde abajo	20
Figura 4. Vista longitudinal del puente El Ramo.	20
Figura 5. Escáner Riegl VZ-400.....	23
Figura 6. Nube de puntos del puente El Ramo	24
Figura 7. Geometría de la sección transversal.....	25
Figura 8. Interfaz de ingreso de sección transversal en midas Civil	26
Figura 9. Vista del modelo en midas Civil	27
Figura 10. Camión HS-20-44	28
Figura 11. Geometría de las volquetas usadas.....	31
Figura 12. Demarcación de puntos de medida sobre la losa del puente.	32
Figura 13. Fase 1 de la prueba de carga	33
Figura 14. Volqueta #30 en la fase 1.	34
Figura 14. Prueba de carga – Fase #2	35
Figura 15. Volquetas ubicadas en la segunda fase	35
Figura 16. Deflexiones teóricas para la fase 1.....	37
Figura 18. Deflexión durante la fase 1 a los cero minutos aplicada la carga. ...	38
Figura 19. Deflexión durante la fase 1 a los 10 minutos.	39
Figura 20. Deflexiones a los cero minutos de la fase 2.....	40
Figura 21. Deflexión a los 10 minutos de la segunda fase.....	41
Figura 22. Resultados del modelo calibrado para la fase 1.	42
Figura 24. Confrontación de resultados experimentales contra calibrados para la fase 1.	43
Figura 25. Resultados modelo calibrado - Fase 2.....	44
Figura 26. Comparación de modelos con y sin calibrar para la viga izquierda en fase 2.	45

LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1. Características de materiales usados en el modelo.....	26
Tabla 2. Ajustes para X_p	29
Tabla 3. Pesos por ejes de las volquetas.....	32

LISTA DE ECUACIONES

	pág.
Ecuación 1. Fórmula para L_t	28
Ecuación 2. Fórmula para X_{pa}	29
Ecuación 3. Cálculo de $Lr^*(1+l)$	29
Ecuación 4. Fórmula para el cálculo de la carga de la prueba según la monografía M-9	29

LISTA DE ANEXOS

pág.

Anexo A. Planos de la prueba de carga del puente El Ramo.....	55
Anexo B. Protocolo de ejecución de prueba de carga del puente El Ramo....	57
Anexo C. Memoria de cálculo del diseño del pos-tensado del puente El Ramo.....	68
Anexo D. Registro de información durante la prueba de carga.....	85

RESUMEN

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

AUTOR: JORGE ARMANDO MORA LOZADA.**

PALABRAS CLAVE: Prueba de carga, concreto pre-esforzado, puente viga y losa, deflexión.

DESCRIPCIÓN:

En Colombia se hace de vital importancia mantener en buen estado la red vial nacional y toda su infraestructura –hablando de puentes específicamente., pues la actividad transportadora es un renglón fundamental de la economía del país, es aquí donde aparecen las pruebas de carga, como método de evaluación estructural para puentes.

Una prueba de carga es un procedimiento que permite corroborar de una manera cualitativa o cuantitativa el comportamiento de una estructura ante una serie de determinadas sollicitaciones, y en cuanto a puentes se refiere, generalmente estas se traducen en el posicionamiento de ciertas cargas estáticas -vehículos- sobre el tablero, intentando cuando el puente está recién construido validar los diseños y a lo largo de su vida monitorear su salud estructural.

Los resultados de este tipo de prueba pueden servir para que los entes propietarios tengan datos y herramientas suficientes y confiables para tomar decisiones sobre posibles intervenciones necesarias para la estructura, incluyendo proposición de estudios de patología, planes de reforzamiento, limitación de carga a los vehículos, e inclusive un cierre temporal del puente, todo lo anterior con el fin de asegurar un alto nivel de seguridad y de servicio para los usuarios.

Es así, como en este trabajo se presenta el proceso de la realización de una prueba de carga estática no destructiva a un puente de concreto pre-esforzado ubicado sobre la vía La Renta – San Vicente de Chucurí, empezando desde el levantamiento geométrico de la estructura, pasando por la realización del modelo numérico, luego con el diseño y ejecución de la prueba en sí, y finalmente analizando los resultados obtenidos.

* Trabajo de grado

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

ABSTRACT

TITLE: EVALUATION OF THE BENDING STIFFNESS OF BEAM AND SLAB BRIDGES OF PRESTRESSED CONCRETE THROUGH LOAD TESTS. STUDY CASE: EL RAMO BRIDGE, ON THE WAY LA RENTA-SAN VICENTE DE CHUCURÍ .*

AUTOR: JORGE ARMANDO MORA LOZADA.**

KEYWORDS: Load Test, prestressed concrete, beam and slab bridge, deflection.

DESCRIPTION:

In Colombia is vital to maintain in good condition the national road network and all infrastructure –speaking of bridges specifically-, as the transporter activity is a fundamental line of the economy of the country, this is where load testing appear as a method structural evaluation for bridges.

A load test is a procedure that allows verification of a qualitative or quantitative manner the behavior of structure when facing a series of specific requests, and as far as bridges are concerned, these usually are translated into the positioning of certain static loads -vehicles- on the slab, trying when the bridge is newly built validate his designs and throughout his life monitor its structural health.

The results of such testing can serve to the authorities have sufficient reliable data and tools to make decisions on possible interventions to the structure, including proposition pathology studies, plans reinforcement, load limiting vehicles, and even a temporary closure of the bridge, all of the above in order to ensure a high level of safety and service to users.

Thus, this paper shows the process of the realization of a static non-destructive load test on a prestressed concrete bridge based on the way La Renta-San Vicente de Chucurí, starting from the geometric lifting of the structure , through the realization of the numerical model, then with the design and execution of the load test itself, and finally analyzing the results.

* Graduate Project

** Physic-Mechanic Engineering Faculty. Department of Civil Engineering. Director: Álvaro Viviescas, Civil Engineer PhD.

INTRODUCCIÓN

Este proyecto de investigación nace fundamentalmente como una oportunidad de aprovechar la infraestructura existente y próxima a inundar por el embalse del proyecto hidroeléctrico HidroSogamoso -más específicamente una serie de puentes ubicados sobre la vía La Renta-San Vicente de Chucurí- como un laboratorio a escala real donde se pudieran realizar una serie de estudios de vulnerabilidad, encaminados a crear una metodología para la evaluación estructural de puentes en concreto pre-esforzado ubicados en vías secundarias, la cual diera como resultado un juicio sobre la necesidad o no de un reforzamiento estructural. Cabe mencionar que el uso de la infraestructura mencionada está avalada por los permisos otorgados por la Gobernación de Santander, entidad propietaria de la vía en cuestión.

Dicha evaluación estructural se hace importante en este tipo de vías dado el bajo nivel de supervisión y vigilancia por parte de entes oficiales, además de saber que la tipología de los puentes a estudiar es aquella que presenta mayor volumen constructivo en el país, lo cual hace aún más importante el hecho de realizar esta clase de estudios, pensando en una futura y más amplia divulgación.

Uno de los estudios enmarcados dentro de la metodología, y del cual surge propiamente el actual proyecto de investigación, es el que incluye el diseño y la ejecución de pruebas de carga estáticas no destructivas sobre los puentes, teniendo como objetivo primordial evaluar la rigidez a flexión ante una serie de determinadas cargas y con ello calibrar el modelo numérico para futuras investigaciones, o eventualmente la toma de ciertas decisiones.

1. MARCO TEÓRICO

La prueba de carga se entiende como la comprobación cualitativa o cuantitativa del comportamiento de una estructura, mediante la observación y medición de la respuesta de esta frente a una serie de cargas predeterminadas sin sobrepasar o alterar el rango elástico. Este tipo de pruebas en puentes, sirven para verificar el rendimiento tanto de los componentes individuales como de todo el sistema estructural, además de cotejar la distribución de cargas e inclusive encontrar defectos ocultos no percibidos ante una inspección visual. [1]

Visto de cierta manera, la prueba de carga es un procedimiento que brinda seguridad al constructor de la estructura, al propietario de ella y a los futuros usuarios de la misma.

Figura 1. Prueba de carga al puente Flandes en Girón-Santander



Archivo Vanguardia Liberal. [2]

En materia normativa en cuanto a puentes se refiere, el referente nacional es el *Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP* de 1995 [3] el cual no cuenta con un apartado especial para pruebas de carga. En cambio, en el ámbito internacional existe amplia información y normatividad, tal es el caso de Estados Unidos y España.

En U.S.A el *Manual for Bridge Evaluation* de 2010 [1] hecho por la AASHTO, hace una división general para este tipo de pruebas: las pruebas de diagnóstico y las pruebas de comprobación. El enfoque de este manual es la capacidad de carga de un puente, por esto se hace la división antes mencionada.

La prueba de diagnóstico sirve para despejar ciertas incertidumbres sobre los materiales o las condiciones de contorno de la estructura, o cuando se cree que el modelo está subestimando la capacidad estructural. Además es conveniente usar este enfoque cuando se tiene un muy buen modelo analítico del puente y se pretende refinarlo.

La prueba de comprobación no exige tener un modelo analítico, o uno de baja confiabilidad. Aquí se aplica una carga límite, y se observa la forma en que se comporta el puente sin generarse daños. Este enfoque sirve para puentes que no disponen de ningún tipo de información sobre diseños o planos constructivos.

En general, las dos perspectivas permiten llegar a un factor de capacidad de carga que multiplicado por el peso del vehículo tipo da la carga máxima de operación, lo que permitiría tomar decisiones sobre la posibilidad de restricciones para el uso del puente.

Ahora, en la *Monografía M-9 Pruebas de carga de estructuras* de ACHE [4] se dan tres tipos de pruebas de carga: de recepción de obra nueva, de evaluación de la capacidad portante y de investigación. Esta división se enfoca más en la finalidad u objetivo propuesto, aunque el procedimiento de ejecución no varíe sustancialmente de una a otra.

La prueba de carga de recepción de obra nueva tiene como misión comprobar, antes de la puesta en servicio del puente, que este se comporta adecuadamente frente a un determinado estado de cargas que representan situaciones futuras de servicio [4].

La de evaluación de la capacidad portante pretende establecer el nivel de carga admisible dentro de ciertas condiciones de seguridad y funcionalidad para los usuarios. Generalmente esta prueba de carga se engloba en un

proyecto más general que incluye la caracterización de materiales e inclusive un estudio de patología.

Las pruebas de carga enmarcadas dentro de ensayos de investigación suelen ser muy específicas, como por ejemplo la obtención experimental de líneas de influencia, la rotura de tableros de puentes y ciertos ensayos dinámicos [4].

De manera general, el tipo de prueba más común es el de recepción de obra nueva. Aquí cabe entonces analizar la obligatoriedad de esta, teniendo en cuenta el desarrollo actual de los métodos de diseño, de la calidad de los controles de supervisión y además contando con que son procedimientos establecidos de forma reglamentaria, en principio ello ofrecería seguridad al proyecto y no sería necesario comprobación experimental alguna antes de su puesta en servicio.

Debido a lo anterior, esta obligatoriedad ya no existe en ciertos países con alto desarrollo técnico y excelencia en la calidad de los procesos constructivos. En Europa sólo es obligatoria tal prueba en España, Portugal, Francia e Italia [4]. En Colombia esta prueba si es obligatoria tal como se indica en la sección C.2.11 de [3].

Ahora se explicará convenientemente las partes más relevantes a tener en cuenta en el diseño y la realización de una prueba de carga.

En la parte previa o de diseño propiamente, se deben determinar los efectos que se han de evaluar (momento en apoyos intermedios, flechas en centro de luz, cortante en apoyos, etc.), y a partir de allí calcular la carga y la posición que produzca tales efectos.

Para hallar el valor de carga a aplicar, se recomienda hacerlo en base al hecho de que tales cargas no superen el 70% de la sollicitación que teóricamente produciría el tren de diseño, y teniendo al 60% como un valor óptimo [4]. Ahora, tal carga sólo se ha de aplicar en la calzada y en los bordillos, más no en los andenes, si es que el puente los tiene.

La materialización de la carga se hace con volquetas u otros vehículos análogos, generalmente cargados de material granular, y que guarden la mayor

similitud entre ellos. Además por facilidad de aplicación, la carga total se ubicará por fases o escalones, de 25% del total de la carga cada uno, si es posible [1].

Las variables a medir pueden ser desplazamientos verticales, horizontales, deformaciones unitarias, giros en los apoyos o ancho de fisuras. El número de puntos de medida, depende de la tipología del puente y del nivel de certeza deseado. Todo lo anterior ha de ir consignado en un plano por cada fase de carga, indicando dimensiones de los vehículos, posición de estos sobre el puente, puntos de medida, vistas en planta y en alzado, en fin toda información que sea pertinente para la correcta realización de la prueba.

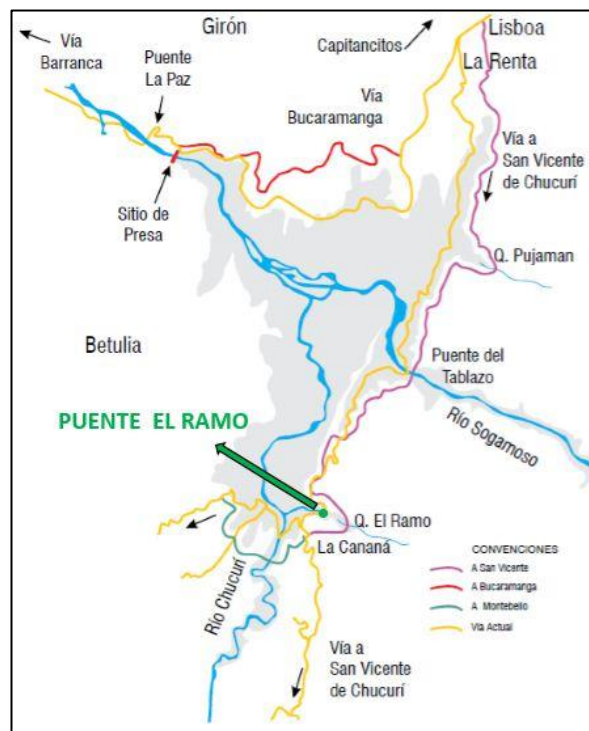
La duración de aplicación de las cargas depende de la estabilización o no de las medidas, es decir de la evidencia de la recuperación elástica de la estructura. Y finalmente, un valor que indica el comportamiento general de la estructura ante la prueba es el porcentaje de remanencia, que es una relación entre el desplazamiento permanente luego de la descarga del puente y el desplazamiento total obtenido. De la remanencia se concluye, según el material del puente y la edad de este, si se acepta o no el procedimiento realizado en la prueba de carga.

2. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PUENTE EL RAMO

El puente asignado a estudiar en este proyecto fue El Ramo, ubicado sobre la vía que comunica el sector de La Renta con el municipio de San Vicente de Chucurí.

En la Figura 2 se muestra un esquema general de la extensión que se prevé tendrá el embalse generado por la represa HidroSogamoso, allí se ven las vías inundadas (entre ellas La Renta-San Vicente), las respectivas vías sustitutivas y de igual manera se demarca la posición del puente El Ramo.

Figura 2. Esquema general del embalse de HidroSogamoso



Archivo Web ISAGEN. [5]

El puente es de tipología viga-losa y cuenta con una sola luz de aproximadamente 31 m, debido a esa longitud de vano se hizo inicialmente la asunción que las vigas son pre-esforzadas y la losa es de concreto reforzado.

Cuenta con dos vigas y solamente una riostra central, tiene un ancho total de 4.7 m, dado que es un puente de un solo carril. Posee barandas metálicas aunque están bastante oxidadas y corroídas. Su superestructura es de difícil acceso por las condiciones del afluente que atraviesa y por los nidos de avispas que se alojan a lo largo de esta.

En la Figura 3 y 4 se observan fotografías de unas vistas del puente realizada en una visita técnica.

Figura 3. Puente El Ramo visto desde abajo



Figura 4. Vista longitudinal del puente El Ramo.



3. METODOLOGÍA

3.1 RECOPIACIÓN BIBLIOGRÁFICA

La búsqueda de información del proyecto se dividió en dos grandes temas, por una parte en encontrar planos constructivos o memorias de cálculo reales del puente, donde se pueda tener seguridad sobre datos geométricos y materiales (esfuerzos de fluencia del acero, resistencias de diseño del concreto, fuerzas de tensado y trayectoria de cables, etc.), y por otro lado hacer una recopilación bibliográfica sobre diseño y realización de pruebas de carga estáticas.

La busca de planos constructivos fue en primera medida infructuosa, pues se hizo la consulta física con la entidad encargada de la vía -la Gobernación de Santander- y luego directamente con el INVIAS en Bogotá, sin lograr ningún resultado positivo.

Más sin embargo, luego se pudo encontrar una cartilla titulada *Superestructuras en concreto postensado* del Fondo Nacional de Caminos Vecinales de 1993 [6], en la cual se dan los planos constructivos para puentes de una luz desde 20 m hasta los 46 m, conformados por dos vigas postensadas para puentes de un solo carril.

En ese momento se pudo hacer una comparación inicial de geometría entre la cartilla - luz de 32 m - y ciertas medidas reales del puente (ancho total, altura de viga, separación entre vigas), encontrando cierta similitud que luego sería confirmada con el levantamiento geométrico realizado.

En cuanto a la indagación sobre pruebas de carga, si fue alto el volumen de información recopilada tanto en lo referente a normas como a artículos y publicaciones de entidades oficiales a nivel internacional, pero no tanto así a nivel nacional pues al remitirse a lo presentado en [3], no se encuentra ningún tipo de información pertinente.

Se puede decir que es amplia la gama de investigaciones que se han desarrollado usando pruebas de carga estáticas como un ensayo tanto para

calcular capacidad de carga como para validar modelos numéricos. Algunos ejemplos de lo antes mencionado son los estudios realizados al puente Luis Ignacio Andrade en Honda [7], al puente Cesar Gaviria Trujillo en Pereira [8], al puente Cajamarca en la vía La Línea-Ibagué [9] y al puente de Puerto Salgar [10]; en general lo encontrado a nivel nacional fue un gran interés por los temas de vulnerabilidad sísmica y confiabilidad estructural.

A nivel internacional, se hallaron varias normativas, entre estas las de algunos departamentos de transporte de Estados Unidos (Texas y Michigan), como el *Manual for Bridge Evaluation* de la AASHTO [1], el *Manual for Condition Evaluation and Load Rating of Highway Bridges* de la NCHRP [11], la *Technical guide: Load test on road bridges and footbridges* [12] del SÉTRA de Francia y un instructivo para ejecución de pruebas de carga del Ministerio de Fomento de España [13]. Aunque no todas tienen un capítulo especial para la realización de pruebas de carga, en general se pueden mirar como lineamientos para supervisión y mantenimiento de puentes.

Aquí entonces cabe mencionar el Manual para la inspección visual de puentes y pontones [14] del INVIAS y el programa SIPUCOL de la misma entidad, que se encarga del mantenimiento y reparación solamente de los puentes de la red primaria o nacional de Colombia.

3.2 LEVANTAMIENTO GEOMÉTRICO

El proceso del levantamiento geométrico se realizó con la ayuda del escáner Riegl VZ-400 propiedad del grupo de investigación Geomática de la Escuela de Ingeniería Civil de la UIS. En la Figura 5 se aprecia una imagen representativa del escáner.

Figura 5. Escáner Riegl VZ-400



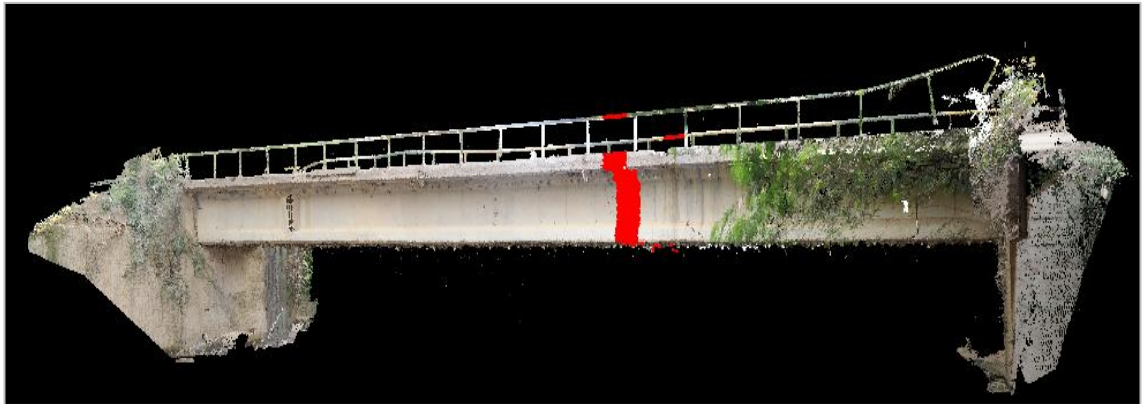
Web The marketing edge. [15]

Este equipo funciona radiando 360° alrededor de su eje vertical y aproximadamente 120° en su eje horizontal, con lo cual se logró obtener gracias a la reflexión de los materiales, la posición de los elementos que componen la estructura. Dicho proceso se hizo desde varias posiciones alrededor del puente, para así tener un gran volumen de datos. Luego, usando el software del escáner, se procesaron los datos registrados -nube de puntos- de manera que se obtuvo un solo modelo tridimensional de la estructura en base a todas las posiciones escaneadas, y a partir de este se tomaron todas las medidas geométricas necesarias para la correcta caracterización del puente.

El uso de esta tecnología permite obtener medidas de una gran exactitud, lo cual se busca con miras a la realización del modelo numérico, que es finalmente lo esencial de este proyecto.

En la Figura 6 se puede apreciar una vista de la nube de puntos ya procesada, de la cual se obtuvo la geometría del puente.

Figura 6. Nube de puntos del puente El Ramo



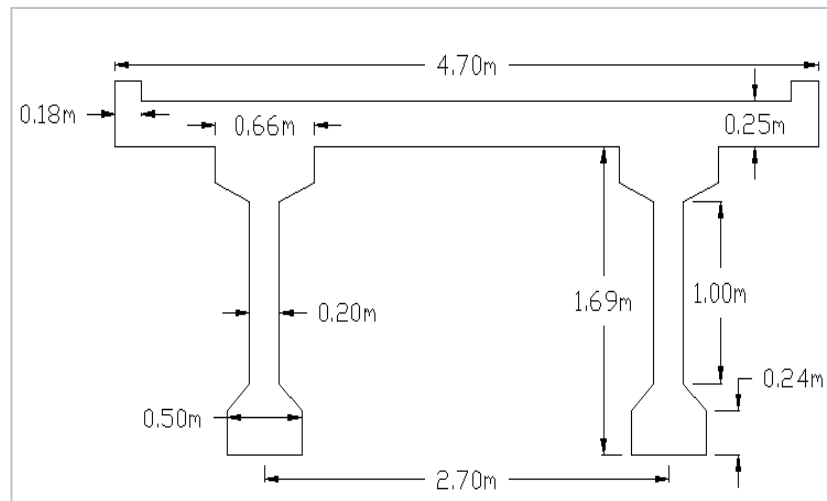
Ahora, asumiendo la geometría obtenida de la nube de puntos como la real, se pudo hacer una comparación más amplia frente a las medidas dadas en [6] para una luz de 32 m. En general, se puede decir que coinciden en la mayoría de las dimensiones, y en los casos en que difieren lo hacen por pocos centímetros, sabiendo esto y teniendo en cuenta que las medidas sobre el modelo tridimensional tienen cierta tolerancia, se da por verídica la geometría extraída de la nube de puntos.

3.3 MODELO NUMÉRICO

Teniendo ya la geometría definida, y asumiendo inicialmente los datos incluidos en la cartilla [6] sobre información de materiales, trayectoria y tensado de cables, composición de los cables (cantidad y calidad de torones), se procede entonces a realizar el modelo numérico usando el software midas Civil versión 2012, cuya licencia es propiedad de la Escuela de Ingeniería Civil-UIS.

En la figura 7 se muestra la geometría final extraída de la nube de puntos e ingresada en el modelo numérico.

Figura 7. Geometría de la sección transversal



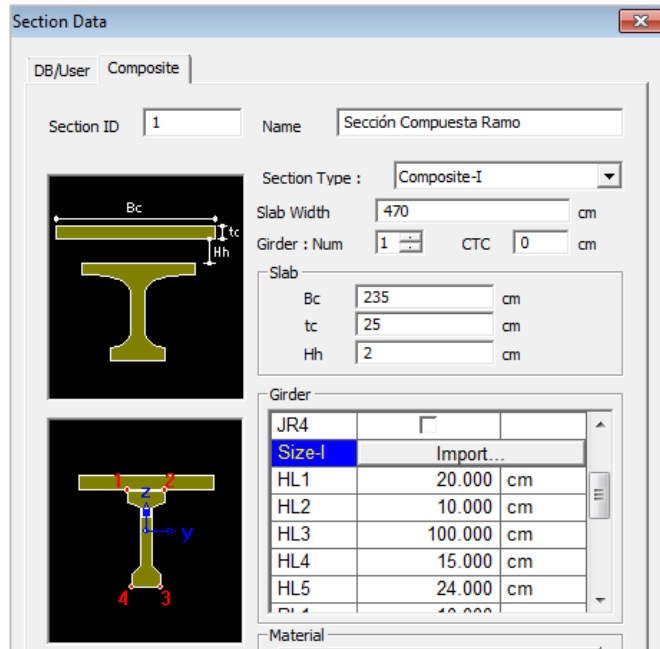
A modo de comprobación y siguiendo los lineamientos de [16], se hizo el diseño del postensado para un puente de 31 m con la geometría de la figura 7 y la trayectoria de cables dada en [6] para una luz de 32 m, tratando de esta manera de confirmar el diseño en cuanto al número de torones por cable y la fuerza de tensado de estos. Tal diseño se hizo considerando los lineamientos consignados en [3] en cuanto a avalúo de cargas y esfuerzos máximos permisibles, este diseño se anexa al final del presente documento.

Concluido el diseño, se constató plenamente que las fuerzas y la cantidad de torones dados en [6] cumplían con las exigencias mínimas en cuanto a pérdidas del pre-esfuerzo y esfuerzos límites de los materiales.

Con lo anterior se tiene cierto nivel de seguridad y confianza con relación a los datos incluidos en la cartilla, que finalmente será la información para realizar el modelo.

El software permite crear secciones compuestas de dos materiales distintos, lo cual ayuda para definir la sección transversal que presenta el puente y la cual se muestra en la figura 7. A continuación en la figura 8 se observa la interfaz para el ingreso de la información geométrica de la sección compuesta.

Figura 8. Interfaz de ingreso de sección transversal en midas Civil



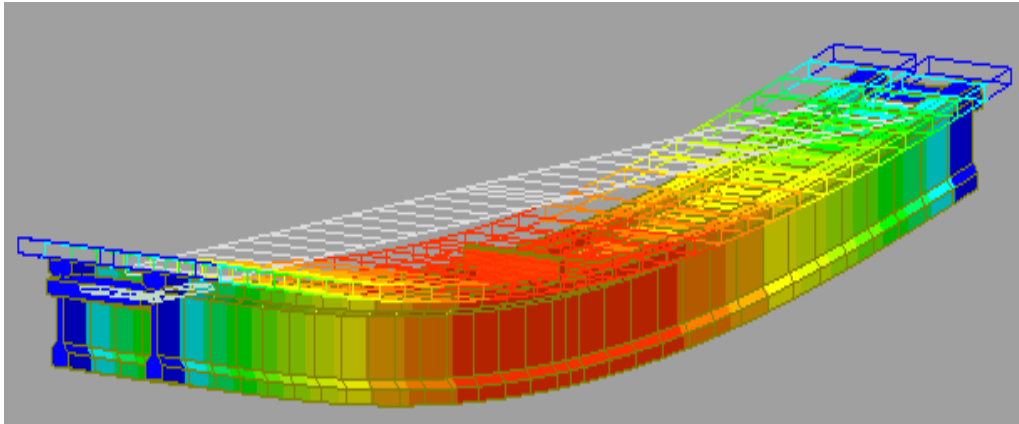
Se definieron tres materiales dentro del modelo: concreto de vigas, concreto de losa y acero del pre-esfuerzo. En la tabla 1 se resumen estos valores.

Tabla 1. Características de materiales usados en el modelo.

Concreto	
Elemento	f'_c (Mpa)
Viga	35
Losa	21
Acero de pre-esfuerzo	
f_{pu} (MPa)	1890
f_{py} (MPa)	1600

Teniendo sección y materiales, se procede a dibujar la estructura en sí. Para este proyecto se asumió que el puente esta simplemente apoyado, es decir cuenta con libertad de desplazamiento longitudinal en uno de sus apoyos. En el modelo también se definió y dibujo la riostra central observada en la visita técnica. Una vista del modelo se da en la figura 9.

Figura 9. Vista del modelo en midas Civil



Luego se ingresan las trayectorias de los cables de pre-esfuerzo, para cada una de las vigas. A continuación se especificaron las cargas a tener en cuenta, en este caso se pusieron cargas debido al peso propio de la viga y la losa, la carga del bordillo en concreto y de la baranda metálica, y las cargas de pre-esfuerzo traducidas en las fuerzas de tensado dadas en la cartilla.

Finalmente, el modelo numérico se hizo teniendo en cuenta las pérdidas inmediatas y a largo tiempo del pre-esfuerzo generadas tanto por los materiales mismos, como por el medio ambiente. Y para darle mayor certeza al modelo, se usaron etapas constructivas, con una duración de la última etapa de aproximadamente 30 años, que es la edad supuesta del puente.

3.4 DISEÑO DE LA PRUEBA DE CARGA

La finalidad del diseño de la prueba de carga, es determinar tres cosas principalmente: las variables a estudiar o a medir, la posición en donde medir dichas variables y el valor de la carga a usar para producir esos efectos.

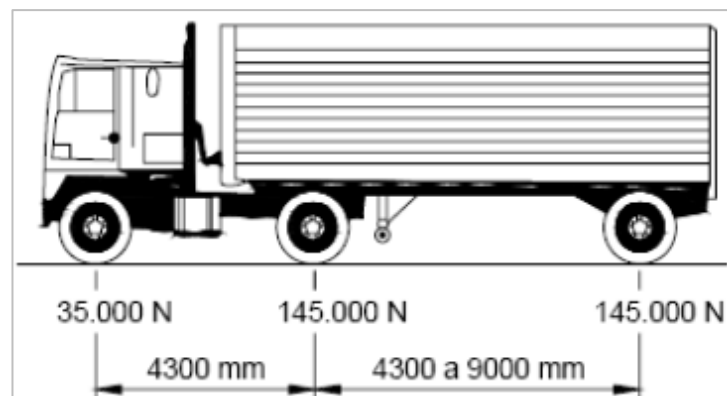
Como se explicó en el marco teórico, es útil escoger primero la variable a estudiar en la prueba para de allí poder calcular carga y posición. Para este proyecto se decidió medir la deflexión vertical, directamente ligada a los

momentos de flexión. Y en cuanto a posición, se decidió medir sobre los ejes longitudinales de la viga y en los cuartos de la luz.

Para precisar la carga, se tomaron tres procedimientos para su cálculo: la hipótesis de diseño inicial, el método de [1] y el cálculo aconsejado en [4].

La carga de la hipótesis de diseño, se basa en la descripción inicial dada en [6], donde se señala que la carga viva tomada fue la del camión HS-20-44, el cual tiene un peso de 33 Ton aproximadamente (figura 10). Observando la variabilidad de la longitud total del camión (mínimo 10 m - máximo 16 m) y el hecho que el puente es de un solo vano, se puede decir que la carga viva máxima de diseño equivale a tres camiones HS-20-44, alrededor de 99 Ton.

Figura 10. Camión HS-20-44



Tomado de web Civil geeks [17]

La carga según [1], se basa en el procedimiento propuesto para una prueba de comprobación. La ecuación 1 define la carga a aplicar o *Load target*.

$$L_t = X_{pa} * L_r * 1 + I \quad 1$$

Donde $L_r * 1 + I$ es la carga viva más impacto generado por la carga viva de diseño, en este caso se usó la línea de carga para momento dada por [3] para luces mayores a 28 m; y X_{pa} es un factor que depende de las condiciones

físicas visibles del puente, de la tipología de apoyos, del nivel de tránsito sobre la estructura entre otros. La siguiente ecuación presenta su forma de cálculo:

$$X_{pa} = X_p * \left(1 + \frac{\%}{100} \right) \quad 2$$

Se aconseja tomar un valor para X_p de 1.4, además X_{pa} no debe ser menor a 1.3 ni mayor a 2.2. En la tabla 2 se muestra los valores de ajuste dependiendo del caso, y en negrilla se resalta los usados para el cálculo actual.

Tabla 2. Ajustes para X_p .

Consideración	Ajuste
1 Línea de carga	+15%
Estructura no redundante	+10%
Fractura ó detalles críticos	+10%
Puente en mal estado	+10%
Inspección rigurosa	-5%
Capacidad de carga >1.0	-5%
Tráfico Promedio Diario <1000	-10%
Tráfico Promedio Diario <100	-15%
Total	+20%

Así, X_{pa} vale 1.68. Ahora evaluando la fuerza causada por la carga viva según la línea de carga para luces mayores a 28 m, y con un factor de impacto de 0.225 se obtiene el valor de $Lr * 1 + I$:

$$Lr * 1 + I = 1.225 * 1.49 * 31 + 12 \quad 3$$

Obteniendo $Lr * 1 + I$ un valor de 71.3 Ton. Finalmente aplicando la ecuación 1, se halla la *Target Load*, que vale 119.8 Ton.

El procedimiento propuesto en [4], consiste en aplicar una ecuación en función del ancho del tablero y de la longitud total del puente para calcular la carga.

$$P = 0.65 * 4 + \frac{1200}{b * L} * b * L \quad (4)$$

Donde b es el ancho del tablero (excluyendo andenes) en metros, L la longitud del puente en metros, y P es la carga en kN. Con un ancho de 4.3 m y una longitud de 31 m, la carga P vale entonces 114.8 Ton.

Se evidencia que los tres procesos difieren en sus resultados, pero no excesivamente, inclusive entre los dos últimos es baja la diferencia. Por seguridad se escoge el valor de 99 Ton como la carga de la prueba, pero haciendo referencia al 70% como límite máximo de las solicitaciones a provocar en la prueba con respecto a lo teórico, el valor final de la carga es de 69.3 Ton.

Las posiciones seleccionadas para generar las mayores deflexiones, se escogen observando la línea de influencia generada por una serie de cargas que asemejen a las que se usaran en la prueba. Dado que se usan generalmente volquetas doble-troque de 14 m³, se tienen tres cargas por cada línea de carga (dos por el eje tándem, y una por el eje direccional), la línea de influencia (para un solo vehículo) así propuesta indica que los máximos momentos no se dan en el centro de luz sino a una distancia de 15 m desde los apoyos (el eje tándem centrado en los 15 m).

Pero cabe aclarar, que la diferencia con los momentos generados en el centro (a 15.5 m de los apoyos) es muy baja, aun sí se debería medir la deflexión a los 15.5 m y a los 15 m calculados.

Las volquetas completamente cargadas tienen un peso de aproximado de 33 Ton, por lo que máximo se usaran dos volquetas durante la prueba, divididas en dos fases: la primera con una volqueta “centrada” o con su eje tándem posicionado como se explicó anteriormente, y la segunda fase con dos volquetas enfrentadas de cola lo más cerca posible del centro del puente. En los planos de la prueba, anexados al final, se puede observar mejor la posición de cada volqueta en cada fase.

3.5 REALIZACIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA

En general, para la ejecución de la prueba se siguieron los lineamientos dados en [13], dada su practicidad y facilidad de aplicación.

Como se comentó antes se decidió dividir la carga total en dos fases, en la primera fase se usa una volqueta y en el segundo se usan las dos.

En la figura 11 se presenta un esquema con las medidas geométricas de tales volquetas (facilitadas por CONALVÍAS), así mismo en la tabla 3 están los pesos por ejes de cada una de ellas.

Figura 11. Geometría de las volquetas usadas

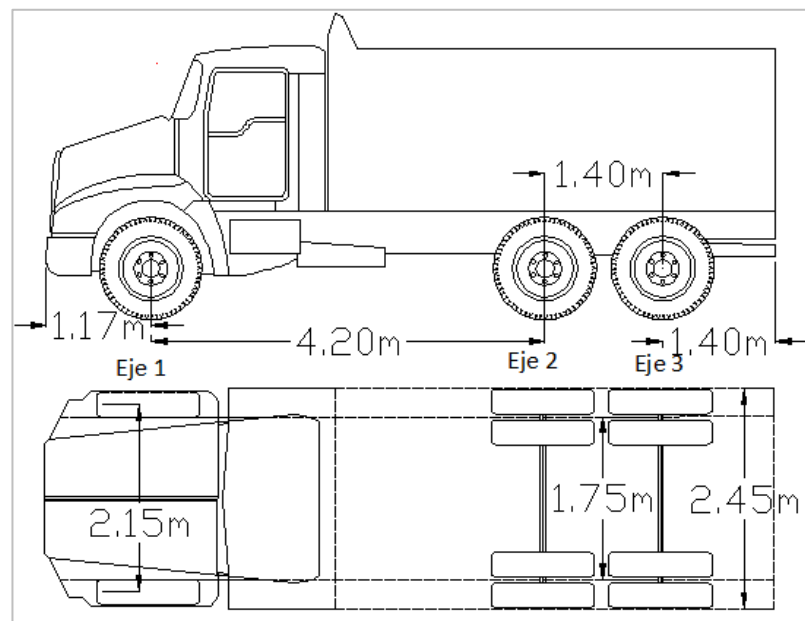


Tabla 3. Pesos de las volquetas.

	Volqueta #30	Volqueta #48
Peso Eje 1 (Ton)	8.36	8
Peso Eje 2 (Ton)	13.25	12.66
Peso Eje 3 (Ton)	13.25	12.66
Peso Total (Ton)	34.86	33.32

En general la prueba se planteó con el objetivo de cargar más a una viga que a la otra, por ello se eligieron dos zonas de puntos de medida las cuales se denominaron izquierda y derecha, haciendo referencia a las medidas sobre la viga izquierda (más cargada) y sobre la viga derecha (menos cargada).

Para ambas fases, se propusieron los siguientes puntos de medida, en ambas zonas: P1 a 0 m, P2 a 4 m, P3 a 10 m, P4 a 16 m, P5 a 24 m, P6 a 31 m. Aunque a partir de cierto tiempo, se medían todos los puntos sobre la viga más cargada y solo uno o dos sobre la menos cargada, puesto que al tener solo un equipo de topografía se hacía más complicado observar algunos puntos debido a que la volqueta impedía verlos.

Los puntos escogidos se marcaron sobre el tablero usando spray, para poder ubicarlos fácilmente en las mediciones.

Figura 12. Demarcación de puntos de medida sobre la losa del puente.



Para las mediciones de las deflexiones durante la prueba se usó un equipo de topografía compuesto por un nivel de precisión, una mira topográfica (con precisión de 1 mm) y un trípode sobre el cual se ubica el nivel.

Fase 1

En la fase 1 se ubicó la volqueta #30 sobre el puente, tal como lo indica el anexo 1. Se midieron las deflexiones a los 0 minutos de puesta la carga, a los 10 minutos y a los 20 minutos, aunque no en ambas zonas de medición.

En las siguientes figuras se muestran algunas fotografías de esa fase de la prueba de carga.

Figura 13. Fase 1 de la prueba de carga



Figura 14. Volqueta #30 en la fase 1.



Igualmente se revisó la recuperación de la estructura midiendo las deflexiones cuando se retiró la volqueta del puente, aunque no sobre todos los puntos pero si en el centro de luz, considerándolo como el punto más importante. En total tuvo una duración de 40 minutos aproximadamente con cargue y descargue.

Fase 2

Luego de establecer la total recuperación del puente por la fase 1, se procedió a realizar la fase 2, en la cual se ubicaron las dos volquetas enfrentadas de cola y lo más cerca posible del centro de luz. En el anexo 1 se muestra un plano en planta y en perfil de las ubicaciones en esta fase.

En dicha fase prevalecieron más las mediciones sobre la viga izquierda que sobre la derecha, pues por tiempo y por visibilidad era difícil tomar las medidas sobre la viga derecha. Las figuras 14 y 15 muestran algunos momentos de esta fase.

Figura 14. Prueba de carga – Fase #2



Figura 15. Volquetas ubicadas en la segunda fase



En el anexo del protocolo de realización de la prueba de carga se explica metódicamente y paso a paso la correcta ejecución del proceso de cargue y descargue de las volquetas, y que junto con el anexo de registro de información de deflexiones forman los documentos más relevantes de este artículo.

3.6 CALIBRACIÓN DEL MODELO

En sí, el procedimiento general de una calibración consiste en tratar de simular en el modelo numérico los resultados experimentales de una determinada prueba, dado que son muchas las incertidumbres que se tienen en cuanto a la información introducida al modelo.

Por ejemplo, para este proyecto es alta la incertidumbre sobre las fuerzas del pos-tensado en los cables y sobre la calidad de los materiales presentes, ambos casos fundados casi totalmente por la inexistencia de planos constructivos.

Debido a lo anterior, los principales parámetros que se podrían modificar serían esos dos, y más específicamente las resistencias de los concretos usados en el modelo.

El proceso de calibración se realizó luego de interpretar los datos obtenidos en campo durante la prueba de carga, en general simplemente se modificó la resistencia nominal del concreto de las vigas pos-tensadas hasta ir obteniendo unas deflexiones lo más parecidas posible a las experimentales, teniendo en cuenta el margen de error de estas últimas.

Los resultados de la prueba de carga y de la posterior calibración se muestran en el siguiente capítulo.

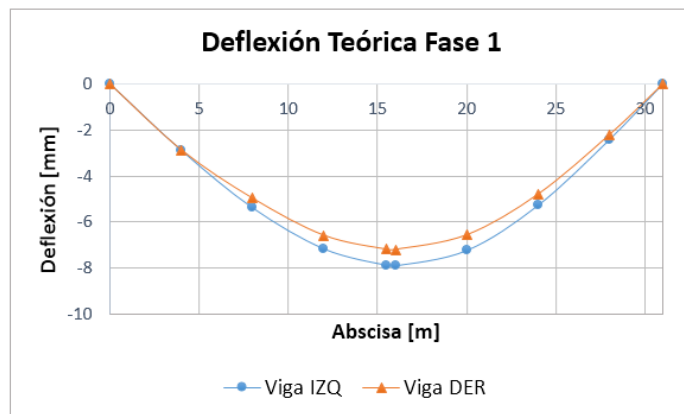
4. RESULTADOS Y ANALÍISIS

Primero se presentarán los resultados que se esperaban según el modelo numérico sin calibrar, luego los datos experimentales obtenidos en campo y finalmente los del modelo ya calibrado.

La línea de color azul indica la deflexión para la viga izquierda o más cargada, y la línea naranja indica la deflexión para la viga derecha o menos cargada.

Resultados Teóricos Fase 1

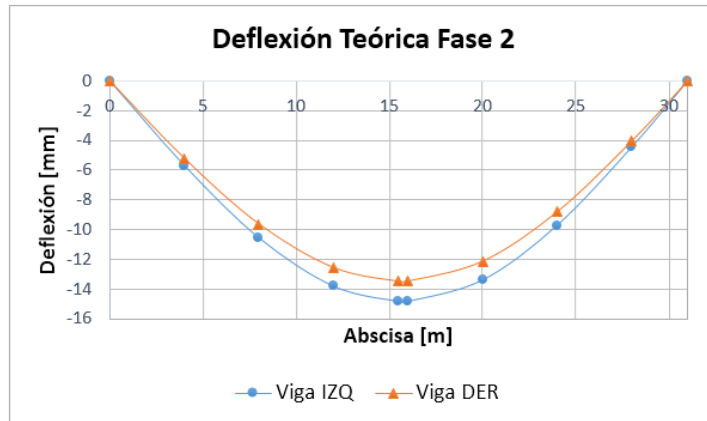
Figura 16. Deflexiones teóricas para la fase 1.



Teóricamente para la fase 1 se esperaba una deflexión máxima de aproximadamente -7.9 mm en centro de luz para la viga izquierda y de -7.2 mm para la viga derecha.

Resultados Teóricos Fase 2

Figura 17. Deflexiones teóricas fase 2.



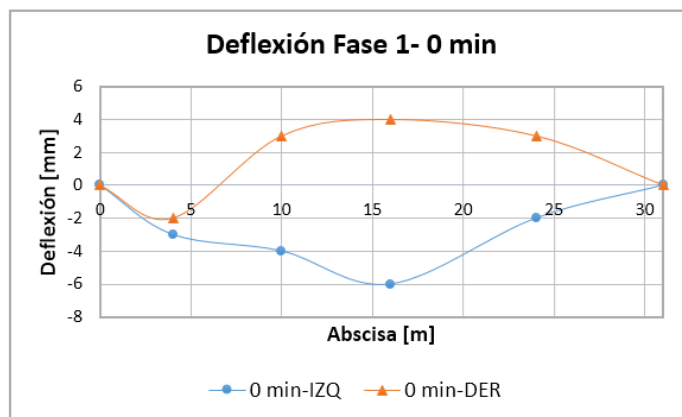
Para la segunda fase se preveía una deflexión de -14.8 mm para la viga más cargada, y de cerca de -13.5 mm para la menos cargada.

Se observa acá que ambas vigas se deflectan de una manera similar, solo que la viga izquierda baja más que la viga derecha debido a que sobre la primera es que esta más centrada la posición del vehículo.

Ahora se exponen los resultados experimentales obtenidos en la prueba de carga realizada el jueves 17 de julio.

Resultados Experimentales Fase 1

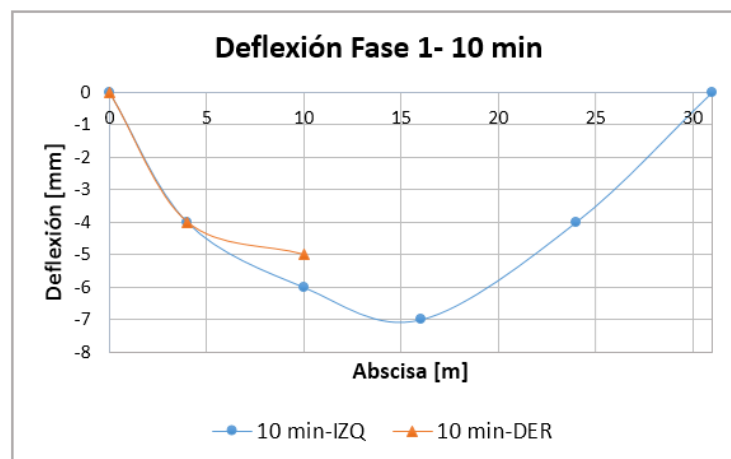
Figura 18. Deflexión durante la fase 1 a los cero minutos aplicada la carga.



En la figura 18 se observa una marcada tendencia en las deflexiones de la viga izquierda y que concuerda con lo esperado en el modelo numérico según la figura 16 (deflexiones negativas), más sin embargo la viga derecha muestra un comportamiento bastante distinto pues en un punto se deflectó hacia abajo y en el resto de su longitud se movió hacia arriba.

Tal respuesta de la viga derecha puede ser meramente instantánea, puesto que a los 10 minutos sus deflexiones ya son todas negativas, tal como se evidencia en la figura 19.

Figura 19. Deflexión durante la fase 1 a los 10 minutos.



A los 10 minutos la viga izquierda sigue mostrando una buena tendencia y con una deflexión máxima aproximada de -7 mm, una buena aproximación al valor de -7.9 mm esperado teóricamente según lo mostrado en la figura 16.

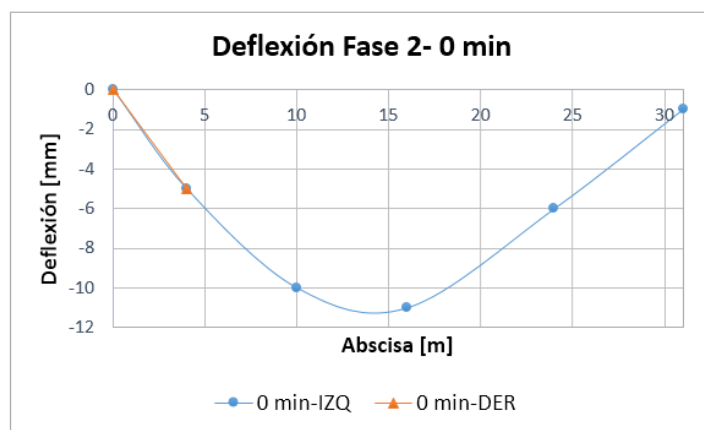
De igual manera, aunque no se pudieron medir todos los puntos, la viga derecha muestra una tendencia similar aunque con deflexiones ligeramente menores con respecto a la otra viga, comportamiento comentado anteriormente basado en la respuesta teórica. Por ejemplo para la distancia de 10 m en la viga derecha, se tienen deflexiones experimentales de -5 mm y teóricas de -5.7 mm aproximadamente.

A los 20 minutos solo se midió en el centro de luz izquierdo, obteniendo una deflexión de -7 mm, lo que constata la estabilización de las medidas, la cual se percibía desde los 10 minutos.

Igualmente, en el descargue solo se tomó el centro de luz como única referencia, así a los 5 minutos del descargue presentaba una deflexión de -1 mm y a los 10 minutos ya no presentaba desplazamiento, confirmando de esta manera la recuperación elástica total de la estructura al retirar la carga de la volqueta.

Resultados Experimentales Fase 2

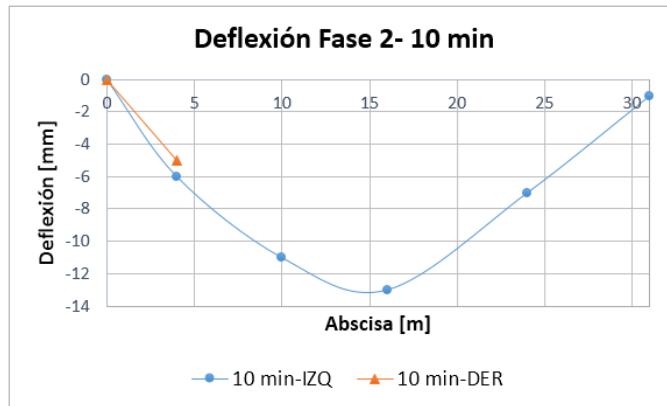
Figura 20. Deflexiones a los cero minutos de la fase 2.



Ya en esta fase se dio prioridad a las medidas sobre la viga izquierda que sobre la viga derecha, por ello casi no se tienen datos para esta última.

Al igual que en la fase 1, se puede observar una aparente tendencia en las deflexiones de la viga izquierda, obteniendo en esta fase una flecha máxima de -11 mm.

Figura 21. Deflexión a los 10 minutos de la segunda fase.



Ya a los 10 minutos se evidencia un poco más la diferencia en deflexiones para ambas vigas, y que muestra en general a la viga derecha deflactándose un poco menos que la viga izquierda. Finalmente la deflexión máxima fue de -13 mm en la viga izquierda, conservando la coincidencia con los -14.8 mm como valor máximo teórico mostrado en la figura 17.

Y en cuanto a la viga derecha, para la distancia de 4 m, las flechas tienen poca diferencia en relación a la teoría, pues ambas presentan un valor de -5 mm aproximadamente.

La descarga fue casi idéntica a la de la fase 1, pues a los 0 minutos presentaba aun una deflexión de -1 mm, y ya a los 5 minutos estaba totalmente recuperada la estructura, es decir no presentaba desplazamiento.

En esta fase se evidenció que en el apoyo izquierdo del lado de San Vicente de Chucurí bajaba 1 mm, ello puede ser producto de los efectos de la compresión del neopreno allí ubicado o simplemente errores en la medición.

Ya analizando las dos series de resultados anteriores (resultados teóricos y experimentales), se pudo realizar la calibración del modelo numérico intentando darle mayor precisión a este último.

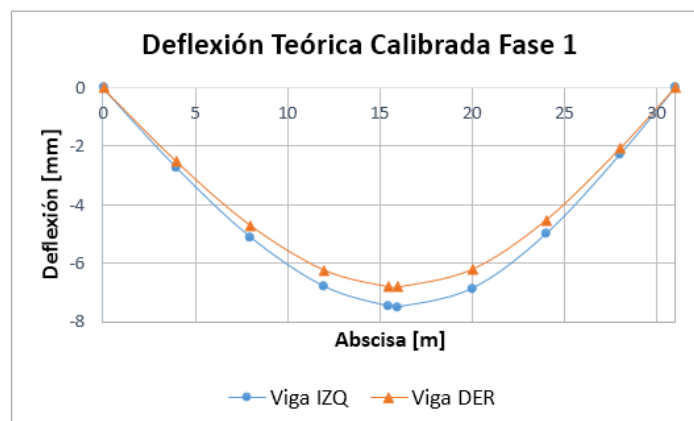
Los resultados a continuación presentados se lograron modificando la resistencia del concreto de las vigas pos-tensadas, el cual inicialmente era de 35 MPa (5000 psi) y que paso a ser de 42 MPa (6000 psi).

Dicha calibración se hizo tratando de igualar las deflexiones en campo, pero en cierta medida fue difícil lograr simular los resultados para todos los puntos de medida, por ejemplo con una resistencia mayor a los 42 MPa se lograba menor diferencia con las flechas en centro de luz pero se perdía exactitud para otros puntos intermedios.

Finalmente prevaleció el tener una mínima diferencia de deflexión en la mayor cantidad de puntos, y también teniendo en cuenta la precisión de la mira topográfica que es de 1 mm.

Modelo Calibrado Fase 1

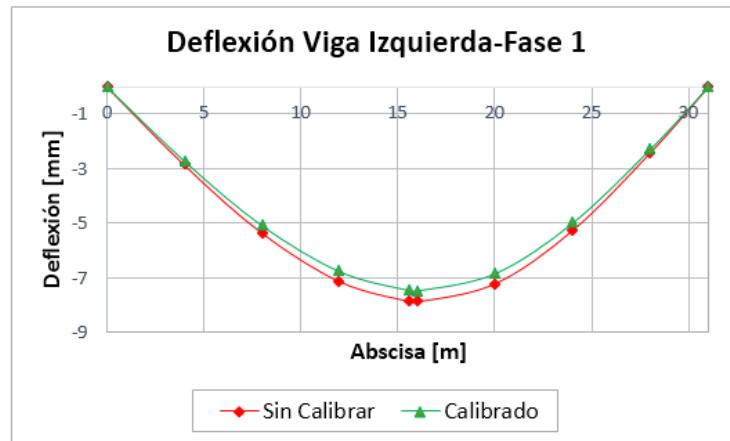
Figura 22. Resultados del modelo calibrado para la fase 1.



En la figura 22 están las deflexiones calibradas para la fase 1, la cual arroja un valor de -7.48 mm para la abscisa de 16m, cuando en el modelo sin calibrar tenía un valor de -7.9 mm, es decir una diferencia de 5.3%.

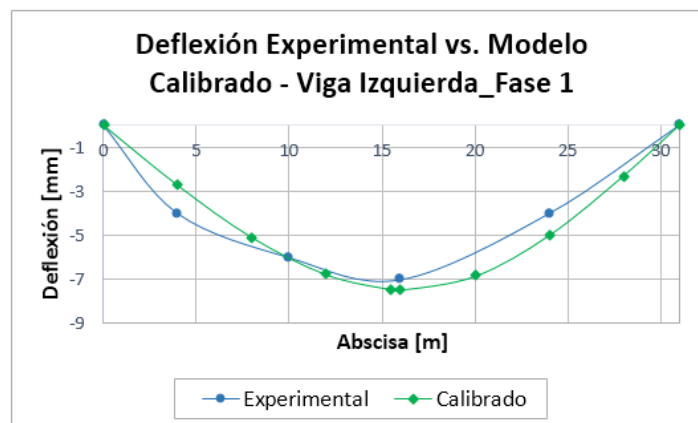
Y en la figura 23 se evidencia la diferencia de los modelos con y sin calibración, solamente para la viga izquierda o más cargada.

Figura 23. Comparación de los modelos (con y sin calibración) para la viga izquierda en fase 1.



A continuación en la figura 24 se presentan la comparación de los resultados experimentales contra los del modelo calibrado.

Figura 24. Confrontación de resultados experimentales contra calibrados para la fase 1.



En esta última figura se observa un alto nivel de similitud en algunas zonas como entre los 10 y los 16 m, más sin embargo en otras zonas como de 0 a 10 m el modelo no se ajusta muy bien a la realidad, y en la zona de 16 a 31 m

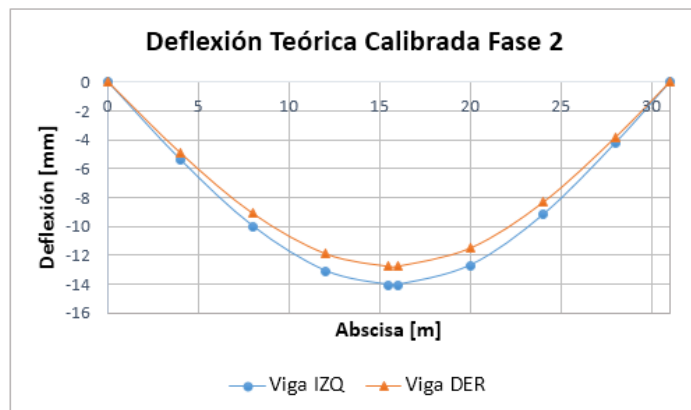
aunque no se ajusten perfectamente, ambas gráficas siguen una tendencia similar.

Para la abscisa de 16 m experimentalmente se midió una deflexión de -7 mm y ya con el modelo calibrado se llegó a un valor de -7.48 mm, que contando con el error de medición en campo, es una buena aproximación.

Modelo Calibrado Fase 2

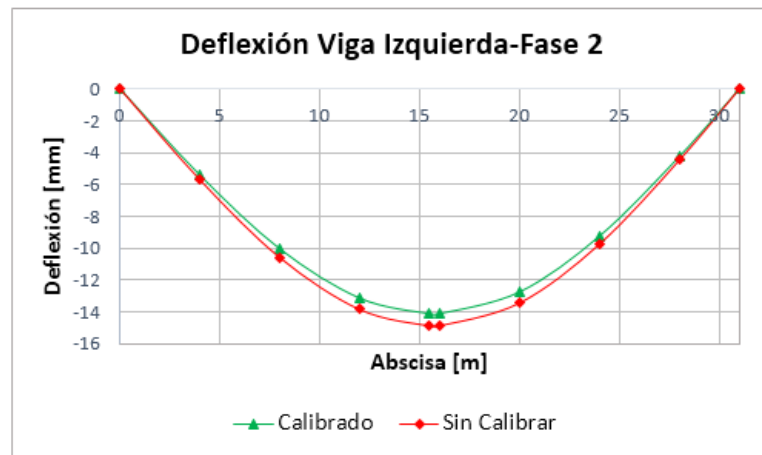
La figura 25 muestra las deflexiones calibradas para la segunda fase, tanto para la viga izquierda como la derecha, observándose siempre mayores desplazamientos para la viga izquierda.

Figura 25. Resultados modelo calibrado - Fase 2



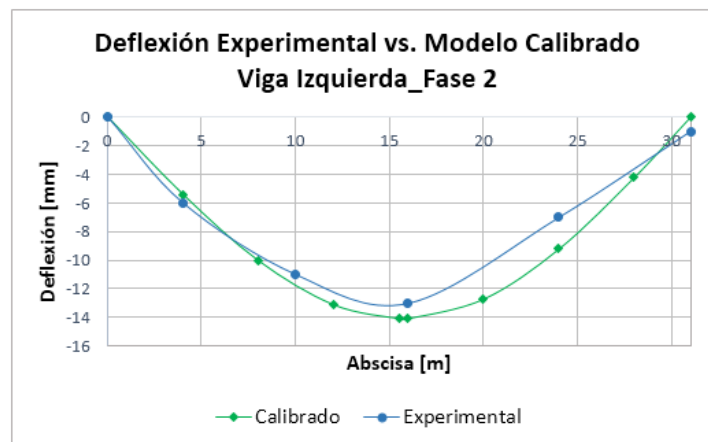
Para la abscisa de 16 m sobre la viga izquierda se pasó de una deflexión de -14.84 mm a una de -14.06 mm, una diferencia del 5.25%, un cambio bastante parecido al logrado en la fase 1. En la figura 26 se evidencian los resultados del anterior enunciado.

Figura 26. Comparación de modelos con y sin calibrar para la viga izquierda en fase 2.



Y finalmente, en la figura 27 se presenta la comparación final para la fase 2.

Figura 27. Comparación de deflexiones experimentales contra las del modelo calibrado en la fase 2.



Al igual que el balance hecho en la figura 24, aquí se evidencia poca diferencia en la tendencia que llevan ambas líneas de deflexión. En la zona de los 0 m hasta los 16 m se observa una alta similitud entre las dos tendencias, pero para la segunda mitad de la luz (de 16 m hasta 31 m), no se nota tanto tal hecho aunque si guardan cierto parecido.

5. CONCLUSIONES

- En campo, durante la ejecución de la prueba de carga se evidenció totalmente el comportamiento elástico de la estructura, comprobado con las mediciones en la descarga de las volquetas. Tal comportamiento se esperaba, puesto que los procedimientos para el cálculo de la carga total a aplicar se basan en no sobrepasar el límite elástico del puente.
- Los resultados experimentales mostraron una buena tendencia de deflexiones (como se ve en las figuras 18 y 20), no totalmente perfecta pero si con un alto nivel de concordancia en sus valores a lo largo del puente.
- El modelo numérico inicial mostro ciertas similitudes en deflexiones respecto a los resultados experimentales, ello puede indicar que las suposiciones e hipótesis que se hicieron en él –respecto al pos tensado, por ejemplo- estaban bien propuestas.
- Dada la similitud del modelo inicial, en la calibración no se tuvieron que hacer grandes modificaciones en la resistencia del concreto de las vigas, ni tampoco cambios en otras variables distintas. Dado esto se logró un buen acercamiento entre el modelo calibrado y las deflexiones experimentales, como lo evidencian las figuras 23 y 26.
- Los intentos de calibrar el modelo, llevaron a usar distintas resistencias del concreto de vigas, y a analizar qué tanto se ajustaba a la prueba en campo. En general se pudo evidenciar que el modificar tal resistencia en ± 3.5 MPa (± 500 psi) alteraba las deflexiones en un rango de entre el 2.5% y el 3.5%.

6. RECOMENDACIONES

- Se recomienda disponer de equipos con mayor precisión en la lectura, pues esto mejoraría el registro de datos y en general se tendría mayor certeza en la información.
- De no ser posible contar con equipos más sofisticados, se recomienda tener más niveles de precisión y más miras topográficas, mínimo 2 por cada línea de medida.
- Cambiar de posición el trípode junto con el nivel de precisión, altera el tiempo de la toma de medidas y genera errores que se pueden evitar, con el hecho de medir desde un punto fijo.
- Contar con los pesos exactos por ejes de las volquetas mejoraría los resultados del modelo numérico, aunque en este caso esa variable dependía de la empresa que facilitó el préstamo de los vehículos.
- Limpiar a profundidad la zona donde se pongan los instrumentos de lectura, ayudaría a disminuir posibles errores, puesto que tal vez se pudo haber posicionado la mira sobre partículas granulares grandes o sobre superficies muy irregulares.
- Obtener un mayor entrenamiento en el manejo del software de modelamiento, ayudaría a tener menos incertidumbres en dicho proceso.

CITAS

[1] AASHTO. The Manual for Bridge Evaluation whit 2011 and 2013 interim revisions. 2ª Edición. AASHTO Publications. Washington D.C. 2010.

[2] Puente sobre el río de Oro cumple pruebas de carga. Publicado 2 de Agosto de 2012. (Consultado 2 de julio de 2014). Disponible en <http://www.vanguardia.com/economia/local/168914-puente-sobre-el-rio-de-oro-cumple-pruebas-de-carga>

[3] AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica). Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, 1ª edición. AIS. Bogotá D.C. 1995.

[4] ACHE (Asociación técnico-científica del hormigón estructural). Monografía M-9: Pruebas de carga de estructuras. Madrid. 2005.

[5] Vías sustitutivas proyecto hidroeléctrico Sogamoso. (Consultado 4 de julio de 2014). Disponible en <http://www.isagen.com.co/sala-de-prensa/infografias/>

[6] Fondo Nacional de Caminos Vecinales. Superestructuras en concreto postensado. Bogotá D.C. 1993.

[7] YAMIN, Luis; RUIZ, Daniel. Vulnerabilidad sísmica de puentes en Colombia y estrategias para rehabilitación. Revista de Ingeniería Universidad de los Andes. Mayo de 2001. vol 13, p. 74-80.

[8] MUÑOZ, Edgar; NÚÑEZ, Federico; RODRÍGUEZ, Jorge; RAMOS, Alfonso; OTÁLORA, Camilo. Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente atirantado basados en confiabilidad estructural. Revista Ingeniería de la construcción. Agosto de 2010. vol 25, no. 2, p. 285-323.

[9] MUÑOZ, Edgar; NÚÑEZ, Federico; RODRÍGUEZ, Jorge; RAMOS, Alfonso; OTÁLORA, Camilo. Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente en acero basado en confiabilidad estructural. Revista Ingeniería de la construcción. Diciembre de 2008. vol 23, no. 3, pp. 125-144.

[10] MUÑOZ, Edgar; NÚÑEZ, Federico; RODRÍGUEZ, Wilson; OTÁLORA, Camilo; RUIZ, Daniel. Evaluación por confiabilidad estructural en puentes en acero apoyada en monitoreo e instrumentación. Revista de Ingeniería Universidad Javeriana Sede Bogotá. Junio de 2006. vol 10; no. 1, pp. 31-54.

[11] NCHRP (National Cooperative Highway Research Program). Manual for Condition Evaluation and Load Rating of Highway Bridges Using Load and Resistance Factor Philosophy. Paramus-New Jersey. 2001.

[12] Sétra (Service d'Études techniques des routes et autoroutes). Technical guide: Load test on road bridges and footbridges. Sétra. París. 2006.

[13] Dirección General de Carreteras. Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción de puentes de carretera. Centro de publicaciones del Ministerio del Fomento. Madrid. 1999.

[14] Universidad Nacional de Colombia - INVIAS; Manual para la inspección visual de puentes y pontones. Bogotá D.C. 2006.

[15] Escáner RIEGL VZ-400. Publicado 12 de Julio de 2010. (Consultado 11 de julio de 2014). Disponible en <http://www.themarketingedge.org/revolutionary-riegl-laser-scanner-hits>

[16] VALLECILLA, Carlos Ramiro. Puentes en concreto postensado: Teoría y práctica. 2ª edición. Bogotá. Editorial Bauen. 2011.

[17] Camión HS-20-44. (Consultado 14 de julio de 2014). Disponible en <http://civilgeeks.com/2011/10/17/pregunta-sobre-analisis-de-puentes/>

BIBLIOGRAFÍA

AASHTO. The Manual for Bridge Evaluation whit 2011 and 2013 interim revisions. 2ª Edición. AASHTO Publications. Washington D.C. 2010.

ACHE (Asociación técnico-científica del hormigón estructural). Monografía M-9: Pruebas de carga de estructuras. Madrid. 2005.

AIS (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica). Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, 1ª edición. AIS. Bogotá D.C. 1995.

Camión HS-20-44. (Consultado 14 de julio de 2014). Disponible en <http://civilgeeks.com/2011/10/17/pregunta-sobre-analisis-de-puentes/>

DEL CUVILLO, Ramón. Pruebas de carga de puentes de hormigón de carretera. Revista de Obras Públicas. Noviembre de 2005. no. 3460, p. 55-62.

Dirección General de Carreteras. Recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción de puentes de carretera. Centro de publicaciones del Ministerio del Fomento. Madrid. 1999.

DUARTE, Leidy Andrea. Procedimiento prueba de carga puente NN V, vía sustitutiva Bucaramanga-San Vicente de Chucurí. ISAGEN. 2013.

ERT Ingeniería S.A.S. Prueba de carga puente La Paz. Bogotá D.C. Septiembre de 2013.

Escáner RIEGL VZ-400. Publicado 12 de Julio de 2010. (Consultado 11 de julio de 2014). Disponible en <http://www.themarketingedge.org/revolutionary-riegl-laser-scanner-hits>.

Fondo Nacional de Caminos Vecinales. Superestructuras en concreto postensado. Bogotá D.C. 1993.

HAG-ELSAFI, Osman; KUNIN, Jonathan. Load testing for bridge rating: Deans's mill over hannacrois creek. New York State Department of Transportation. Albany. 2005.

Instituto de desarrollo urbano IDU. Protocolo para pruebas de carga para puentes peatonales y vehiculares. Bogotá D.C. 2010.

MONITORIZA. Informe sobre el procedimiento prueba de carga puente El Limón. Enero de 2014.

MUÑOZ, Edgar; NÚÑEZ, Federico; RODRÍGUEZ, Jorge; RAMOS, Alfonso; OTÁLORA, Camilo. Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente atirantado basados en confiabilidad estructural. Revista Ingeniería de la construcción. Agosto de 2010. vol 25, no. 2, p. 285-323.

MUÑOZ, Edgar; NÚÑEZ, Federico; RODRÍGUEZ, Jorge; RAMOS, Alfonso; OTÁLORA, Camilo. Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente en acero basado en confiabilidad estructural. Revista Ingeniería de la construcción. Diciembre de 2008. vol 23, no. 3, pp. 125-144.

MUÑOZ, Edgar; NÚÑEZ, Federico; RODRÍGUEZ, Wilson; OTÁLORA, Camilo; RUIZ, Daniel. Evaluación por confiabilidad estructural en puentes en acero apoyada en monitoreo e instrumentación. Revista de Ingeniería Universidad Javeriana Sede Bogotá. Junio de 2006. vol 10; no. 1, pp. 31-54.

NCHRP (National Cooperative Highway Research Program). Manual for Condition Evaluation and Load Rating of Highway Bridges Using Load and Resistance Factor Philosophy. Paramus-New Jersey. 2001.

Puente sobre el río de Oro cumple pruebas de carga. Publicado 2 de Agosto de 2012. (Consultado 2 de julio de 2014). Disponible en <http://www.vanguardia.com/economia/local/168914-puente-sobre-el-rio-de-oro-cumple-pruebas-de-carga>.

Sétra (Service d'Études techniques des routes et autoroutes). Technical guide: Load test on road bridges and footbridges. Sétra. París. 2006.

Universidad Nacional de Colombia - INVIAS; Manual para la inspección visual de puentes y pontones. Bogotá D.C. 2006.

VALLECILLA, Carlos Ramiro. Puentes en concreto postensado: Teoría y práctica. 2ª edición. Bogotá. Editorial Bauen. 2011.

Vías sustitutivas proyecto hidroeléctrico Sogamoso. (Consultado 4 de julio de 2014). Disponible en <http://www.isagen.com.co/sala-de-prensa/infografias/>.

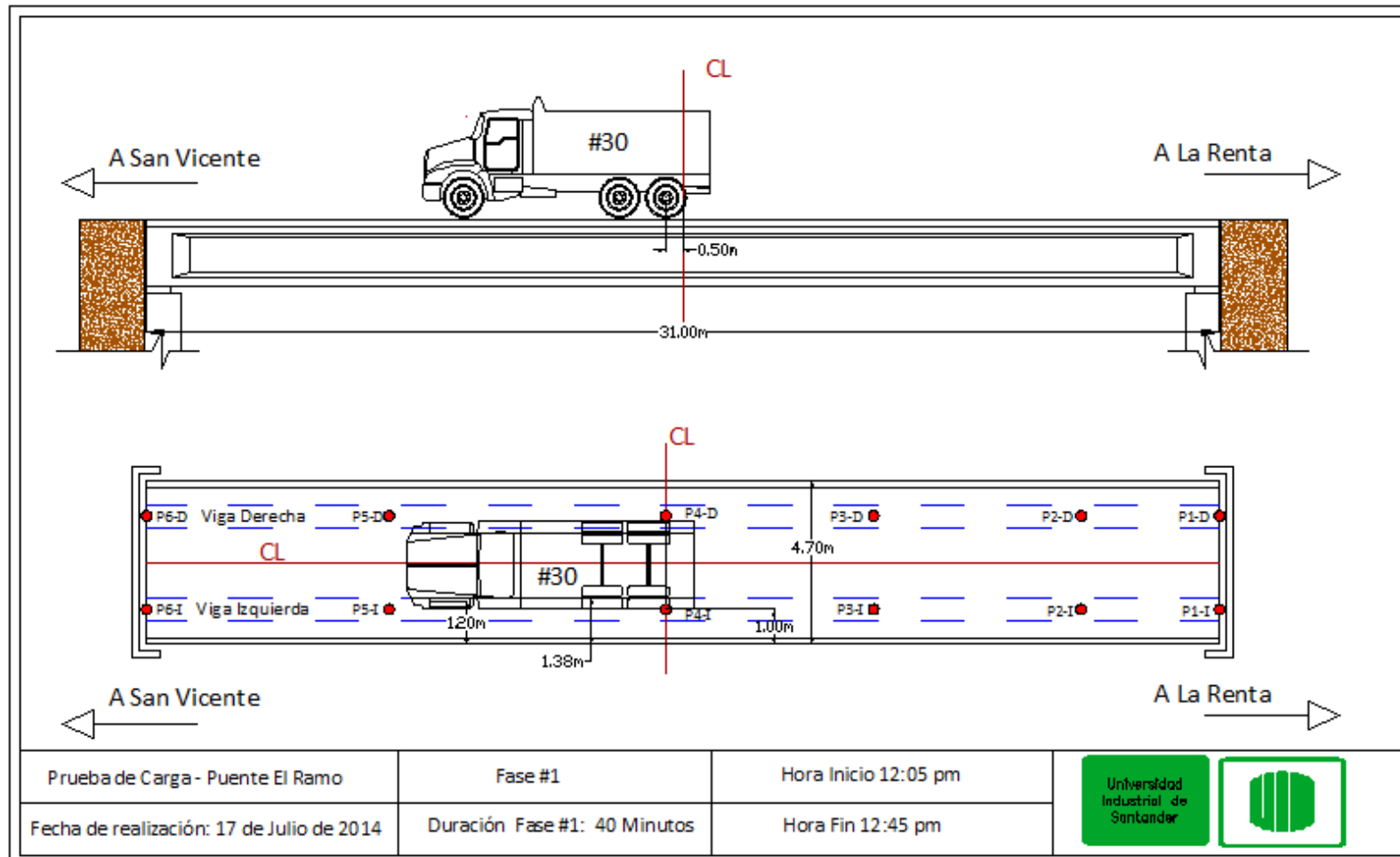
YAMIN, Luis; RUIZ, Daniel. Vulnerabilidad sísmica de puentes en Colombia y estrategias para rehabilitación. Revista de Ingeniería Universidad de los Andes. Mayo de 2001. vol 13, p. 74-80.

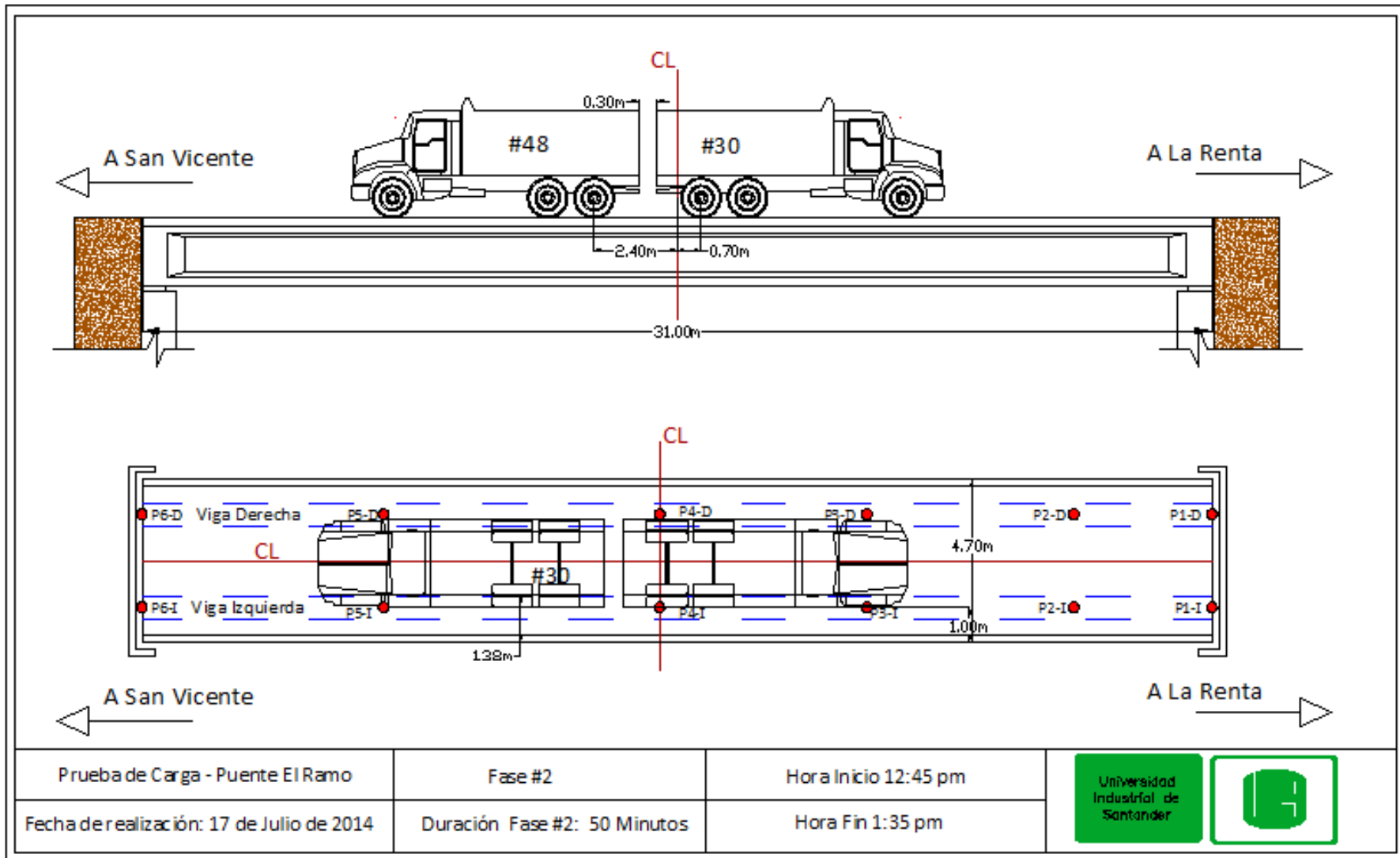
.

.

ANEXOS

Anexo A. Planos de la prueba de carga del puente El Ramo.





1. INTRODUCCIÓN

En el presente documento se explica todo lo concerniente en cuanto a objetivos, planeación previa y procedimiento a seguir durante la ejecución de la prueba de carga para el puente El Ramo, ubicado sobre la vía La Renta-San Vicente de Chucurí.

Dado que el CCP-95 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, 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.

Inicialmente se dará el objetivo principal de la prueba de carga, luego se ampliará la explicación de la planeación propiamente dicha lo que implica una valoración de las hipótesis de carga, la forma de materialización física de la carga máxima a aplicar sobre la estructura, los dispositivos o elementos de medición y finalmente se describirá de manera precisa los pasos a seguir durante la ejecución de la prueba de carga junto con la interpretación inicial de los resultados obtenidos.

2. OBJETIVO

El objetivo primordial de la prueba de carga es la confirmación del adecuado comportamiento de la estructura antes unas sollicitaciones previamente determinadas, las cuales usualmente constan de la colocación de unas cargas sobre el puente, de magnitud y posición conocidas.

3. PLANTEAMIENTO DE LA PRUEBA DE CARGA

3.1 Descripción general de la estructura

El puente El Ramo se ubica sobre la vía La Renta-San Vicente de Chucurí, es un puente de una sola luz y presenta una tipología constructiva de vigas pre-forzadas con losa de concreto reforzado. Tiene una luz de aproximadamente 32 [m], un ancho total de 4.7 [m], un ancho útil de carril de 4.3 [m]. Cuenta en su superestructura con dos vigas pos-tensadas de sección I, sólo presenta una riostra en la mitad de la luz uniendo las dos vigas antes mencionadas. A continuación se presenta un esquema ilustrativo de la sección transversal y la planta del puente:

Figura 1. Sección Transversal puente El Ramo

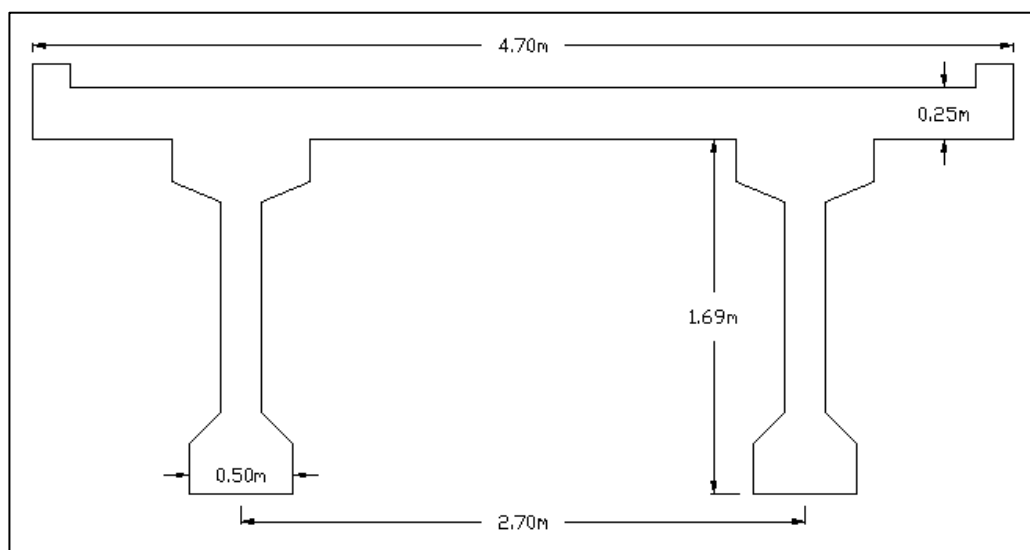
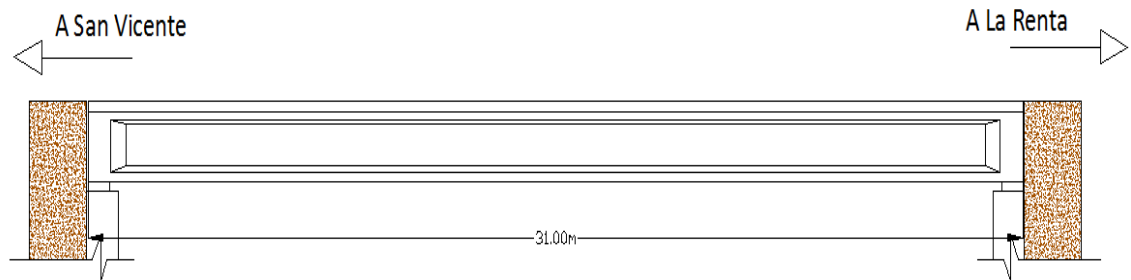


Figura 2. Vista en perfil del puente El Ramo



3.2 Estados de Carga

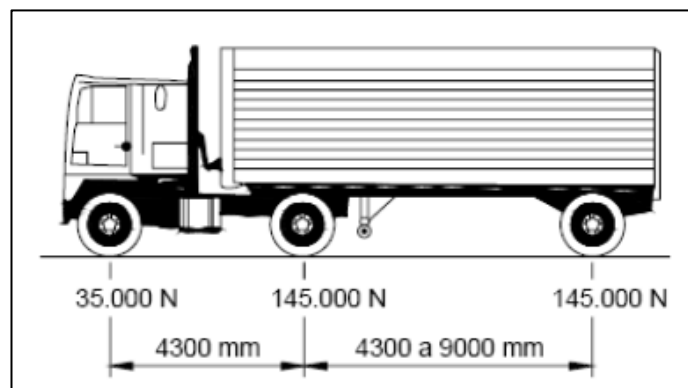
Las consideraciones sobre los trenes de carga a colocar sobre la estructura, han de tener en cuenta las posiciones en donde las solicitaciones sean realmente representativas en relación a las cargas de diseño. Más sin embargo, tales situaciones o estados de carga reales no deben nunca exceder a las solicitaciones demandadas bajo el efecto de las cargas vivas de diseño, es más se aconseja no superar el 70% y trabajar alrededor del 60%.

Ahora, teniendo en cuenta los anteriores límites, se explicara el cálculo aproximado para hallar la carga máxima a aplicar a la estructura. Debido al hecho de no contar con los planos constructivos del puente, se toma como lineamientos base de diseño los consignados en la cartilla del Fondo Nacional de Caminos Vecinales de 1993, dadas las altas coincidencias encontradas entre el levantamiento geométrico que se hizo del puente y los datos encontrados en la cartilla para una luz de 32 [m].

En tal documento, se enuncia que la carga viva de diseño usada fue la del camión HS-20-44 de la norma AASHTO de 1983, el cual tiene una masa de aprox. 33 [Ton]. Dado que el puente es de una sola luz, la hipótesis de diseño más crítica de carga viva, habría de ser la de tener todo el vano cargado con tales camiones, y teniendo en cuenta la variabilidad de la distancia entre los

ejes tándem la cual tiene un mínimo de 4.3 [m] como se muestra en la Figura 2, la distancia total del vehículo sería de unos 10 [m], lo cual conlleva a que la hipótesis de carga viva de diseño correspondería a 3 camiones, con una carga total de 99 [Ton]. Todo lo anterior tomando como factor crítico, la máxima deflexión en el centro de la luz.

Figura 3. Camión HS-20-44



Basándose solamente en la anterior carga, y atendiendo al límite arriba mencionado del 70%, la carga máxima a aplicar durante la prueba sería de 69.3 [Ton].

Esta carga máxima también es posible calcularla con la ayuda de una fórmula dada en la Monografía M-9 Pruebas de Carga en estructuras, de la siguiente manera:

$$Q = 0.65 * 4 + \frac{1200}{b * L} * b * L \quad kN$$

Donde:

b: Ancho del puente excluyendo andenes en [m]

L: Luz de cálculo en [m]

Q: Carga Máxima a Aplicar en [kN]

Aplicando esta fórmula, se obtiene:

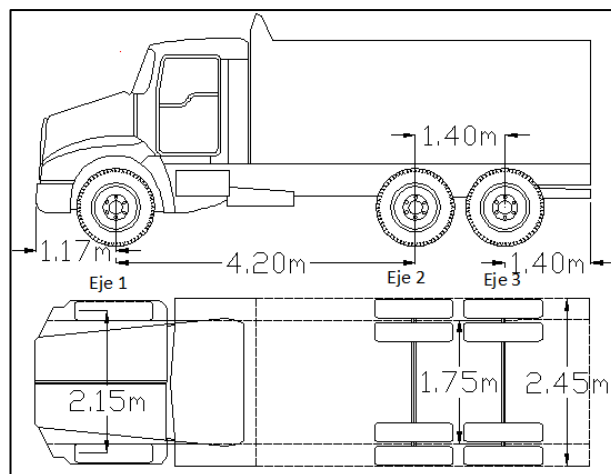
$$Q = 0.65 * 4 + \frac{1200}{4.3 * 31} * 4.3 * 31 = 1126.58 \text{ kN} \cong 114.8 \text{ [Ton]}$$

Según este método, la carga máxima sería de 80.4 [Ton] (114.8*0.7). Se puede comparar con el valor de las 69 [Ton] calculadas antes, y confirmar como un valor seguro este último como máxima carga a aplicar durante la prueba.

3.3 Materialización del Tren de Carga

Generalmente, la materialización de la carga para la prueba, se hace a través de volquetas con su volcó lleno o parcialmente lleno de arena u otro agregado pétreo, según se necesite. Si ha de necesitarse más de una volqueta, estas han de ser lo más parecidos posibles en cuanto a capacidad y dimensiones. A continuación se presentan las dimensiones de la volqueta tipo a utilizar durante la prueba:

Figura 4. Dimensiones [m] volqueta tipo



Las dimensiones pueden variar, aunque no significativamente, en función del modelo y de la marca de la volqueta; de la misma manera los pesos por ejes también pueden variar, pero de manera general se usarán volquetas doble troque con volvos de 14 [m³] de capacidad, y con un peso total con volvo lleno aproximado de 33 [Ton] (13 [Ton] por cada eje trasero y 7 [Ton] en el eje

delantero). Según lo anterior, se usarán máximo 2 volquetas durante la realización de la prueba de carga.

3.4 Magnitud a Medir

En las pruebas de carga, generalmente se suele medir las deflexiones en el centro de cada vano y en los apoyos, aunque esta última se puede cuando el desplazamiento esperado sea imperceptible para los elementos con los que se vaya a medir (Nivelación Topográfica).

La cantidad de puntos depende del ancho del tablero y en general de la tipología del puente, para el caso de puentes de vigas se recomienda tomar medidas en la viga central y en las vigas exteriores.

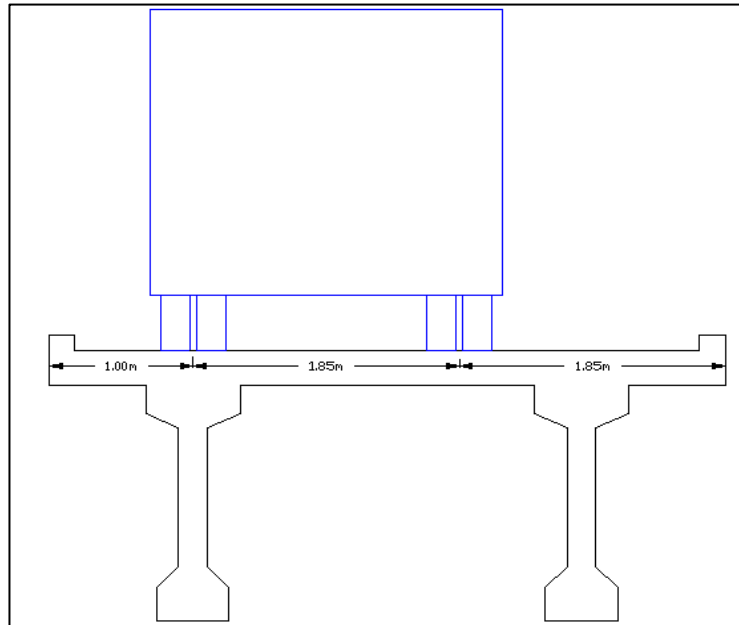
Los aparatos de medida han de tener una debida calibración y poseer una sensibilidad mínima del 5% de los valores más pequeños esperados en los puntos de medida importantes. Para la prueba de carga del puente El Ramo se contará como mínimo con un nivel de precisión y una mira topográfica

3.5 Posicionamiento o Escalonamiento de las Cargas

Debido a la alta incertidumbre sobre el modelo teórico del puente, y sobre la hipótesis de carga viva de diseño, las posiciones escogidas para las cargas durante las 2 fases propuestas mantienen cierto grado de seguridad una con respecto a la otra para así evidenciar una respuesta progresiva de la estructura, lo cual se evidencia en la explicación de cada una de ellas.

Fase 1: Se colocará una volqueta en el medio del puente, procurando dejar su eje trasero en todo el centro de la luz, a la vez que se intentara ubicar las llantas sobre una de las vigas, buscando así maximizar el efecto de la flexión en dicho punto. En la figura 5 se ilustra tal posicionamiento.

Figura 5. Posicionamiento propuesto para la fase 1



Fase 2: Se dispondrán dos volquetas en el centro del vano, puestos sus ejes traseros de manera simétrica a la mitad de la luz, esta situación tal vez poco usual dentro del tránsito normal sobre el puente lo que busca es poder medir deflexiones significativamente altas usando la carga máxima de la prueba. En la figura 6 se ejemplifica mejor esta fase.

Figura 6. Ejemplo tipo de la segunda fase



4. REALIZACIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA

4.1 Procedimientos Preliminares

La prueba de carga demanda una alta preparación previa en la cual se ha de revisar al detalle toda la planeación, intentando seguir siempre la metodología propuesta con el fin de obtener resultados confiables y sobre todo contar siempre con un entorno de seguridad en general.

Inspección de Obra

Previo a la ejecución de la prueba de carga se efectuará una inspección de la obra que incluirá, además de la estructura resistente, los elementos de apoyo, juntas y barandas. Esta inspección preliminar podrá modificar las condiciones iniciales en que la prueba de carga estaba concebida, inclusive hasta retractarse de la realización de la misma, además de observar detalles que pueden ser concluyentes a la hora de explicar los futuros resultados del ensayo.

También es importante tomar registro del estado de fisuración previo a la aplicación de la carga para su posterior comparación con el estado final.

Nivel de Referencia

Este proceso contempla el hecho de usar los aparatos de medida para plantear una línea de referencia, cota cero o nivel cero, para que a partir de esta sea más fácil medir las deflexiones durante la prueba de carga.

Líneas de Posicionamiento

Se marcarán claramente sobre la capa de rodadura del puente, las posiciones que han de ocupar las volquetas durante cada fase. Tales marcas pueden realizarse con cal, pintura u otro elemento que permita identificar claramente las posiciones de la fase 1 y 2.

Pesaje de las Volquetas

Todas las volquetas a usar en la prueba de carga, habrán de ser pesadas en una báscula para así conocer a cabalidad los pesos totales y por ejes; además de constatar las medidas geométricas del vehículo como distancia entre ejes, ancho de ejes, distancia entre ruedas, etc.

4.2 Aplicación del Tren de Carga

A continuación se describe el procedimiento general paso a paso para la ejecución de la prueba de carga:

Fase 1

- Realizar los procedimientos preliminares antes explicados. Las lecturas de la línea de referencia se denominarán **Lectura Inicial**.
- Inicio Carga Fase 1: Ingresar la volqueta y se ubicará en las posiciones demarcadas sobre el tablero para la fase 1. El ingreso del vehículo ha de hacerse a una velocidad máxima de 5 [km/h].
- Realizar una lectura de la deflexión instantánea, es decir cuando recién se ha terminado de posicionar la carga. A esta deflexión (si se registra) se llamará D_0 , indicando que es la deflexión a los cero minutos.
- El tiempo que la carga deberá estar allí aplicada, depende de la estabilización de las medidas, para ello se tomarán las deflexiones cada 10 minutos (D_{10} , D_{20} ...), y se considerará estabilizada la estructura si pasa alguno de los 2 siguientes criterios:

Criterio 1:
$$D_{10} - D_0 < 0.05D_0$$

Criterio 2:
$$D_{20} - D_{10} < 0.2 D_{10} - D_0$$

El criterio 2 se puede ir verificando con las medidas tomadas en los siguientes 10 minutos, y así sucesivamente. Por ejemplo:

$$D_{30} - D_{20} < 0.2 D_{20} - D_{10}$$

- Cumplido alguno de los criterios anteriores, se procede a la medición de las deflexiones de la estructura estabilizada. A tal deflexión se le denominará **Deflexión Total D_T** .
- Luego se procede al descargue de la estructura. Y se hace el mismo procedimiento de estabilización. Al final de esta se toma la medida de la cota final y se le llamará **Lectura Final**.

Como último control de esta fase, se calcula el desplazamiento remanente y su respectivo porcentaje, calculado como sigue:

$$D_{Remanente} = D_R = Lectura Final - Lectura Inicial$$

$$\%D_R = \frac{D_R}{D_T} * 100$$

Los desplazamientos remanentes son de mayor utilidad en pruebas a puentes recién construidos que a puentes ya en servicio.

Fase 2

Para la fase 2, se realiza un procedimiento similar al de la fase 1, tomando cuidado de asegurarse del cumplimiento del criterio de estabilización entre el primer escalón de carga y el segundo, materializados en el posicionamiento de la primera y luego la segunda volqueta.

- Realizar los procedimientos preliminares antes explicados. Las lecturas de la línea de referencia se denominarán **Lectura Inicial**.
- Inicio Carga Fase 1: Ingresar la primera volqueta y se ubicará en las posiciones demarcadas sobre el tablero para la fase 2. El ingreso del vehículo ha de hacerse a una velocidad máxima de 5 [km/h].
- Realizar una lectura de la deflexión instantánea, es decir cuando recién se ha terminado de posicionar la carga. A esta deflexión (si se registra) se llamará D_{10} , indicando que es la deflexión a los cero minutos.
- El tiempo que la carga deberá estar allí aplicada, depende de la estabilización de las medidas, para ello se tomarán las deflexiones cada 10 minutos (D_{10} , D_{20} ...), y se considerará estabilizada la estructura si pasa alguno de los 2 siguientes criterios:

Criterio 1: $D_{10} - D_0 < 0.05D_0$

Criterio 2: $D_{20} - D_{10} < 0.2 D_{10} - D_0$

El criterio 2 se puede ir verificando con las medidas tomadas en los siguientes 10 minutos, y así sucesivamente.

- Cumplido alguno de los criterios anteriores, se procede a la colocación de la segunda volqueta sobre los puntos indicados. Se repite el proceso de estabilización de la estructura.
- Cumplida la estabilización de los desplazamientos, se procede a la medición de las deflexiones de la estructura estabilizada. A tal deflexión se le denominará **Deflexión Total D_T** .
- Luego se procede al descargue de la estructura. Y se hace el mismo procedimiento de estabilización. Al final de esta se toma la medida de la cota final y se le llamará **Lectura Final**.

Como último control se calcula el desplazamiento remanente.

$$D_{Remanente} = D_R = \text{Lectura Final} - \text{Lectura Inicial}$$

$$\%D_R = \frac{D_R}{D_T} * 100$$

Finaliza así el protocolo para la ejecución de la prueba de carga para el puente El Ramo.

Anexo C. Memoria de cálculo del diseño del pos-tensado del puente El Ramo.

1. GENERALIDADES

Este diseño se realiza con el objetivo de comparar los datos consignados en la *Cartilla Superestructuras en concreto pos-tensado* del Fondo Nacional de Caminos Vecinales de 1993 (contiene planos de puentes de un solo carril con dos vigas pos-tensadas para luces entre 20 m y 46 m) para una luz de 32 m, con lo que se pueda obtener teóricamente al diseñar el pos-tensado desde el inicio.

Para realizar el diseño teórico se usa como guía el libro *Puentes en concreto pos-tensado – Teoría y Práctica* de Carlos Vallecilla Bahena, más específicamente el ejemplo explicado en el capítulo 6, en donde se expone un diseño paso a paso de un puente de vigas pos-tensadas de 41 m de luz.

Teniendo como base tal ejemplo, se desarrolló una hoja electrónica de cálculo en Excel y se constató su correcto funcionamiento con los resultados del libro. A partir de tal hoja, se realizó el diseño para el puente El Ramo.

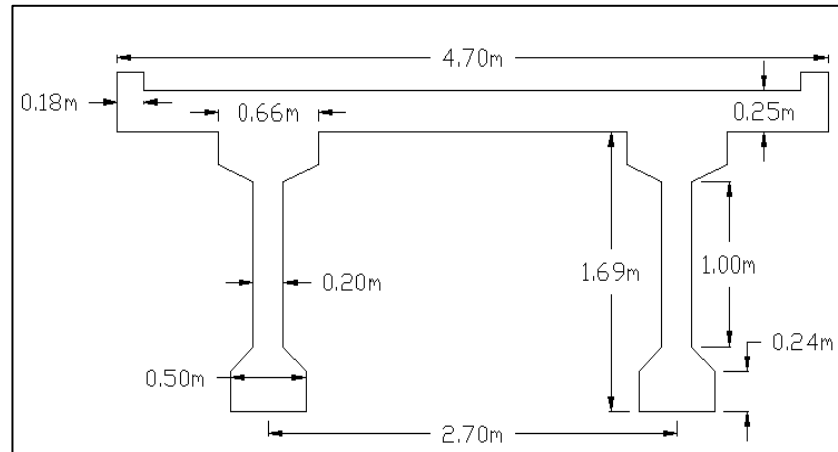
Tal como lo propone el ejemplo citado, se usaron los lineamientos del *Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes* de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, en cuanto a carga viva y límites de esfuerzos en los materiales de diseño.

2. CÁLCULO DEL POSTENSADO

El puente tiene una sola luz de 31 m, y una estructura conformada por dos vigas de concreto pos-tensadas y una losa de concreto reforzado. Solamente presenta una riostra ubicada en la mitad de la luz. Tiene un bordillo en concreto y barandas metálicas pero en mal estado (corroídas y oxidadas).

En la figura 1 se presenta la sección transversal del puente con algunas de las medidas más importantes.

Figura 1. Sección Transversal del puente El Ramo



ESPECIFICACIONES DE MATERIALES Y GEOMETRÍA DE SECCIONES

- Concreto de Vigas

$f'_{ci} = 27 \text{ MPa}$

$f'_{c} = 35 \text{ MPa}$

- Concreto de Losa

$f'_{ci} = f'_{c} = 21 \text{ MPa}$

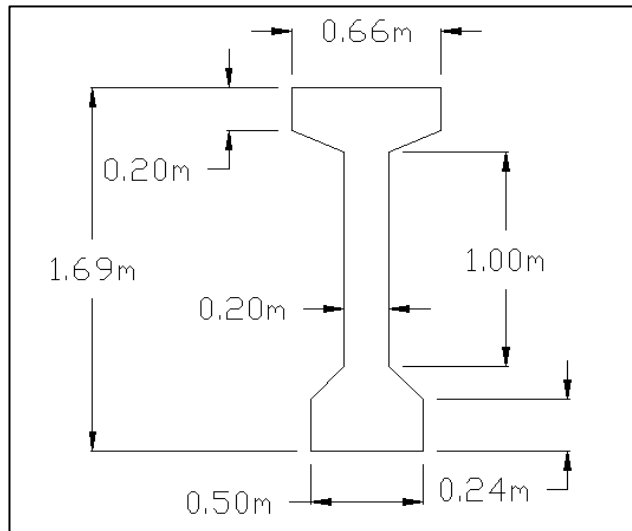
Densidad asumida para los concretos: 2.4 Ton/m³

- Acero de pos-tensado

$f_{pu} = 1890 \text{ MPa}$

$f_{py} = 1600 \text{ MPa}$

Figura 2. Sección simple de la viga



Propiedades geométricas de la sección simple

Tabla 1. Propiedades generales de la sección simple

Ag	0.5475	m ²
Ygs	0.813	m
Ygi	0.877	m
Ig	0.185	m ⁴

Propiedades Geométricas de la sección compuesta

$$b_{ef} = \frac{31}{4} = 7.75 \text{ m}$$

$$b_{ef} = 0.25 + 12 \cdot 0.25 = 3.25 \text{ m}$$

$$b_{ef} = 2.35 \text{ m}$$

Rige el valor mínimo, entonces $b_{ef} = 2.35 \text{ m}$

Relación modular entre el concreto de la viga y de la losa:

$$n = \frac{\overline{350}}{210} = 1.291$$

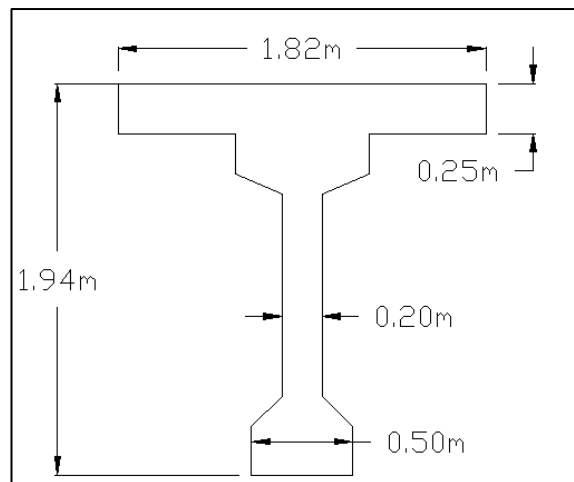
Ancho efectivo de la sección compuesta es:

$$Ancho_{ef} = \frac{2.35}{1.291} = 1.82 \text{ m}$$

Tabla 2. Propiedades generales de la sección

Ag	1.0025	m ²
Yi	1.3	m
Ys	0.64	m
Ig	0.4057	m ⁴

Figura 3. Sección Compuesta Viga-Losa



DETERMINACIÓN DE CARGAS DE DISEÑO

- Peso de Losa y Viga

Ancho aferente Losa: 2.35 m

Peso lineal Losa: $2.35 \times 0.25 \times 2.4 = 1.41 \text{ Ton/m}$

Peso lineal Viga: $0.5475 \times 2.4 = 1.314 \text{ Ton/m}$

Momento Máximo por peso de losa y viga (sección simple)

$$MD(Viga + Losa) = \frac{1.41 + 1.314 \cdot 31^2}{8} = 327.22 \text{ Ton} \cdot m$$

- Carga Sobreimpuesta

Peso lineal de bordillo y baranda (por viga): 0.08 Ton/m

Carpeta Asfáltica: 0 Ton/m

Momento por carga sobreimpuesta

$$MD \text{ Sobreimpuesta} = \frac{0.08 \cdot 31^2}{8} = 9.61 \text{ Ton} \cdot m$$

- Carga Viva

Línea de carga para flexión: $w=1.44 \text{ Ton/m}$; $P=12 \text{ Ton}$

Factor de rueda:

$$F. R = \frac{S}{1.7} = \frac{2.7}{1.7} = 1.588$$

Factor de impacto:

$$I = \frac{16}{40 + 31} = 0.2254$$

Momento por carga viva:

$$M_L = \frac{1.44 \cdot 31^2}{8} + \frac{12 \cdot 31}{4} = 265.98 \text{ Ton} \cdot m \text{ (Por la línea de carga)}$$

$$\begin{aligned} M_{(L+I)} &= 0.5 \cdot 280.32 \cdot 1.588 \cdot 1.2254 \\ &= 258.779 \text{ Ton} \cdot m \text{ (Referido a la línea de rueda)} \end{aligned}$$

FUERZA DE TENSADO

Primero se halla el esfuerzo admisible a tracción del concreto según el CCDSP-95:

$$f_{\text{TRACCIÓN}} = 1.6 \cdot \overline{f'_c} = 1.6 \cdot \overline{350} = 30 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 300 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Luego, se calcula el momento de servicio, el cual es debido al peso propio de viga, de losa, de cargas sobreimpuestas y de la carga viva.

$$M_{\text{SERVICIO}} = 327.22 + 9.61 + 258.779 = 595.61 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Suponiendo que, en el centro de luz la distancia entre el centroide de los cables de pre-esfuerzo y la fibra inferior de la viga es 7 cm, se calcula la excentricidad total referida a la sección compuesta:

$$e = 1.3 - 0.07 = 1.23 \text{ m}$$

De los esfuerzos combinados se tiene que:

$$\begin{aligned} f_{\text{TRACCIÓN}} &= 300 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = -\frac{P_{t=\infty}}{1.0025} - \frac{P_{t=\infty} \cdot 1.23 \cdot 1.3}{0.4057} + \frac{595.61}{0.4057} \rightarrow P_{t=\infty} \\ &= 325.83 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Suponiendo pérdidas totales (instantáneas más diferidas) del orden de 25% se tiene una fuerza de tensado, en $t=0$, igual a:

$$P_{t=0} = \frac{325.83}{0.75} = 434.43 \text{ Ton}$$

Verificación de esfuerzos sobre el concreto

Se hace la verificación en la fibra superior sobre la sección simple con la fuerza de tensado antes calculada. En este estado actúa la fuerza de tensado y el peso propio de la sección simple de la viga.

Momento en centro de luz por peso propio de la sección simple de la viga:

$$M = \frac{0.5474 \cdot 2.4 \cdot 31^2}{8} = 157.844 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

Esfuerzo producido por este momento y por la fuerza de 434 Ton en la fibra inferior en centro de luz de la sección simple (se usa el centroide de la sección simple para hallar la excentricidad).

$$\sigma_i = -\frac{434.43}{0.5475} - \frac{434.43 \cdot 0.8 \cdot 0.877}{0.185} + \frac{157.844 \cdot 0.877}{0.185} = -1707.2 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Y el esfuerzo admisible a compresión del concreto es $-0.55 \cdot f'_c = -1485 \text{ Ton/m}^2$, valor excedido por el esfuerzo antes calculado, por lo que se decide dividir el tensado.

Primer tensado

Se define para este, un 60% de la fuerza necesaria total, lo que equivaldría a una fuerza de 261Ton. De igual manera se usan torones de $\frac{1}{2}$ pulgada de diámetro es decir con un área de 0.987 cm^2 , y el esfuerzo admisible del acero se da como $0.8 \cdot f_{py}$ lo que resulta en 1280 MPa o 12800 kg/cm^2 . Con lo anterior se calcula los torones mínimos necesarios:

$$\# \text{Mínimo Torones}_1 = \frac{261000}{12800 \cdot 0.987} = 21 \text{ torones}$$

Siguiendo lo consignado en la cartilla, se toman 5 cables con 6 torones cada uno, dando un total de 30 torones.

Los 30 torones soportan una fuerza total de:

$$P_1 = 30 \cdot 0.987 \cdot 12800 = 379008 \text{ kg} = 379 \text{ Ton}$$

Y cada cable soportaría una fuerza máxima de 75.8 Ton.

Segundo Tensado

Este tendrá un valor igual a la diferencia de la fuerza total menos la fuerza del primer tensado, lo que equivale a 56 Ton. Tal fuerza debería ser resistida por mínimo 7 torones:

$$\# \text{Mínimo Torones}_2 = \frac{56000}{12800 \cdot 0.987} \cong 5 \text{ torones}$$

Aunque un poco sobre-diseñado, se seguirá lo presentado en la cartilla, donde presentan 12 torones distribuidos en dos cables.

$$P_2 = 12 \cdot 0.987 \cdot 12800 = 151603 \text{ kg} = 151.6 \text{ Ton}$$

Así, cada cable soportaría máximo 75.8 Ton.

TRAYECTORIA DE CABLES DE PRES-ESFUERZO

En general la ecuación que detalla la trayectoria de los cables, es la de una parábola que tiene la forma:

$$y = k \cdot x^2$$

Donde k depende de la sagita (distancia perpendicular a la cuerda de la parábola, medida desde el centro de esta hasta el vértice de la parábola), y de la luz del puente. Las sagitas se tomaron de los planos de la cartilla y a partir de estos se calcularon las siguientes ecuaciones.

$$y_1 = \frac{1.335}{15.5^2} x^2 + 0.065$$

$$y_2 = \frac{0.955}{15.5^2} x^2 + 0.065$$

$$y_3 = \frac{0.565}{15.5^2} x^2 + 0.065$$

$$y_4 = y_5 = \frac{0.185}{15.5^2} x^2 + 0.065$$

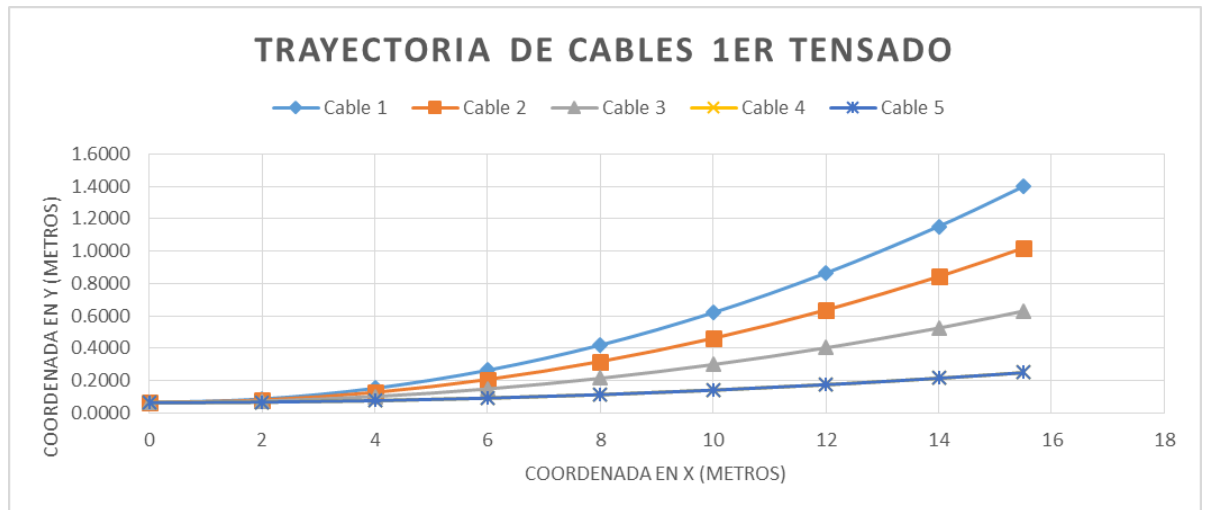
El vértice de la parábola es la fibra inferior de la viga en el centro de luz, y es simétrica con respecto al eje y. Las abscisas y las ordenadas se miden en m. En la siguiente tabla se resumen algunas coordenadas, tomadas en x cada 2 m.

Tabla 3. Trayectoria de cables del primer tensado.

Altura del cable desde la fibra inferior de la viga (m)	X(m)	Sagita (m)	0	2	4	6	8	10	12	14	15.5
	cable 1	1.335	0.0650	0.0872	0.1539	0.2650	0.4206	0.6207	0.8652	1.1541	1.4000
	cable 2	0.955	0.0650	0.0809	0.1286	0.2081	0.3194	0.4625	0.6374	0.8441	1.0200
	cable 3	0.565	0.0650	0.0744	0.1026	0.1497	0.2155	0.3002	0.4036	0.5259	0.6300
	cable 4	0.185	0.0650	0.0681	0.0773	0.0927	0.1143	0.1420	0.1759	0.2159	0.2500
	cable 5	0.185	0.0650	0.0681	0.0773	0.0927	0.1143	0.1420	0.1759	0.2159	0.2500

Y en la figura 5 se muestra esquemáticamente la trayectoria del cable, se aclara nuevamente que los cables son simétricos con respecto a y.

Figura 5. Trayectoria de cables del primer tensado

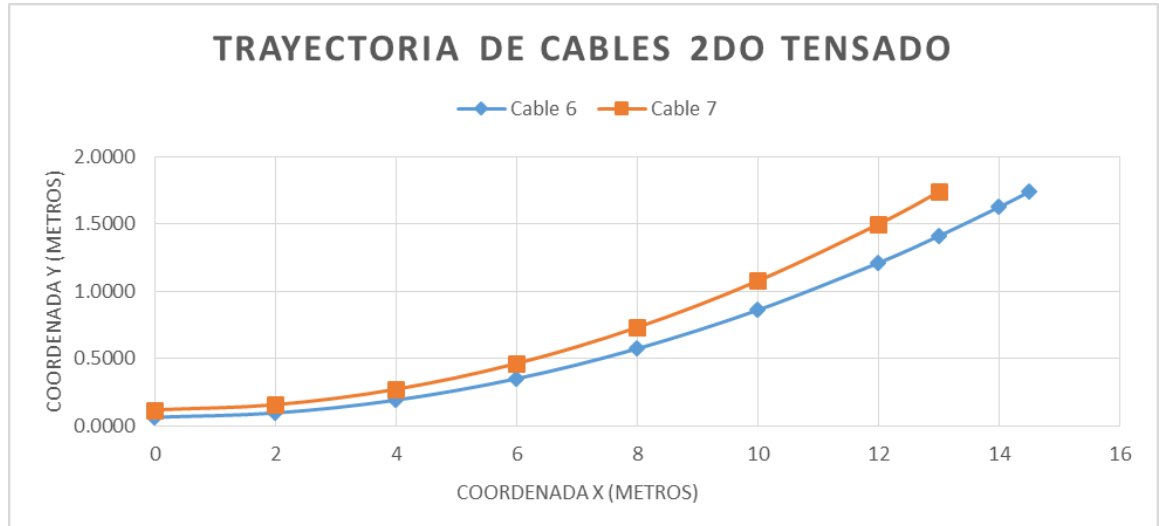


A continuación se presentan los resultados para los cables del segundo tensado.

Tabla 4. Trayectoria de cables del segundo tensado

X(m)	Sagita (m)	0	2	4	6	8	10	12	13	14	14.5
cable 6	1.675	0.0650	0.0969	0.1925	0.3518	0.5749	0.8617	1.2122	1.4114	1.6265	1.7400
cable 7	1.62	0.1200	0.1583	0.2734	0.4651	0.7335	1.0786	1.5004	1.7400		

Figura 6. Trayectoria de cables del segundo tensado



ESTADO DE ESFUERZOS EN EL CONCRETO

Primero se evalúan los esfuerzos debidos al primer tensado y al peso propio de la sección simple, entonces la ecuación que describe el momento flector por carga muerta (tomando como 0 el centro de luz) es:

$$M_D = 157.844 - 0.657x^2$$

La excentricidad del cable de pre-esfuerzo e , referida a la sección simple se define como:

$$exc = 0.877 - y$$

Donde y se mide desde la fibra inferior hasta la posición vertical del cable en metros. Los módulos de sección inferior y superior son los siguientes respectivamente:

$$W_{INF} = \frac{0.185}{0.877} = 0.21095 \text{ m}^3$$

$$W_{SUP} = \frac{0.185}{0.813} = 0.2275 \text{ m}^3$$

La siguiente es la ecuación del cálculo efectivo de la fuerza P_x en cualquier sección de la viga en función de los coeficientes de fricción μ y de la curvatura k y de la fuerza en el anclaje P_0 :

$$P_x = P_0 e^{-\mu\alpha+kx}$$

Donde e es la base de los logaritmos naturales y los coeficientes tomados de fricción y curvatura involuntaria son:

$$\mu = 0.3 \quad k = 0.0066/m$$

Pero sabiendo que en la cartilla se dice que el tensado es por ambos extremos, la fórmula para P_x usada tiene el exponente positivo y no negativo como arriba se menciona.

Se necesita hallar el esfuerzo máximo permitido a compresión en el concreto durante la transferencia, valor que depende de f'_{ci} , como se muestra a continuación:

$$0.55f'_{ci} = -0.55 \cdot 2700 = -1485 \text{ Ton}/m^2$$

La siguiente ecuación define los esfuerzos sobre el concreto, debido a la fuerza de los cables P_j y al peso de la sección simple M_c . Se tomaron secciones cada 2 m a partir del centro de luz, hacia lado y lado.

σ_i = Esfuerzo en el concreto en la fibra más alejada de la sección en estudio

σ_s = Esfuerzo en el concreto en la fibra superior de la sección en estudio

$$\sigma_{INF} = -\frac{\sum_{j=1}^N P_j}{A} - \frac{\sum_{j=1}^N P_j \cdot e_j}{W_i} + \frac{\sum_{k=1}^C M_c}{W_i}$$

$$\sigma_{SUP} = -\frac{\sum_{j=1}^N P_j}{A} + \frac{\sum_{j=1}^N P_j \cdot e_j}{W_s} - \frac{\sum_{k=1}^C M_c}{W_s}$$

En la tabla 5 resume los cálculos realizados.

Tabla 5. Resumen sobre esfuerzos del concreto en transferencia etapa 1

X(m)	0	2	4	6	8	10	12	14	15.5
A(m ²)	0.5475	0.5475	0.5475	0.5475	0.5475	0.5475	0.5475	0.5475	0.5475
Ws (m ³)	0.22755	0.22755	0.22755	0.22755	0.22755	0.22755	0.22755	0.22755	0.22755
Wi (m ³)	0.21095	0.21095	0.21095	0.21095	0.21095	0.21095	0.21095	0.21095	0.21095
μ	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
K (1/m)	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
μα1	0.000	0.007	0.013	0.020	0.027	0.033	0.040	0.047	0.052
μα2	0.000	0.005	0.010	0.014	0.019	0.024	0.029	0.033	0.037
μα3	0.000	0.003	0.006	0.008	0.011	0.014	0.017	0.020	0.022
μα4	0.000	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006	0.007
μα5	0.000	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006	0.007
kx	0	0.006	0.012	0.018	0.024	0.03	0.036	0.042	0.0465
P1(Ton)	75.8016	77	78	79	80	81	82	83	84
P2(Ton)	75.8016	77	77	78	79	80	81	82	82
P3(Ton)	75.8016	76	77	78	79	79	80	81	81
P4(Ton)	75.8016	76.33	76.86	77.39	77.93	78.47	79.02	79.57	80
P5(Ton)	75.8016	76.33	76.86	77.39	77.93	78.47	79.02	79.57	80
e1(m)	0.812	0.790	0.723	0.612	0.456	0.256	0.012	-0.277	-0.523
e2(m)	0.812	0.796	0.748	0.669	0.558	0.414	0.240	0.033	-0.143
e3(m)	0.812	0.803	0.774	0.727	0.661	0.577	0.473	0.351	0.247
e4(m)	0.812	0.809	0.800	0.784	0.763	0.735	0.701	0.661	0.627
e5(m)	0.812	0.809	0.800	0.784	0.763	0.735	0.701	0.661	0.627
Suma Pe	308	306	297	279	251	215	169	113	65
Suma P	379	383	386	390	393	397	401	404	407
MD(Ton*m)	157.8443	155.2163	147.3323	134.1923	115.7963	92.14425	63.23625	29.07225	0
Esf. Sup. (Ton/m ²)	-33.457	-33.871	-48.070	-77.250	-122.633	-185.466	-267.027	-368.621	-458.764
Esf. Inf.(Ton/m ²)	-1402.908	-1415.797	-1413.946	-1396.066	-1360.843	-1306.930	-1232.951	-1137.501	-1050.959
Esf. Adm(Ton/m ²)	-1485	-1485	-1485	-1485	-1485	-1485	-1485	-1485	-1485
CUMPLE?	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si

Ahora se revisan los mismos esfuerzos pero teniendo en cuenta el peso propio de la losa junto con el de la viga. Se suponen unas pérdidas iniciales del 15% de la fuerza de tensado. En esta etapa el esfuerzo admisible vale $-0.4 \cdot f_c = -1400 \text{ Ton/m}^2$

Para la obtención de los esfuerzos indicados en la tabla 6 se supuso que la losa no ha fraguado y que las pérdidas diferidas de la fuerza del pre-esfuerzo han tenido lugar (situación menos favorable). Es decir aquí se tiene en cuenta el peso de la losa y de la viga en sección simple.

Tabla 6. Resumen de esfuerzos sobre el concreto en etapa 2.

X(m)	0	2	4	6	8	10	12	14	15.5
A(m2)	0.5475	0.5475	0.5475	0.5475	0.5475	0.5475	0.5475	0.5475	0.5475
Ws(m3)	0.22755	0.22755	0.22755	0.22755	0.22755	0.22755	0.22755	0.22755	0.22755
Wi(m3)	0.21095	0.21095	0.21095	0.21095	0.21095	0.21095	0.21095	0.21095	0.21095
μ	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
K (1/m)	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
μα1	0.000	0.007	0.013	0.020	0.027	0.033	0.040	0.047	0.052
μα2	0.000	0.005	0.010	0.014	0.019	0.024	0.029	0.033	0.037
μα3	0.000	0.003	0.006	0.008	0.011	0.014	0.017	0.020	0.022
μα4	0.000	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006	0.007
μα5	0.000	0.001	0.002	0.003	0.004	0.005	0.006	0.006	0.007
kx	0	0.006	0.012	0.018	0.024	0.03	0.036	0.042	0.0465
P1(Ton)	64.43136	65	66	67	68	69	70	70	71
P2(Ton)	64.43136	65	66	67	67	68	69	69	70
P3(Ton)	64.43136	65	66	66	67	67	68	69	69
P4(Ton)	64.43136	65	65	66	66	67	67	68	68
P5(Ton)	64.43136	65	65	66	66	67	67	68	68
e1(m)	0.812	0.7898	0.7231	0.6120	0.4564	0.2563	0.0118	-0.2771	-0.523
e2(m)	0.812	0.7961	0.7484	0.6689	0.5576	0.4145	0.2396	0.0329	-0.143
e3(m)	0.812	0.8026	0.7744	0.7273	0.6615	0.5768	0.4734	0.3511	0.247
e4(m)	0.812	0.8089	0.7997	0.7843	0.7627	0.7350	0.7011	0.6611	0.627
e5(m)	0.812	0.8089	0.7997	0.7843	0.7627	0.7350	0.7011	0.6611	0.627
Suma Pe	262	261	252	237	214	183	144	96	55
Suma P	322	325	328	331	334	337	341	344	346
MD(Ton*m)	327.2205	321.773	305.429	278.189	240.053	191.021	131.093	60.2685	0
Esf. Sup.(Ton/m2)	-876.828	-863.054	-832.748	-786.926	-726.625	-652.908	-566.859	-469.587	-389.949
Esf. Inf.(Ton/m2)	-277.296	-303.489	-347.627	-408.615	-485.334	-576.641	-681.367	-798.316	-893.315
Esf. Adm(Ton/m2)	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400
CUMPLE?	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si

Se procede a verificar el esfuerzo en el cable más solicitado, el cual viendo la tabla 5 y 6 se concluye que es el cable 1 que tiene un valor de 84 Ton. Entonces:

$$f_{ps} < 0.9 \cdot f_{Fy} = 0.9 \cdot 160000 = 144000 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{ps} = \frac{84000}{6 \cdot 0.987} = 14184 \frac{kg}{cm^2} \quad OK$$

Resta solo analizar los esfuerzos en etapa de servicio, en donde se ha de tener en cuenta la carga viva y las cargas sobreimpuestas, además de contar que está actuando la sección compuesta la cual ya tiene unos esfuerzos introducidos en la etapa anterior los cuales deben sumarse aquí y que los cables en estudio han de ser los del segundo tensado.

La carga viva se calcula al ubicar sobre la viga una carga distribuida de 1.44 Ton/m y una carga puntual en el centro de 12 Ton, y a partir del momento creado se toman los valores cada 2 metros. Se debe calcular el momento junto con el factor de rueda y con el factor de impacto.

Tabla 7. Esfuerzos sobre el concreto en etapa de servicio

X(m)	0	2	4	6	8	10	12	14	15.5
A(m ²)	1.0025	1.0025	1.0025	1.0025	1.0025	1.0025	1.0025	1.0025	1.0025
Ws(m ³)	0.4626	0.4626	0.4626	0.4626	0.4626	0.4626	0.4626	0.4626	0.4626
Wi(m ³)	0.3121	0.3121	0.3121	0.3121	0.3121	0.3121	0.3121	0.3121	0.3121
Ys(m)	0.877	0.877	0.877	0.877	0.877	0.877	0.877	0.877	0.877
Esf. Sup.(Ton/m ²)	-876.83	-863.05	-832.75	-786.93	-726.63	-652.91	-566.86	-469.59	-389.95
Esf. Inf.(Ton/m ²)	-277.30	-303.49	-347.63	-408.61	-485.33	-576.64	-681.37	-798.32	-893.32
μ	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
K (1/m)	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
μα6	0.000	0.010	0.019	0.029	0.038	0.048	0.057	0.067	0.074
μα7	0.000	0.009	0.018	0.028	0.037	0.046	0.055	0.065	0.072
kx	0	0.006	0.012	0.018	0.024	0.03	0.036	0.042	0.0465
e6(m)	1.235	1.203	1.108	0.948	0.725	0.438	0.088	-0.111	-0.326
e7(m)	1.180	1.142	1.027	0.835	0.567	0.221	-0.200	-0.440	1.300
P6(Ton)	64.43	65	66	68	69	70	71	72	73
P7(Ton)	64.43	65	66	67	68	70	71	72	73
P6+P7(Ton)	129	131	133	135	137.052	139	141	144	145
Suma Pe	156	153	142	120	88.518	46	-8	-40	71
M-Sobreimpuesta (Ton*m)	9.61	9.45	8.97	8.17	7.05	5.61	3.85	1.77	0
M(L+I) (Ton*m)	258.780	233.737	200.346	166.955	133.564	100.173	66.782	33.391	0.000
Esf. Sup.(Ton/m ²)	-1249.2	-1187.6	-1111.2	-1040.0	-976.0	-921.1	-877.7	-774.3	-382.3
Esf. Inf.(Ton/m ²)	-44.4	-146.4	-263.9	-367.6	-455.1	-523.7	-570.6	-702.1	-1264.2
Esf. Adm(Ton/m ²)	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400	-1400
Esf. Adm(Ton/m ²)	299	299	299	299	299	299	299	299	299
CUMPLE	Si cumple	Si cumple	Si cumple	Si cumple	Si cumple	Si cumple	Si cumple	Si cumple	Si cumple

CÁLCULO DE PÉRDIDAS EN EL PRE-ESFUERZO

Según el CCDSP-95, las pérdidas (excluyendo la fricción) en el pre-esfuerzo se calculan así:

$$\Delta_{PERDIDA} = SH + ES + CR_c + CR_s$$

Pérdida del concreto por retracción de fraguado SH

$$SH = 0.8 \cdot 1190 - 10.5 \cdot RH \quad kg/cm^2$$

Donde RH es la media anual de la humedad relativa del ambiente, en porcentaje.

Se supone una humedad relativa del 75% en el donde está ubicado el puente. Entonces:

$$SH = 0.8 \cdot 1190 - 10.5 \cdot 75 = 322 \quad kg/cm^2$$

Pérdida por acortamiento inelástico ES

$$ES = \frac{0.5 \cdot E_s \cdot f_{cir}}{E_{ci}} \quad \frac{kg}{cm^2}$$

Donde:

E_s = Módulo de elasticidad del acero de pre-esfuerzo, con valor de 2 000 000 kg/cm²

E_{ci} = Módulo de elasticidad del concreto en la transferencia, calculado como sigue:

$$E_{ci} = 0.14 \cdot (w_c)^{1.5} \cdot \overline{f'_{ci}}$$

w_c es la densidad del concreto, asumida en 2400 kg/cm^2

$$E_{ci} = 0.14 \cdot 2400^{1.5} \cdot \sqrt{270} = 270475 \text{ kg/cm}^2$$

f_{cir} = Esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del pre-esfuerzo debido a la fuerza de tensado y al peso propio de la viga después de la transferencia

La excentricidad del centroide de los cables de pre-esfuerzo referido al centroide de la sección simple: $0.877 - 0.073 = 0.804 \text{ m}$

$$f_{cir} = \frac{5 \cdot 75.8}{0.5475} + \frac{5 \cdot 75.8 \cdot 0.804^2}{0.185} - \frac{157.844 \cdot 0.588}{0.185} = 133.06 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Entonces:

$$ES = \frac{0.5 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 133.06}{270475} = 491.9 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Pérdida de flujo plástico del concreto CR_c

$$CR_c = 12 \cdot f_{cir} - 7 \cdot f_{cDs}$$

f_{cDs} = Esfuerzo del concreto en el centroide del acero de pre-esfuerzo debido a todas las cargas muertas menos la carga muerta presente cuando se aplica la fuerza de tensado. Sabiendo lo anterior, aquí intervienen la carga de la losa y las cargas sobrepuestas, y los cálculos se hacen en base a la sección compuesta. Excentricidad = $1.3 - 0.0073 = 1.227 \text{ m}$

$$f_{cDs} = \frac{169.376 + 9.61 \cdot 1.227}{0.4057} = 54.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$CR_c = 12 \cdot 133.06 - 7 \cdot 54.14 = 1217.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Pérdida por relajación del acero de pre-esfuerzo

Para miembros pos-tensados y torones de baja relajación:

$$CR_s = 350 - 0.07 \cdot FR - 0.1ES - 0.05(SH + CR_c)$$

FR = Reducción en el esfuerzo por la pérdida por fricción en kg/cm^2 , por debajo del nivel de $0.7f_{pu}$ en el punto en consideración. Aquí se supone que FR es cero.

$$CR_s = 350 - 0.1 \cdot 491.9 - 0.05 \cdot 322 + 1217.72 = 223.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Resumen de pérdidas en kg/cm^2

Retracción de fraguado = 322

Acortamiento elástico = 491.9

Flujo plástico del concreto = 1217.72

Relajación del acero = 223.82

SUMA DE PÉRDIDAS = 2255.5 kg/cm^2

Entonces la pérdida para un solo cable de 6 torones es:

$$\Delta\text{Pérdida} = 6 \cdot 0.987 \cdot 2255.5 = 13357 \text{ kg} = 13.357 \text{ Ton}$$

Y en porcentaje sería un valor de

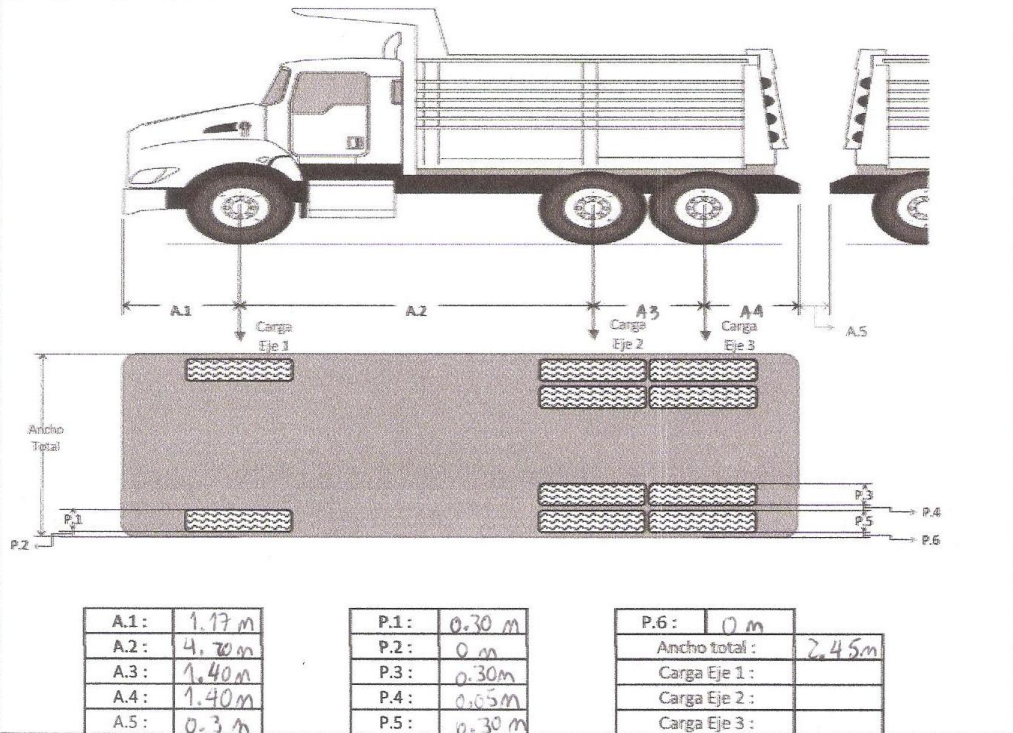
$$\Delta\text{Pérdida}\% = \frac{13.357}{75.8} \cdot 100 = 17.6\%$$

Dado el porcentaje anterior, se acepta el diseño, pues tal porcentaje (17.6 %) solo difiere en un 2.6% del porcentaje de pérdidas asumido que fue de 15 %.

La mayor fuerza que se obtuvo en los extremos de los cables fue de 84 Ton, lo que concuerda en cierta medida con el valor hallado en la cartilla de 85 Ton y así se confirma la validez de tal información. Como comentario final cabe decir que según la teoría se podría optimizar un poco el diseño, en el hecho de la tensión en los extremos, pues en la cartilla ponen la misma tensión en el anclaje para todos los cables incluidos los del segundo tensado, lo que según la teoría no sería necesario, pero tal vez se tomó el máximo valor y se asignó a todos los cables solo por seguridad y facilidad.

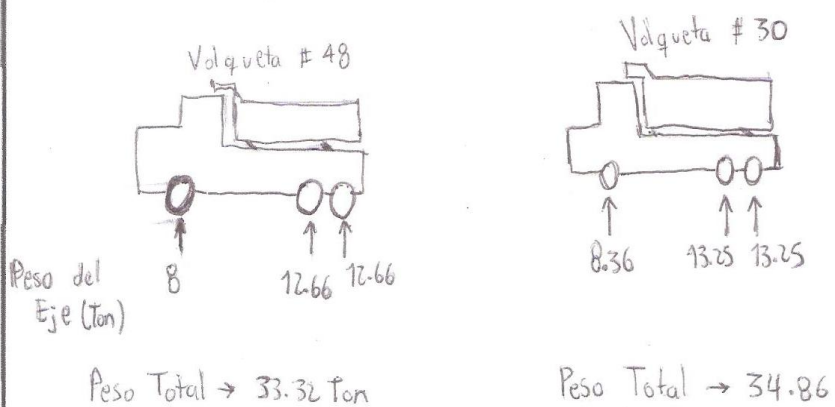
Anexo D. Registro de información durante la prueba de carga.

TRENES DE CARGA UTILIZADOS:



Espacio para demarcaciones adicionales sobre el puente

observaciones de la volqueta:
Marca Workstar International
Doblebrotte 2014



LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza								No
Medición de la geometría de los vehículos								Siguiente pag.
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)								OK
Registro de los pesajes de las basculas								Siguiente pag.
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)								0m-139
Medición inicial sin carga								Medición Final Cota 899.850
Primera ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	Ø	Ø	OK					899.850
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	Ø							899.850
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	Ø	Ø	OK					899.850
Cuarta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	Ø							899.850
Quinta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Sexta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Descripción de las ubicaciones								
Primera ubicación : 1 volqueta Centrada (Fase 1)								
Segunda ubicación : Descargue fase 1								
Tercera ubicación : 2 Volquetas Centradas (Fase 2)								
Cuarta ubicación : Descargue Fase 2								
Quinta ubicación :								
Sexta ubicación :								
<p>Criterios de estabilizacion</p> <p>Criterio 1:</p> $D_{10} - D_0 < 0.05D_0$ <p>Criterio 2:</p> $D_{20} - D_{10} < 0.2(D_{10} - D_0)$ <p>El criterio 2 se puede ir verificando con las medidas tomadas en los siguientes 10 minutos, y así sucesivamente. Por ejemplo:</p> $D_{30} - D_{20} < 0.2(D_{20} - D_{10})$								



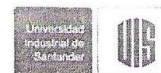
LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza								NO
Medición de la geometría de los vehículos								Siguiente pag.
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)								OK
Registro de los pesajes de las basculas								Siguiente pag.
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)								4m 13g
Medición inicial sin carga								Medición Final
								899.814
Primera ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-3 mm	-4 mm						899.810
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-5 mm	-6 mm						899.808



LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza								NO
Medición de la geometría de los vehículos								Siguiente pag.
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)								OK
Registro de los pesajes de las basculas								Siguiente pag.
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)								10m - 13g
Medición inicial sin carga								Medición Final
								899.800
Primera ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-4 mm	-6 mm						899.794
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-10 mm	-11 mm	OK					899.789



LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza								No
Medición de la geometría de los vehículos								Siguiente pag.
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)								OK
Registro de los pesajes de las basculas								Siguiente pag.
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)								16m - 17m
Medición inicial sin carga								Medición Final
								899.788
Primera ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-6mm	-7mm		-7mm	OK			899.787
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-2mm	8mm						899.788
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-11mm	-13mm						899.775
Cuarta Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-1mm	0mm						899.788



LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza								No
Medición de la geometría de los vehículos								Siguiente pag.
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)								OK
Registro de los pesajes de las basculas								Siguiente pag.
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)								24m - 25m
Medición inicial sin carga								Medición Final
								899.817
Primera ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-2mm	-4mm	OK					899.813
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-6mm	-7mm						899.810



LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza								No
Medición de la geometría de los vehiculos								Siguiente pag.
Demarcación de ubicación de los vehiculos y puntos a medir (cal y/o spray)								OK
Registro de los pesajes de las basculas								Siguiente pag.
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)								31m-130
Medición inicial sin carga								Medición Final
								899.836
Primera ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	899.836
	0	0	OK					
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	899.835
	-1mm	-1mm	OK					



LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza								No
Medición de la geometría de los vehiculos								Siguiente pag.
Demarcación de ubicación de los vehiculos y puntos a medir (cal y/o spray)								OK
Registro de los pesajes de las basculas								Siguiente pag.
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)								0m-10r
Medición inicial sin carga								Medición Final
								899.831
Primera ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	899.831
	0	0	OK					
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	899.831
	0							
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	899.831
	0							
Cuarta Ubicación (Velocidades bajas)								Medición Final
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	899.831
	0							

LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza								No
Medición de la geometría de los vehículos								Siguiente pag.
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)								OK
Registro de los pesajes de las basculas								Siguiente pag.
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)								4m - DER
Medición inicial sin carga								Medición Final
								899.825
Primera ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-2mm	-4mm	OK					899.821
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
Tercera Ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	-5mm	-5mm	OK					899.820

LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza								No
Medición de la geometría de los vehículos								Siguiente pag.
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)								OK
Registro de los pesajes de las basculas								Siguiente pag.
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)								10m - DER
Medición inicial sin carga								Medición Final
								899.802
Primera ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	+3mm	-5mm						899.797
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	Ø							899.802

LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza								No
Medición de la geometría de los vehículos								Siguiente pag.
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)								OK
Registro de los pesajes de las basculas								Siguiente pag.
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)								16m - DER
Medición inicial sin carga								Medición Final
								899.797
Primera ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	+4mm							899.801
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	Ø							899.797



LISTA DE CHEQUEO								
Limpieza							NO	
Medición de la geometría de los vehículos							Siguiente pag.	
Demarcación de ubicación de los vehículos y puntos a medir (cal y/o spray)							OK	
Registro de los pesajes de las basculas							Siguiente pag.	
Distancia al punto medido desde el apoyo (Metros)							24m - 179	
Medición inicial sin carga							Medición Final	
							899.825	
Primera ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	+3mm							899.828
Segunda ubicación (Velocidades bajas)								
Medición de desplazamientos	f0	f10	Estable	f20	Estable	f30	Estable	Medición Final
	0							899.825