

**ESTUDIO DEL ESTADO DEL PUENTE DEL PASO DEL FUSAGASUGÁ,
UBICADO EN EL MUNICIPIO DE RICAURTE-CUNDINAMARCA Y LA
POSIBLE SOLUCIÓN PARA SU REPARACIÓN**

**FERNANDO ANTONIO ARANGO SALAZAR
OSCAR ALFONSO MARROQUÍN SILVA**

**CORPORACIÓN UNIVERSITARIA MINUTO DE DIOS
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
GIRARDOT-CUNDINAMARCA**

2019

**ESTUDIO DEL ESTADO DEL PUENTE DEL PASO DEL FUSAGASUGÁ,
UBICADO EN EL MUNICIPIO DE RICAURTE-CUNDINAMARCA Y LA
POSIBLE SOLUCIÓN PARA SU REPARACIÓN**

**FERNANDO ANTONIO ARANGO SALAZAR
OSCAR ALFONSO MARROQUÍN SILVA**

Trabajo de grado presentado para optar al Título de Ingeniero Civil

Tutor

**JULIÁN FERNANDO GRIMALDO RODRIGUEZ
Ingeniero Civil**

**CORPORACIÓN UNIVERSITARIA MINUTO DE DIOS
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
GIRARDOT-CUNDINAMARCA**

2019

Nota de aceptación

Presidente del Jurado

Jurado

Jurado

Jurado

Girardot, 15 de noviembre de 2019

Dedicatoria

A Dios por darme la vida, por ser mi guía en cada uno de los pasos que doy, por siempre cuidar de mí y nunca desampararme.

A mi madre NIDIA AIDE SALAZAR, por darme siempre su apoyo y por motivarme a ser mejor en la vida, por darme el ejemplo al ser una mujer emprendedora.

A mi padre MILTON ARANGO HERNANDEZ, por corregirme cuando lo tenía que hacer para ser el hombre que soy en estos momentos.

A mi esposa GERALDINE GOMEZ y mis hijos JUAN FERNANDO ARANGO y MATÍAS FERNANDO ARANGO, por ser mi mayor motivación para seguir adelante y llegar a ser un gran profesional para darles un mejor futuro.

A todos y cada uno de los docentes de la universidad que dedicaron su tiempo para enseñarme algo, en especial a la ING. MARTHA LILIANDA DIAZ OCHOA, quien se convirtió en ese ser en cual podíamos expresar los problemas que afrontamos durante la carrera.

Fernando Antonio Arango Salazar

CONTENIDO

	Pág.
DEDICATORIA	IV
RESUMEN	XIII
ABSTRACT	XV
INTRODUCCIÓN	17
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	19
1.1 Formulación del Problema	19
2. JUSTIFICACIÓN	20
3. OBJETIVOS	21
3.1 Objetivo General	21
3.2 Objetivos Específicos	21
4. MARCO REFERENCIAL	22
4.1 Marco Contextual	22
4.2 Marco Institucional	24
4.2.1 Misión.	25
4.2.2 Vision.	26
4.3 Marco Teorico	26
4.3.1 ¿Qué es un puente?	27
4.3.2 Tipos de puentes.	27
4.4 Marco Conceptual	45
4.5 Marco Legal	47
5. ESTADO DEL ARTE	49

5.1	Estudios puentes	49
5.1.1	Puente 1.	50
5.1.2	Puente 2.	52
5.1.3	Puente 3.	53
5.1.4	Puente 4.	54
5.2	Estudios en otros países	56
5.2.1	Estudio en la India.	56
5.2.2	Estudio en Portugal.	60
5.3	Estudios a nivel nacional.	61
5.3.1	Entorno nacional.	61
5.3.2	Puente El Paso Del Fusagasuga.	66
6.	METODOLOGIA	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
6.1	Delimitación geográfica del área de estudio y levantamiento topográfico	70
6.2	Información Secundaria	72
6.2.1	Observaciones de campo y verificaciones.	72
6.2.2	Investigación De Los Diseños Iniciales.	73
6.2.3	Diseño geométrico.	73
6.3	Información Primaria	75
6.3.1	Inspección general.	75
6.3.2	Evaluación de agentes externos.	77
6.3.3	Inspección por elementos.	80
6.4	Estructuras amarre de pilotes	81
6.5	Viga Cabezal	84

6.6	Macizo De Anclaje	86
6.7	Muro De Ala	87
7.	SUPERESTRUCTURA	89
7.1	Capa De Rodamiento	89
7.2	Vigas	90
7.3	Andenes Y Bordillos	91
7.4	Barandas	93
7.5	Diafragma	94
7.6	Cables tensores en acero	95
8.	ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS	97
8.1	Ensayo del martillo de rebote	97
8.2	Ensayo de la fenolftaleína	105
8.2.1	Costado Derecho- Vereda El Paso, Municipio de Ricaurte – Cundinamarca.	107
8.2.2	Costado izquierdo-Vereda Cañaverales, Municipio Carmen De Apicala–Tolima.	109
8.3	Fisurometria	109
9.	CONCLUSIONES	112
10.	RECOMENDACIONES	115
11.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	164

LISTA DE CUADROS

	Pág.
Cuadro 1. Escala De Calificación De Los Componentes De Los Puentes.	36
Cuadro 2. Especificaciones técnicas.	75
Cuadro 3. Estructura Amarre De Pilotes.	98
Cuadro 4. Viga Cabezal.	99
Cuadro 5. Viga-3.	100
Cuadro 6. Estructura Amarre De Pilotes.	102
Cuadro 7. Macizo De Anclaje.	103
Cuadro 8. Viga-1.	104

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1 Localización General	22
Figura 2. División Política De Ricaurte.	24
Figura 3. Curva De Vida Útil de la Estructura.	34
Figura 4. Fotografía Del Estado De La Superestructura.	50
Figura 5. Fotografía De La Corrosión De Las Vigas Longitudinales Y Mal Estado De Los Troncos De Madera Transversales.	51
Figura 6. Fotografía De Las Grietas En Las Juntas Y Deterioro Del Pavimento.	53
Figura 7. Puntos De Cuadrícula Marcada En El Puente Pier	57
Figura 8. Pruebas De Puente Pier Usando Martillo De Rebote	57
Figura 9. Prueba De Puente Pier Usando Ultrasonic Tester	58
Figura 10. Extracción Del Núcleo De Hormigón Del Puente Pier	58
Figura 11. Carreteras De Portugal	60
Figura 12. Distribución De Los Puentes Inspeccionados	61
Figura 13. Modelo tridimensional que uso en el estudio, en el cual muestran las Características generales del modelo desarrollado para el puente "Luis Ignacio Andrade ".	63
Figura 14. Comparación De Los Resultados De La Aplicación De Carga con los Resultados Equivalentes Arrojadados.	64
Figura 15. Comparación De La Respuesta Dinámica Del Puente Y Del Modelo Ante La Carga Cíclica Producida Por Un Excitador Dinámico De Estructuras.	64
Figura 16. Levantamiento Topográfico	70
Figura 17. Vista En Planta Del Levantamiento Topográfico	72

Figura 18. Diseño Geométrico – Puente El Paso De Fusagasugá	74
Figura 19. Puente El Paso Sentido Ricaurte- Carmen de Apicalá	77
Figura . 20 Grietas++	77
Figura 21 Estructura Del Anterior Puente Construido	78
Figura 22. Protección A Taludes Laterales En La Base Del Puente	79
Figura 23. Pilotes	80
Figura 24. Diseño Geométrico De La Estructura Amarre De Pilotes	81
Figura 25. Base Costado Derecho	82
Figura 26 Base Costado Izquierdo	82
Figura 27 Diseño Geométrico Viga Cabezal	84
Figura 28. Diseño Geométrico Viga Cabezal	84
Figura 29. Viga Cabezal	85
Figura 30. Diseño Geometrico Macizo De Anclaje	86
Figura 31. Descascaramiento De Concreto En La Base	86
Figura 32. Fractura En Muro De Ala	87
Figura 33. Estado De La Capa De Rodamiento	89
Figura 34. Estado de las Vigas (Dovelas)	90
Figura 35 Estado Andenes Y Bordillos	91
Figura . 36 Diseño Andenes y Bordillos	92
Figura.37 Evidencia de daño producido sobre la baranda del puente	93
Figura.38 Corte y despiece Longitudinal de diafragma	94
Figura. 39 Vista de Diafragma desde parte inferior de puente	94
Figura. 39 Corte transversal de puente.	95

Figura .40 Cables de acero instalados en el interior de las vigas	96
Figura. 41 Barandas del puente rociadas con Fenolftaleína	106
Figura. 42 Parte de Macizo de Anclaje rociado con Fenolftaleina	106
Figura. 43 Parte de Macizo de Anclaje rociado con Fenolftaleina (Ricaurte)	107
Figura. 44 Muestra de profundidad	108
Figura .45 Parte de Macizo de Anclaje rociado con Fenolftaleína (Cañaverales)	109

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo A. Cantidades de obra	116
Anexo B. Verificación del cálculo de la capacidad cortante de los pilotes (Junio/1980)	118
Anexo C. Cálculo de resistencia de carga (Dic/17/ 1985)	122
Anexo D. Ensayo de carga realizados (14 y 15 de diciembre de 1985)	127
Anexo E. Peso Sobre Pilotes	130
Anexo F. Calculo De Anclaje	131
Anexo G. Acta De Fijación De Precios Unitarios Al Contrato 100 (18 de enero de 1980)	132
Anexo H. Estado Financiero	135
Anexo I. Control De Resistencia Del Concreto En Los Pilotes Por Medio Del Esclerómetro	136
Anexo J. Cantidad De Obra Inicial	141
Anexo K. Verificación Del Cálculo De La Capacidad Portante De Los Pilotes	146
Anexo L. Programa Preliminar De Actividades	148
Anexo M. Sondeos Realizados Para Pilotes	149
Anexo N. Contrato De Obra Numero 100	152
Anexo O. Ensayo De Esclerometría	158

Resumen

El presente trabajo tuvo como objetivo principal realizar los estudios pertinentes y analizar los factores que influyeron en el deterioro del puente vehicular del paso del Fusagasugá, ubicado en la vereda EL PASO del municipio de RICAURTE, para determinar con datos concretos la necesidad de iniciar un proceso nuevo de construcción de la estructura, a partir de los resultados del estudio se plantearon acciones necesarias para llevar a cabo la demolición de la estructura actual e iniciar la construcción de uno nuevo, teniendo en cuenta la importancia que este tiene para los habitantes del municipio de Ricaurte y sus alrededores, garantizando la seguridad y comodidad del tránsito tanto de vehículos como de peatones. Se realizó una inspección visual y detallada registrada mediante un archivo fotográfico, se hicieron mediciones y ensayos no destructivos de tipo químico (fenolftaleína) y de tipo mecánico (Esclerómetro) en la estructura y un levantamiento topográfico que sirvió para determinar los daños que la estructura presenta. Se obtuvieron elementos con daños significativos como en el caso de las vigas, barandas, andenes y bordillos, los cuales comprometen la estabilidad del puente y la comodidad de los transeúntes, en los elementos estructurales como la unión entre las vigas y la superestructura se evidenció una falla de esfuerzo cortante o cizalla, producido por el tránsito de vehículos no aptos para el tipo de carga que estaba diseñado el puente, ya que este se diseñó para vehículos de carga liviana como se pudo determinar en el estudio realizado. De los resultados obtenidos en la inspección, se concluye la necesidad de realizar la demolición total del puente, encontrando así que no es factible utilizar ninguna de las dos superestructuras así estas no presenten daños significativos.

Palabras Claves: Demolición, Inspección, Fenolftaleína, Esclerómetro, Levantamiento, Viga, Bordillo, Superestructura.

Abstract

The main objective of this work was to carry out the pertinent studies and analyze the factors that influenced the deterioration of the vehicular bridge of the Fusagasugá pass, located in the EL PASO village of the municipality of RICAURTE, to determine with concrete data the need to start a process new construction of the structure, from the results of the study, actions were proposed to carry out the demolition of the current structure and start the construction of a new one, taking into account the importance that this has for the inhabitants of the municipality of Ricaurte and its surroundings, guaranteeing the safety and comfort of the traffic of both vehicles and pedestrians. A visual and detailed inspection was carried out registered by means of a photographic archive, measurements and non-destructive tests of chemical type (phenolphthalein) and mechanical type (Sclerometer) were made in the structure and a topographic survey that was used to determine the damages that the structure presents Elements with significant damage were obtained as in the case of beams, railings, platforms and curbs, which compromise the stability of the bridge and the comfort of the passers-by, in the structural elements such as the union between the beams and the superstructure it was evidenced shear stress failure or shear, produced by the transit of vehicles not suitable for the type of load the bridge was designed, since this was designed for light-load vehicles as could be determined in the study carried out. From the results obtained in the inspection, the need to carry out the total demolition of the bridge is concluded, finding that it is not feasible to use either of the two superstructures so that they do not present significant damage.

Keywords: Demolition, Inspection, Phenolphthalein, Sclerometer, Survey, Beam, Curb, Superstructure.

Introducción

El puente el paso del Fusagasugá en el municipio de Ricaurte – Cundinamarca, está ubicado sobre el río Sumapaz, entre la vereda el paso y el Carmen de Apicalá – Tolima, fue construido en su última fase el **17 de enero de 1986** por los ingenieros del batallón, como solución vial para la conexión de estos dos municipios. Desde su inauguración, hace 33 años el puente EL PASO DEL FUSAGASUGÁ ha prestado su servicio como solución vial y peatonal de manera eficiente, consiguiendo la comunicación con el departamento del Tolima, en condiciones óptimas de seguridad hasta el año 2012 aproximadamente, por el constante abandono por parte de los municipios beneficiados por la construcción del puente. En su defecto las condiciones físicas que actualmente presenta este puente no son las mejores, se observaron diversas fallas en algunos de los elementos que lo conforman tanto en la sub-estructura como en la superestructura, lo que ocasionó el cierre total hace aproximadamente 2 años debido a sus problemas de funcionamiento.

Es importante para el municipio de Ricaurte que permita la conexión de estos dos municipios, manteniendo las buenas condiciones de servicio de la estructura que permiten la comunicación vial entre los mismos o en su defecto la construcción de uno nuevo.

A raíz del descuido de dicho puente por parte de los entes encargados de su conservación y mantenimiento, se decide hacer el estudio sobre el estado estructural actual, desarrollando estudios de la estructura, y con ello tener conocimiento de las posibles lesiones que podría tener y arrojar posibles medidas que se deban tomar al respecto para su posible intervención, buscando mejorar las condiciones de servicio del puente del paso del Fusagasugá.

En el desarrollo del estudio se realizó una inspección visual y ensayos no destructivos para evaluar el estado de cada uno de los elementos del puente y con base en ello establecer un diagnóstico confiable consignado en este informe, sobre el estado actual del puente, el que contiene una propuesta de intervención para dar soluciones a la problemática encontrada. Para el estudio, se consultaron documentos técnicos como guía metodológica y técnica para analizar el estado de la estructura en general.

El proyecto se ejecutó en el municipio de Ricaurte, durante el segundo semestre del año 2018 y el primero y segundo semestre del año 2019 y tiene como enfoque de estudio el análisis de las estructuras de concreto reforzado dentro de las líneas de investigación del programa de ingeniería civil de la Universidad Minuto de Dios y representa un tema muy importante para los ingenieros civiles por las condiciones en las que deben funcionar las estructuras de concreto.

1. Planteamiento del Problema

El puente se encuentra ubicado en el sector denominado El Paso, en la vía que conecta el municipio de Ricaurte, con el Carmen de Apicalá, donde el río Sumapaz divide a los departamentos de Cundinamarca y Tolima, en el kilómetro 9 de la vía nacional. Es un puente en concreto de 70 metros de longitud y 9 metros de ancho, que en la actualidad se encuentra cerrado al tránsito de peatones como de vehículos, debido a que desde hace aproximadamente 7 años se están presentando problemas en su estructura, por lo que la comunidad circundante se vio en la necesidad de cerrarlo al tránsito de vehículos.

Por lo que surge la necesidad de realizar una investigación sobre las posibles causas que derivaron en las fallas que presenta el puente y así poder buscar la opción más factible para dar solución a este problema.

1.1 Formulación del Problema

La finalidad de la propuesta de investigación tiene como objetivo el determinar si el PUENTE EL PASO DEL FUSAGASUGA; ¿Es viable el arreglo o realización de obra nueva para el bienestar de las comunidades cercanas?

2. Justificación

La propuesta tiene una importancia significativa tanto para el municipio de Ricaurte – Cundinamarca, como para el municipio del Carmen de Apicalá – Tolima, ya que este puente es paso tanto para las personas en común como para el comercio, ya que los habitantes del sector manifiestan que sus ventas y demás actividades han tenido un gran descenso a causa del cierre de dicho puente, las personas que cuentan con vehículos, residentes tanto de Ricaurte, como del Carmen de Apicalá, se ven obligados a utilizar una ruta alternativa para poder pasar de un lado a otro haciendo así un recorrido que antes era de 2 a 3 minutos a pasar de 15 hasta 20 minutos, además se daría fin a los problemas que se evidencian en las viviendas ubicadas en el costado del municipio de Ricaurte, ya que las grietas presentadas en el suelo, se presentaron también en las viviendas, por lo que la investigación de las posibles soluciones serían un buen inicio para poner fin a este problema.

3. Objetivos

3.1 Objetivo General

Realizar los estudios pertinentes y analizar los factores que influyeron en el deterioro acelerado del puente vehicular del paso del Fusagasugá y determinar la opción más favorable para la comunidad aledaña encontrar una posible solución a esta problemática.

3.2 Objetivos Específicos

- ❖ Analizar los factores del entorno que pueden ser de incidencia en las fallas de la estructura.

- ❖ Realizar el análisis estructural de las fallas presentadas en los elementos del puente.

- ❖ Hacer el estudio estructural del puente vehicular el paso, municipio de Ricaurte, departamento de Cundinamarca.

- ❖ Modelar la estructura existente versus la posible solución del puente.

4. Marco Referencial

4.1 Marco Contextual

Contexto territorial del municipio de Ricaurte.

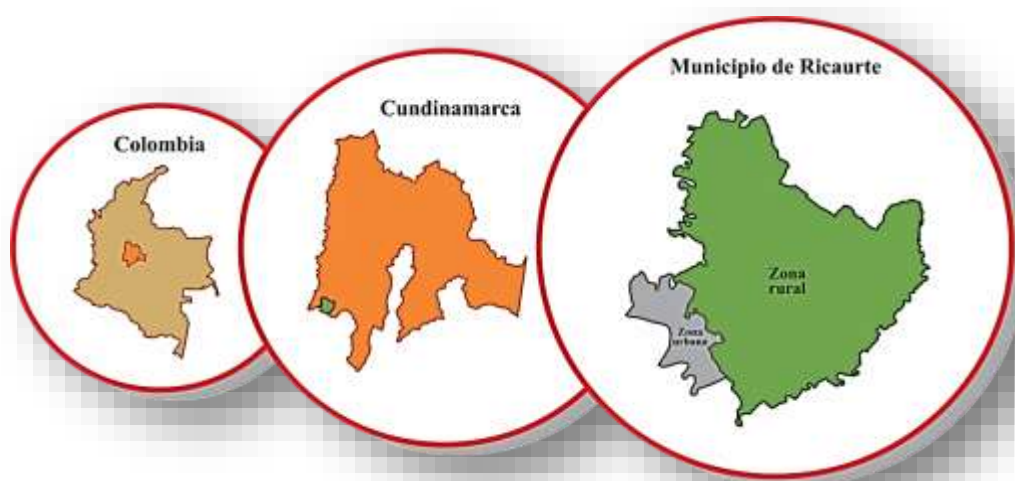


Figura 1 Localización General

Fuente: Secretaria de Planeación Alcaldía De Ricaurte (2019)

Territorialmente el Municipio de Ricaurte se encuentra ubicado en la cordillera oriental, se encuentra a 142 kilómetros de Bogotá D.C, de territorios planos, semi-ondulados, con accidentes orográficos de poca elevación, destacándose entre ellos la Serranía del Callejón y los cerros la Dormida y San Alberto, bañado por los ríos la Magdalena, Sumapaz, Bogotá y Pagüey. Localizado en la cuenca baja del río Bogotá, ha desarrollado la industria turística debido al

atractivo de su clima seco, con temperaturas de 25 a 32 grados centígrados y su proximidad a la ciudad de Girardot.

La extensión total del municipio de Ricaurte es de 128 km², ubicado dentro de las coordenadas 4° 17' 20" de Latitud Norte y 74° 47' 70" de longitud Oeste del Meridiano de Greenwich, en la provincia del Alto Magdalena. Su altitud sobre el nivel del mar es de 284 m.s.n.m.; limita al norte con el municipio de Agua de Dios, al Sur con el Departamento del Tolima, al Occidente con el municipio de Nilo y al Sur Oriente con el municipio de Girardot.

Su División Político Administrativa, está conformada en el área rural por catorce (14) veredas, entre ellas: El Paso, La Virginia, Callejón, Cumaca, El Portal, Casablanca, San Francisco, Las varas, Llano del Pozo, Limoncitos, La tetilla, La carrera, Manuel Norte y Manuel Sur; mientras que su área urbana la integran cuatro (4) barrios, a saber: El Pesebre, Villa Carolina, Isla del Sol, Centro.

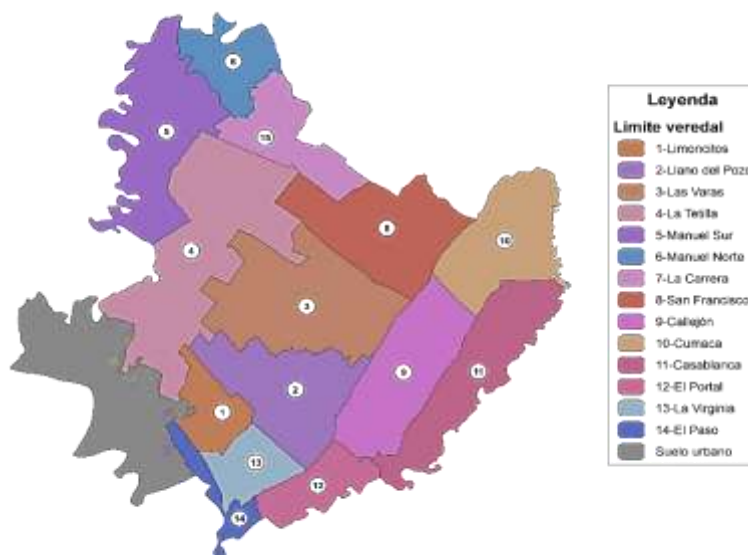


Figura 2. División Política De Ricaurte.

Fuente: Secretaria de Planeación Alcaldía De Ricaurte 2019

La vereda que se ve comprometida en este documento y de la cual hacemos mención esta en marcada con el Numero 14 de la figura anterior. Sin embargo, a continuación, se hará enseñará una ubicación más particular del sector o zona prevista y objeto de este trabajo.

4.2 Marco Institucional

La Corporación Universitaria Minuto de Dios se encuentra ubicada en el barrio Rosa blanca de la ciudad de Girardot del departamento de Cundinamarca, en un contexto urbano. Esta universidad es muy conocida tanto en el municipio de Girardot como en sus alrededores ya que a ella pertenecen estudiantes de otros municipios tales como Agua de Dios, Melgar, Espinal, Ibagué, Fusagasugá, entre otros.

La Uniminuto seccional Girardot cuenta con programas técnicos, tecnológicos, universitarios y especializaciones lo cual hace que sea una de las universidades reconocidas a nivel regional y nacional, aparte de esto es viable económicamente ya que ofrece métodos de financiación favorables. La universidad tiene como misión y visión lo siguiente:

4.2.1 Misión.

El Sistema Universitario UNIMINUTO, inspirado en el Evangelio, el pensamiento social de la Iglesia, la espiritualidad Eudista y el carisma del Minuto de Dios, tiene como propósito:

- ❖ Ofrecer educación superior de alta calidad y pertinente con opción preferencial para quienes no tienen oportunidades de acceder a ella, a través de un modelo innovador, integral y flexible.

- ❖ Formar excelentes seres humanos, profesionales competentes, éticamente orientados y comprometidos con la transformación social y el desarrollo sostenible.

- ❖ Contribuir, con nuestro compromiso y nuestro testimonio, a la construcción de una sociedad fraterna, justa, reconciliada y en paz.

4.2.2 Vision.

En el 2019, UNIMINUTO es reconocida, a nivel nacional e internacional, como una institución de educación superior que, desde su modelo educativo inspirado en el Humanismo Cristiano, forma personas íntegras que, como profesionales competentes y emprendedores, abiertos a la búsqueda de Dios y al servicio del hombre, contribuyan al desarrollo de sus comunidades y de una sociedad equitativa.

UNIMINUTO se caracteriza por ser una institución incluyente y sostenible, soportada en una cultura de alta calidad, con una oferta educativa amplia y pertinente, gran cobertura, fácil acceso, uso de nuevas tecnologías, promoción de la innovación social y de iniciativas de cooperación para el desarrollo (*Corporación Universitaria Minuto de Dios, "Sistema Uniminuto", 2018*).++

4.3 Marco Teorico

En la actualidad, se hace necesario realizar diseños estructurales más realistas desde el punto de vista de durabilidad. Es importante tener claro como el medio ambiente, el aumento de las cargas y los fenómenos naturales afectan a las estructuras para así maximizar su vida útil y economizar los costos de mantenimiento y/o rehabilitación asegurando la integridad de las personas.

Evaluar y diagnosticar, son los pasos más importantes en el estudio de vulnerabilidad de cualquier estructura, ya que si da un adecuado diagnóstico del problema se le dará correcta solución a las posibles inconsistencias o pequeñas fallas, de manera que se podrá definir la intervención necesaria, por ello es importante tener claro los siguientes conceptos:

4.3.1 ¿Qué es un puente?

Un puente es una construcción que permite unir un punto con otro el cual se encuentra separado por un río, un cañón, un valle, una carretera, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua o cualquier otro obstáculo físico. El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y de la naturaleza del terreno sobre el que se construye. (Cocoa, 2018)

4.3.2 Tipos de puentes.

4.3.2.1 Puentes de arco.

Estos puentes utilizan como principal componente estructural el arco. El número de arcos que se necesitan varía dependiendo de qué tipo de carga y fuerzas de estrés deben soportar. Ejemplos de puente de arco son «Puente Viejo» en Mostar, Bosnia y Herzegovina y el puente de la puerta del infierno, en Nueva York. (Cocoa, 2018)

4.3.2.2 Puentes viga.

Tipo muy básico de los puentes que se apoya en varias vigas de varias formas y tamaños. Los puentes vigas pueden estar inclinados o en forma de V. Ejemplo de puente viga es el puente del lago Pontchartrain Causeway, en el sur de Luisiana. (Cocoa, 2018)

4.3.2.3 Puentes de armadura.

Una armadura es un marco triangulada de elementos que actúan principalmente en tensión y compresión. Las vigas Truss eran comunes en la construcción de puentes de acero antes de soldadura. (Cocoa, 2018)

4.3.2.4 Puentes cantiléver o voladizos.

Estos puentes son similares en apariencia a los puentes de arco, pero apoyan su carga en brazos diagonales y no verticales. Un ejemplo de puente voladizo es el puente Queensboro en la ciudad de Nueva York. (Cocoa, 2018)

4.3.2.5 Puentes colgantes.

Puentes que utilizan cuerdas o cables de la liga vertical para soportar el peso de la cubierta del puente y el tráfico. Ejemplo de puente colgante es el puente Golden Gate en San Francisco. (Cocoa, 2018)

4.3.2.6 Puentes atirantados.

Puente que utiliza cables de cubierta que están conectados directamente a una o más columnas verticales. Los cables se conectan normalmente a las columnas de dos maneras: diseño en arpa (cada cable está unido a los diferentes puntos de la columna) y diseño en ventilador (todos los cables se conectan a un punto en la parte superior de la columna). (Cocoa, 2018)

Los puentes pueden ser fijos o móviles y tener varios usos:

- ❖ El tráfico de coches
- ❖ El paso de peatones
- ❖ El paso de trenes
- ❖ El paso de tuberías
- ❖ El paso de agua (viaductos)

4.3.2.7 Puente isostático.

Se denomina "puente isostático" a aquel cuyos tableros son estáticamente independientes uno de otro y, a su vez, independientes, desde el punto de vista de flexión, de los apoyos que los sostienen. (Miliarium, 2008)

4.3.2.8 Superestructura.

La superestructura o conjunto de tramos que salvan los vanos situados entre los soportes. Cada tramo de la superestructura está formado por un tablero o piso, una o varias armaduras de apoyo y por las riostras laterales. El tablero soporta directamente las cargas dinámicas y por medio de la armadura transmite las tensiones a pilas y estribos. (Miliarium, 2008)

4.3.2.9 Subestructura.

Son los elementos que soportan la superestructura, ésta está formada por:

- ❖ Las pilas: Son los apoyos intermedios de los puentes de dos o más tramos. Deben soportar la carga permanentemente y sobrecargas sin asientos, ser insensibles a la acción de los agentes naturales (viento, riadas, etc.).

❖ Los estribos: situados en los extremos del puente sostienen los terraplenes que conducen al puente. A veces son reemplazados por pilares hincados que permiten el desplazamiento del suelo en su derredor. Deben resistir todo tipo de esfuerzos por lo que se suelen construir en hormigón armado y tener formas diversas.

❖ Los cimientos o apoyos de estribos y pilas: encargados de transmitir al terreno todos los esfuerzos. Están formados por las rocas, terreno o pilotes que soportan el peso de estribos y pilas. (Miliarium, 2008)

Tablero

Un tablero o piso soporta directamente las cargas dinámicas (tráfico) y por medio de las armaduras transmite sus tensiones a estribos y pilas, que, a su vez, las hacen llegar a los cimientos, donde se disipan en la roca o en el terreno circundante. (Miliarium, 2008)

Estribo

Los estribos son un tipo particular de muros de contención que sirven de apoyo a la superestructura del puente. El estribo debe ser capaz de mantener el cauce estable y la vez contener el terraplén. (Miliarium, 2008)

Elementos de enlace

Son elementos no estructurales que transfieren las fuerzas de la superestructura a la subestructura, estas por lo general son metálicos, concreto o almohadillas de neopreno. (Cocoa, 2018)

Taludes de aproximación

Son elementos compuestos por muros de contención rellenos de material seleccionado que permiten el acceso al puente. (GeoStru, 2016)

Durabilidad de una estructura de concreto

Se puede definir como su estabilidad en el tiempo, sin alteraciones fundamentales en su comportamiento, es aquella propiedad del concreto endurecido que define la capacidad de éste para resistir durante la vida útil para la que ha sido proyectado la acción del medio ambiente que lo rodea; los ataques, ya sea químicos, físicos o biológicos, la acción de la corrosión y/o cualquier otro proceso de deterioro a los cuales puede estar expuesto.

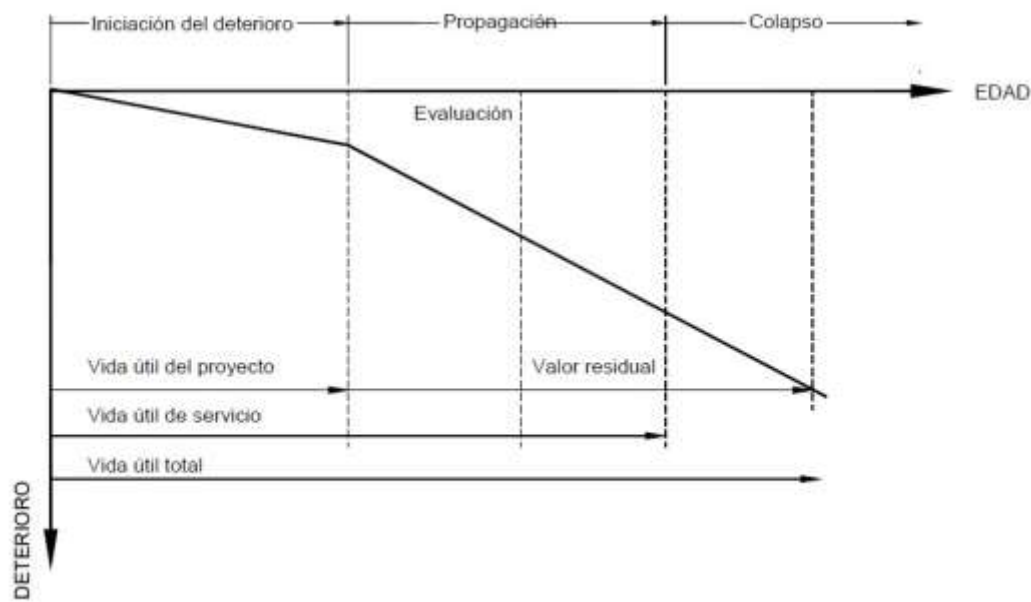
(Rivva, 2006)

Vida útil.

Es el período previsto para que un mecanismo de daño, o un agente agresor, dé inicio al deterioro del concreto, habiéndose vencido la barrera de protección, pero sin que aún se haya iniciado el debilitamiento de la estructura. (Rivva, 2006) Se define como vida útil de servicio al período desde la ejecución de la estructura hasta que se complete un nivel aceptable de deterioro. La vida útil de servicio coincide con la fase de propagación del daño. En esta etapa se empiezan a evidenciar síntomas de deterioro tales como fisuras, desprendimientos del recubrimiento, manchas de óxido, exposición del agregado, entre otros. Desde el punto de vista de funcionalidad y aspecto estético, para algunas estructuras, el simple hecho de presencia de humedades, descascaramientos del recubrimiento, olores y presencia de hongos, será suficiente para considerar que se agotó el nivel aceptable de deterioro.

Se define como vida útil total o límite de fractura al período que va desde que se inicia la ejecución de la estructura hasta que se presenta un colapso total o parcial como consecuencia de los mecanismos de daño.

Vida útil residual. Si durante la vida en servicio de una estructura tiene lugar una evaluación con su correspondiente diagnóstico, se podrá determinar, con alguna aproximación, la vida residual de la estructura. Si la estructura se rehabilita (es decir, se sana, repara, refuerza y protege, ejecutando las anteriores acciones, las que se estimen necesarias), se origina una nueva vida útil de proyecto, cuya extensión dependerá del tipo de rehabilitación efectuada y de la calidad de los materiales usados. (rrueda, 2013)



Tuutti, K. "Corrosion of steel in concrete" Report 4.82, Cement and Concrete Association, Stockholm, 1982.

Figura 3. Curva De Vida Útil de la Estructura.

Fuente: (Rivva, 2006, pág. 34)

Evaluación.

La evaluación es el proceso de determinar si una estructura o uno de sus componentes son adecuados para el uso pretendido, mediante el análisis sistemático de la información y los datos recolectados a partir de la revisión de la documentación existente, la inspección de campo, las condiciones de servicio, y los ensayos de los materiales. Este proceso de investigación no se puede generalizar y estandarizar en una serie bien definida de pasos ya que el número y tipo de pasos varía dependiendo del propósito especificado de la investigación, el tipo y las condiciones físicas de la estructura, la información disponible sobre el diseño y la construcción, la resistencia y calidad de los materiales de construcción. (Rivva, 2006, pág. 35)

Diagnóstico.

El diagnóstico de las lesiones de un puente consiste en un estudio previo a toda intervención estructural, consiste en la recopilación de información del estado de cada uno de los elementos del puente, sus lesiones y sus patologías. Dicho diagnóstico se basa en los siguientes aspectos: Tipo de daño, descripción del daño, posibles causas del daño, nivel de severidad, medición, intervención recomendada, con ello se llegan a unas conclusiones e hipótesis.

Para el nivel de severidad de los daños de los componentes de los puentes, se recomienda emplear la escala cualitativa que contiene el módulo de inspección principal del Sistema de Administración de Puentes de Colombia (SIPUCOL), que es la que en la actualidad es usada por el Instituto Nacional de Vías. (Universidad Pontificia Javeriana, 2010)

Ambiente muy severo.

Son ambientes que incluyen zonas de salpicaduras o sumergidas en agua de mar con una cara expuesta al aire; elementos en aire saturados de sal; ambientes con agua de mar y hielo; exposición directa a: líquidos con pequeñas cantidades de ácidos, ambientes salinos o aguas fuertemente oxigenadas; gases agresivos o suelos particularmente agresivos; y, ambientes industriales muy agresivos, en la Tabla 1 se muestra la escala de calificación. (Sanchez De Guzman, 2002)

Cuadro 1. Escala De Calificación De Los Componentes De Los Puentes.

Calificación	Descripción
0	Sin daño o con daño insignificante
1	Daño pequeño, pero no se requiere reparación
2	Existe daño, el componente funciona como se diseño
3	Daño significativo, se requiere pronta reparación
4	Daño grave, se necesita inmediata reparación
5	Daño extremo, falla total o riesgo de falla total del componente
¿	Desconocida

Fuente: (INVIAS-UNAL , 2006)

Amenaza.

Probabilidad de que ocurra un evento, en espacio y tiempo determinados, con suficiente intensidad como para producir daños. (Sanchez De Guzman, 2002)

Vulnerabilidad.

Es la predisposición intrínseca de un elemento a sufrir daños por motivo de un fenómeno de intensidad concreta, es decir, ante un peligro concreto. Si se considera que el elemento puede sufrir daños, debe entenderse como elemento vulnerable o elemento especialmente vulnerable, en función de la respectivamente menor o mayor vulnerabilidad intrínseca. (Sanchez De Guzman, 2002)

Vulnerabilidad sísmica.

Grado de daño que sufre una estructura debido a un evento sísmico de determinadas características. Estas estructuras se pueden calificar en “más vulnerables” o “menos vulnerables” ante un evento sísmico. Esta propiedad es independiente de la peligrosidad del lugar ya que se ha observado en sismos anteriores que edificaciones de un tipo estructural similar sufren daños diferentes, teniendo en cuenta que se encuentran en la misma zona sísmica. En otras palabras, una estructura puede ser vulnerable, pero no estar en riesgo si no se encuentra en un lugar con un determinado peligro sísmico o amenaza sísmica. (Universidad De Piura, 2006)

Vulnerabilidad estructural.

Se refiere a que tan susceptible a ser afectados o dañados son los elementos estructurales de una edificación o estructura frente a las fuerzas sísmicas inducidas en ellas y actuando en conjunto con las demás cargas habidas en dicha estructura. Los elementos estructurales son aquellas partes que sostienen la estructura de una edificación, encargados de resistir y transmitir a la cimentación y luego al suelo; las fuerzas causadas por el peso del edificio y su contenido, así como las cargas provocadas por los sismos. Entre estos elementos se encuentran las columnas, vigas, placas de concreto, muros de albañilería de corte, etc. (Universidad De Piura, 2006)

Vulnerabilidad no estructural.

Un estudio de vulnerabilidad no estructural busca determinar la susceptibilidad a daños que estos elementos puedan presentar. Sabemos que al ocurrir un sismo la estructura puede quedar inhabilitada debido a daños no estructurales, sean por colapso de equipos, elementos arquitectónicos, etc, mientras que la estructura permanece en pie. (Universidad De Piura, 2006)

Vulnerabilidad funcional.

Un estudio de vulnerabilidad funcional busca determinar la susceptibilidad de una estructura a sufrir un “colapso funcional” como consecuencia de un sismo. Esta es solo visible en el momento que ocurre una emergencia. A fin de determinar en esta tercera etapa la vulnerabilidad funcional, se evalúa lo referente a la infraestructura. En primer lugar, el sistema de suministro de agua y de energía eléctrica. (Universidad De Piura, 2006)

Agresividad del medio ambiente.

El clima local que rodea a la estructura y el microclima próximo a la superficie de ésta ejercen una influencia decisiva en la durabilidad. Para hacer un diseño por durabilidad, se debe clasificar el medio ambiente presente en la obra, el cual puede ser ligero, húmedo. (Universidad De Piura, 2006)

Fenolftaleína.

Es un indicador de pH que en disoluciones ácidas permanece incoloro, pero en disoluciones básicas toma un color rosado con un punto de viraje entre $\text{pH}=8,2$ (incoloro) y $\text{pH}=10$ (magenta o rosado) por lo que se aplica directamente en algunas partes en concreto del puente, cabe resaltar que esta actividad ya se viene realizando y se tienen unos resultados.

La Fenolftaleína se utiliza para realizar muchas pruebas y análisis, ya que su propiedad primaria es la de cambiar de color en función del PH del elemento al que se le aplica. Es muy útil para detectar la existencia de sangre en las escenas de un crimen y para detectar la profundidad de carbonatación del concreto en las construcciones.

A nuestro efecto su utilidad es ésta última, cuando aplicamos la fenolftaleína a un trozo de concreto recién extraído o a una superficie recién expuesta, podremos determinar fácilmente que porción del concreto no está carbonatada, ya que esta porción se teñirá de un color rosa-fucsia intenso, no así la parte carbonatada, que generalmente presenta el aspecto de concreto humedecido solamente. Cabe indicar que el caso extraordinario de que el concreto haya estado expuesto a algún ácido o que debido a fenómenos externos haya disminuido mucho su PH, el concreto se teñirá de naranja.

¿Qué es el PH en el concreto?

El pH es la medida de la alcalinidad de una disolución, entendiéndose alcalinidad como la capacidad para neutralizar ácidos.

¿Qué es la carbonatación del concreto?

La carbonatación es un proceso químico natural que se da en el concreto. En sí misma no es ninguna patología, pero sus efectos sí que se pueden considerar patológicos ya que reducen la durabilidad y / o resistencia.

La carbonatación del concreto es una patología que ocurre en el mismo en proceso de endurecimiento o casi endurecido y se produce por la difusión del CO₂ de la atmósfera a través de sus poros.

Cabe anotar que la profundidad de carbonatación podemos calcularla de forma aproximada, y se puede decir que un concreto estructural estándar tarda unos 20 años en carbonatar 2cm que es la media de recubrimiento geométrico de las estructuras construidas en el siglo pasado. Este dato nos puede servir para determinar ciertos parámetros como edad y resistencia del concreto de nuestra obra en base a las mediciones que podemos conseguir con la prueba de fenolftaleína.

(Es muy importante identificar la presencia de la carbonatación cuando también hay cloruros en el concreto. En el concreto nuevo que tiene un pH de 12 a 13, se requieren aproximadamente de 7,000 a 8,000 partes por millón (ppm) de cloruros para comenzar la corrosión del acero ahogado) (Montani, 2000)

(Las áreas carbonatadas del concreto no cambiarán de color, mientras que las áreas con un pH mayor de 9 a 9.5 adquirirán un color rosado brillante.³ Este cambio muy apreciable de color muestra cuán profundamente ha progresado el "frente" de carbonatación dentro del concreto.) (Montani, 2000)

Fisurometros.

Estos se instalan en las partes críticas del puente, con el fin de identificar si se han venido presentando movimientos en el mismo o si por lo contrario ya no presenta más actividad la cual indique la posible caída del puente, estos fisurometros se han venido instalando y se les ha realizado el debido seguimiento.

Instalación de fisurometros sobre una de las grietas presentadas en el andén del costado derecho sentido Carmen de Apicalá – Ricaurte.

Forma correcta de tomar los datos.

En esta primera fase de estudio se deberá de recabar toda la información posible acerca del inmueble que sufra la patología. Información en cuanto al terreno sobre el cual se asienta el edificio y las características geotécnicas del terreno, planos del proyecto (tanto básico como de ejecución), antiguos usos del terreno en el cual se localiza el edificio, construcciones nuevas alrededor, obras, etc.

Se hace una inspección ocular de las grietas, debiendo describir tantas grietas como se encuentren. Se efectuará fotos de las mismas, tanto de detalle cómo general, que nos ayudará a ver la dirección y disposición de la grieta para su posterior consulta y análisis en gabinete.

Se ha de realizar una descripción lo más detallada posible, en la que se determine tanto los elementos afectados como sus características en el momento de la toma de datos. Podemos ayudarnos en esta primera aproximación de una regla de fisurómetro. (GisIberica, 2010)

Manera correcta de realizar la medición de las grietas.

Debe hacerse con el mayor grado de exactitud posible, definiendo su apertura y si la apertura es uniforme, si se trata de una grieta lisa u ondulada, continua o discontinua, si existen indicios de movimiento a ambos lados de la grieta, Debe indicarse el sentido de movimiento relativo de las dos caras de la grieta, mediante flechas, etc.

Es necesario que se representen las grietas con todas sus características para tener una visión de conjunto y poder analizar las posibles causas. La representación de estas grietas se suele hacer en planos de planta y/o secciones verticales. En los planos deben estar definidos todos los huecos de ventanas, puertas y posibles muros de carga, pues constituyen zonas de debilidad y de acumulación de tensiones. (GisIberica, 2010)

Esclerómetro.

El esclerómetro es un instrumento de medición empleado, generalmente, para la determinación de la resistencia a compresión en hormigones ya sea en pilares, muros, pavimentos, etc. En algunos países ya no se usa para determinar la resistencia del hormigón endurecido, sino que solamente se utiliza para evaluar la uniformidad del hormigón in situ, delinear zonas de hormigón deteriorado o de baja calidad o estimar el desarrollo de resistencias in situ. Su funcionamiento consiste en una pesa tensada con un muelle. Dicha pesa tensada es lanzada contra el hormigón y se mide su rebote. Aunque no es un método excesivamente fiable, su uso está muy extendido. Proporciona valores aproximados y se emplea principalmente como método de comprobación, siendo menos usado que el ensayo de compresión. En 1950 se diseñó el primer esclerómetro para la medición no destructiva del hormigón. Patentado con el nombre SCHMIDT, su valor de rebote "R" permite medir la dureza de este material. se ha convertido en el procedimiento más utilizado, a nivel mundial, para el control no destructivo en hormigón. (Educalingo, s.f.)

Resistencia del concreto mediante esclerómetro o índice de rebote.

El ensayo esclerométrico o índice de rebote mediante esclerómetro es una prueba no destructiva de la resistencia del hormigón. La diseñó y desarrolló el ingeniero suizo Ernest Schmidt en los años 40. Patentado como martillo SCHMIDT, siendo su valor «R» (índice de rebote) una unidad adimensional que relaciona la dureza superficial del hormigón con su resistencia de modo experimental.

Un esclerómetro pesa menos de 2 kg, tiene una fuerte energía de impacto y su funcionamiento es muy sencillo. Para hacer una comparación, pensemos que estamos en una habitación a unos tres metros de una pared. Esta pared se encuentra a oscuras por lo que no sabemos de qué material está construida. Disponemos de una pelota de tenis que podemos lanzar contra la pared y que tras salir despedida de la misma nos golpeará en el cuerpo. A mayor dureza del paramento, con igual fuerza de lanzamiento, el impacto que recibiremos será mayor. No sabremos de qué material se trata pero podremos advertir si es duro o blando en función del golpe de respuesta. Esto es lo que hace básicamente un esclerómetro. Como se trata de un instrumento totalmente manual debemos “cargar” el émbolo para enviarlo con una energía de impacto fija. Para ello presionamos el mismo sobre la superficie del hormigón (no hay ninguna mediación hasta ahora) Una vez el émbolo llega a un determinado punto un resorte lo libera y golpea el hormigón (no medimos nada aún) El émbolo golpea sobre la superficie y dependiendo de la dureza de misma, rebota con mayor o menor fuerza. Es la respuesta de rebote la que desplaza una guía sobre un visor escalado (de 10 a 100) y consigue la medición. Podemos presionar el botón

de bloqueo para permitir la lectura. Ese valor es adimensional y arbitrario ya que depende de la energía almacenada en el resorte y la masa utilizada.

4.4 Marco Conceptual

PATOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS: se consideran Patologías Constructivas las diferentes lesiones patológicas habituales en la construcción, que se clasifican según su causa o agente causante.

LESIONES FÍSICAS: causadas por la humedad, la suciedad, la erosión.

LESIONES MECÁNICAS: sus causas se deben a un factor mecánico: grietas, fisuras, deformaciones, desprendimientos y erosión debida a esfuerzos mecánicos.

LESIONES QUÍMICAS: previamente a su aparición interviene un proceso químico (oxidación, corrosión, eflorescencias, organismos vivos, etc.)

PATOLOGÍAS DE LOS ACABADOS O LESIONES MENORES: patologías de los suelos en las que el comportamiento del suelo puede generar lesiones en el edificio

PATOLOGÍA DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL HORMIGÓN: son las debidas a los esfuerzos no controlados Para poder diagnosticar correctamente una patología

primero se debe conocer cuál es el origen que causa la misma, para poder así encontrar la solución óptima para su reparación. “Las lesiones patológicas deben ser analizadas mediante el diagnóstico de un especialista, ya que es muy importante un diagnóstico acertado para proceder al tratamiento y la óptima recuperación de la parte afectada

MANUAL DE INSPECCIÓN. en él se encuentra toda la información sobre generalidades de los puentes, responsabilidades del inspector, además se detalla la manera correcta como deben recolectarse los datos y llenar las hojas de inventario e inspección. Igualmente, el manual de inspección se orientaciones sobre aspectos como Normas técnicas y especificaciones para la inspección de puentes y requisitos administrativos para cumplir con las regulaciones relacionadas con el registro y la notificación de información de inspección

COMPONENTES DE CONCRETO: de acuerdo con Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, se refiere a los daños comunes en los componentes de concreto incluyen agrietamiento, escamas, de laminación, spalling (descascaramiento), afloramientos, desgaste o abrasión, daños de colisión, pulido y sobrecarga.

Los agrietamientos en concreto son usualmente finos para ser detectados a simple vista. Se califican como grietas finas, medias o anchas. Las primeras son usualmente insignificantes para la capacidad de la estructura, pero deben ser reportadas como una advertencia. Las grietas medias y anchas son significativas para la capacidad estructural y deben ser registradas y monitoreadas en los reportes de inspección.

Las grietas estructurales requieren de atención inmediata, toda vez que ellas afectan la capacidad del puente

Las grietas no estructurales son causadas por expansión térmica y contracción de fraguado; en losas debe tenerse especial cuidado, puesto que el agua de infiltración de lluvia puede conllevar a la corrosión de la armadura. El desgaste de la superficie de rodadura es la pérdida gradual y continua de superficie de mortero y agregado sobre un área.

4.5 Marco Legal

El Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCDSP). La norma está basada en las especificaciones americanas ‘AASHTO LRFD’ 6ª edición, que a su vez se apoya en la filosofía LRFD (factores de diseño de carga y resistencia), acorde con las prácticas actuales de diseño y construcción de estructuras de la mayoría de los países del mundo. En el CCP-14 se incluyen aspectos novedosos como la actualización de los mapas de amenaza sísmica y la calibración de la carga viva vehicular de diseño para la práctica colombiana que mejoran los criterios de confiabilidad estructural. Manual para la Inspección Visual de puentes y pontones elaborado por el Ministerio de Transporte y el Instituto Nacional de Invias, en colaboración con la Universidad Nacional de Colombia, publicado en 2006. Este manual presenta algunas recomendaciones para que se lleve a cabo la inspección visual y el inventario de los daños que afecten los elementos intervenidos en un puente o pontón.

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, específicamente en el Título A hacen referencia a las estructuras ya sean antiguas y futuras, las cuales deben reducir a un mínimo el riesgo de la pérdida de vidas humanas, y defender en lo posible el patrimonio del Estado y de los ciudadanos.

Normas NTC 4774. Accesibilidad de las personas al medio físico. Espacios urbanos y rurales. Cruces peatonales a nivel, elevados o puentes peatonales y pasos subterráneo

Decreto 279 De 2003. Por el cual se reglamentan los puentes peatonales en el Distrito Capital.

5. Estado del Arte

La evaluación y diagnóstico hacen parte del seguimiento que debe hacerse a todas las estructuras después de haber cumplido cierto tiempo en funcionamiento o haber cumplido con lo que se llama vida útil de la estructura, esto para prever colapsos, fallas y corregir a tiempo las lesiones que se presenten en el concreto, esto es: para un buen comportamiento en su estado de servicio y conservación del buen estado estructural hay que diagnosticar a tiempo las lesiones que se tengan para poder corregirlas sin que se presenten fallas y colapsos letales.

Se entiende como vida útil “el periodo de tiempo en el cual, la estructura conserva los requisitos previstos de seguridad, funcionalidad y estética (aspecto), con costos razonables de mantenimiento. (Sanchez De Guzman, 2002)

Para garantizar la funcionalidad y buen estado de éstas, es necesario después de un periodo de tiempo hacer una serie de estudios y evaluaciones a dichas estructuras para así diagnosticar posibles lesiones que definen si la estructura debe ser intervenida para una restauración o simplemente la construcción de uno nuevo.

5.1 Estudios puentes

A nivel mundial existen estudios que soportan lo anteriormente dicho, como ha sucedido con la evaluación y diagnóstico de puentes hechos en diferentes ciudades y provincias.

En Colombia se han realizado pocas investigaciones acerca del estudio de fallas presentes en los puentes peatonales, bien sea de concreto o metálicos, sin embargo, las pocas que se han llevado a cabo, han utilizado la inspección visual de los elementos que componen los puentes, como mecanismo de diagnóstico, destacándose las siguientes:

5.1.1 Puente 1.

Está ubicado en la calle Antonio Zaine, en el distrito de Barão Geraldo, al cual puede considerarse como un puente artesanal, puesto que está hecho con elementos de madera y la losa la compone una capa de suelo, en la se logran apreciar estos detalles.



Figura 4. Fotografía Del Estado De La Superestructura.

Fuente: (Tadeu Mascia & Lenz Sartorti, 2006, pág. 17)

A este puente le hacen una inspección netamente visual con la que se determinan fallas en la superestructura, estas comprendidas por la corrosión en las vigas longitudinales de acero, las cuales ya han perdido parte de su sección transversal en la zona de tensiones y el mal estado de

las vigas transversales al tráfico, las cuales son de madera encontrándose con grandes signos de desintegración, podridas por la humedad que se guarda en el material de suelo que sirve como losa. Existen problemas adicionales en relación con las juntas que presentan grietas visibles, indicando sobrecargas excesivas a las permitidas por el diseño. En parte las juntas no están unidas debido a la erosión y bajo rendimiento, también se observa que los contraríeles de madera están en precarias condiciones y podrían fallar incluso con cargas menores. La Imagen 2 ilustra tales lesiones.

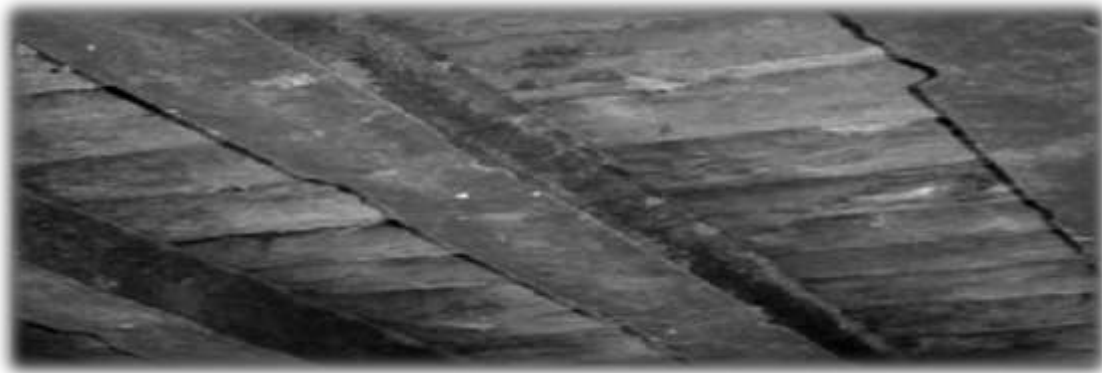


Figura 5. Fotografía De La Corrosión De Las Vigas Longitudinales Y Mal Estado De Los Troncos De Madera Transversales.

Fuente: (Tadeo & Lenz, 2010, pág. 18)

La sugerencia que hacen los autores de esta investigación para mantener las condiciones estructurales del puente o su reparación es cambiar la superestructura por una hecha en concreto reforzado y/o madera, para así aumentar la capacidad de carga y función estructural, como también aumentar la vida útil, pues con una losa de concreto se evitan la acumulación de humedad que ocasiona las lesiones principales en esta estructura.

5.1.2 Puente 2.

Puente numero dos es un puente de sistema estructural tipo losa construido en su totalidad en concreto reforzado con una luz de 7.5 metros y ancho de 14 metros, este está ubicado en la calle Antonio Zaine, en el distrito de Barão Geraldo y el sistema de evaluación es visual, detectando en él la presencia de grandes surcos en diversas partes, lo cual indica que la presión de la tierra adyacente es mayor que la capacidad de resistencia de los estribos. Además de la deficiencia patológica, el estado de conservación de los contraríeles y pavimento del puente son precarios, puesto que se observan grietas y ondulaciones, también diagnostican que el drenaje del puente no es eficiente, pues se observan en la losa humedades y acumulación de agua.

El avanzado grado de agrietamiento indica un esfuerzo excesivo, este tipo de patología es posible conlleve a un colapso que puede causar daño a la comunidad, especialmente a los estudiantes de una escuela que se encuentra muy cercana. El diagnóstico arroja que la intervención para fortalecer los soportes es urgente, ya que si no se hace una pronta intervención en la estructura, ésta podría colapsar. Las otras patologías tales como la corrosión en refuerzos de aparatos de protección (barandas) y el avanzado deterioro del pavimento son temas que requieren tratamiento de conservación vial. En conclusión se observa una relativa negligencia en la inspección y mantención de la estructura del puente, en resumen abandono total por parte de esta (ver Imagen 3).



Figura 6. Fotografía De Las Grietas En Las Juntas Y Deterioro Del Pavimento.

Fuente: (Tadeu Mascia & Lenz Sartorti, 2006, pág. 20).

5.1.3 Puente 3.

El puente en estudio número 3 por ser la conexión de dos importantes distritos, cuenta con una infraestructura más compleja ya que el número y magnitud de vehículos son bastante altos. Está situado en el distrito de Sousa sobre el río Atibaia y como característica principal tiene que es la ruta óptima para llegar al distrito de Joaquín Egidio, un importante lugar en esta zona. Por lo anterior éste está diseñado para soportar un tráfico superior al de los puentes anteriores, pues por él transitan autos, buses y camiones. El puente es de concreto reforzado y está compuesto por una losa que cubre una luz de 38.2 m, y es soportada por juntas y un pilar central ubicado en el medio del río.

El puente en su evolución patológica se le encontró diversas fallas por las cuales éste podría colapsar si no se atienden de manera inmediata. La principal falla que este presenta es la continua y excesiva vibración observada al pasar los vehículos, aparte de eso, el hormigón se

encuentra lixiviando por causas de un drenaje deficiente y por lo tanto se observa que existe un fenómeno de carbonatación, este fenómeno está acompañado del desprendimiento del hormigón debido a la corrosión del acero de refuerzo, las aceras (andenes peatonales) son de acero y están corroídas y la parte de madera de ésta se encuentra lesionada por causas de hongos presentes en ella.

En el artículo mencionan que este puente es patrimonio de la ciudad de Campinas, por eso, los autores de éste artículo consideran de manera inmediata la restauración y proponen lo siguiente:

La corrosión de los perfiles de metal requiere de un de un tratamiento con sustrato para remover partes corroídas e impurezas, así como la aplicación de pinturas anticorrosivas en las secciones donde es necesario reemplazar el material. También es necesario reemplazar muchas piezas de la tabla de madera tratada. (Tadeo & Lenz, 2010, pág. 21)

5.1.4 Puente 4.

Este puente es de suma importancia para la industria de la agricultura, pues conecta dos de estas zonas transformándolo en un lugar de paso constante de camiones. Está ubicado en una pista del camino de Rhodia in Barão Geraldo y es de suma importancia su restauración como lo afirman los autores de este artículo. Una descripción general del puente menciona que su tablero está compuesto de tablas de madera en forma longitudinal y sus troncos y extremidades transversales

son empleados como troncos de madera, según se muestra en la Figura 7. El puente tiene una luz de una extensión de 16.0 m y un ancho de pista de 4.5 m de longitud.

De la evaluación patológica se diagnostica que debido a las extremas condiciones de mal estado de unos elementos de madera que hacen la función de vigas transversales el puente tuvo que ser reforzado con una viga transversal en acero soportada por cables de acero anclados en las cabeceras del puente por bloques de hormigón (muertos), En la inspección visual se observa que los cables no tienen suficiente tensión, por lo tanto, es posible moverlos manualmente. Los troncos se encuentran en estado crítico de pudrición por hongos y la presencia de humedad permitió el desarrollo de musgo, la mala construcción de la juntas hechas en hormigón reforzado hace notoria la presencia de aglomeraciones de este material, también se nota que el puente está lleno de mucha suciedad en la sección transversal de lo que se deduce que en épocas de invierno la tirante de las aguas del cauce llegan hasta la cota del tablero amenazando con el colapso por fuerza de las aguas. (Tadeo & Lenz, 2010)

Las recomendaciones para la restauración del puente son: que los cables sean tensionados, de igual modo protegidos apropiadamente de la corrosión y que además los troncos del guardarriel deben ser reemplazados a la brevedad. Limitaciones del estudio: una de las limitaciones que se puede apreciar en el estudio hecho al puente N° 1 es que el sistema constructivo es tipo artesanal y no es equiparable con el estudio que se pretende hacer al puente Román en la ciudad de Cartagena. Considerando el método de evaluación hecha, se evidencia que al tratarse de una inspección netamente visual se queda insuficiente ante los ensayos que se pretenden hacer al puente Román, también otra limitación es la ubicación de los puentes, pues el

tipo de exposición en el ambiente no es el mismo presentando variaciones en la patología del puente.

5.2 Estudios en otros países

5.2.1 Estudio en la India.

El siguiente estudio se realizó en la India, titulado “Non Destructive Testing of Bridge Pier - a Case Study” (Ensayos No Destructivos de Puente Pier - un estudio de caso). Fue realizado por Rama Seshu D. y Dakshina Murthy N.R. Para un Instituto Nacional de Tecnología, Warangal, India.

En un puente de vigas T, construido a través de un río en la India, se informó que la resistencia del hormigón en uno de los muelles no se puede lograr en el ensayo de correspondientes cubos de hormigón. Además, las muestras de núcleos obtenidos dieron valores de fuerza diferente. En este sentido, se recomienda contar con la lechada del muelle. Después de la lechada en conformidad con el procedimiento, la prueba no destructiva se llevó a cabo utilizando Martillo de Rebote y un medidor de velocidad de pulsos ultrasónico. Además, para cuantificar la fuerza de tres muestras de núcleos de concreto también se recogieron para su análisis. La prueba se llevó a cabo en la presencia de personal de Ingeniería. (Ver: Figura 7, Figura 8, Figura 9, Figura 10)

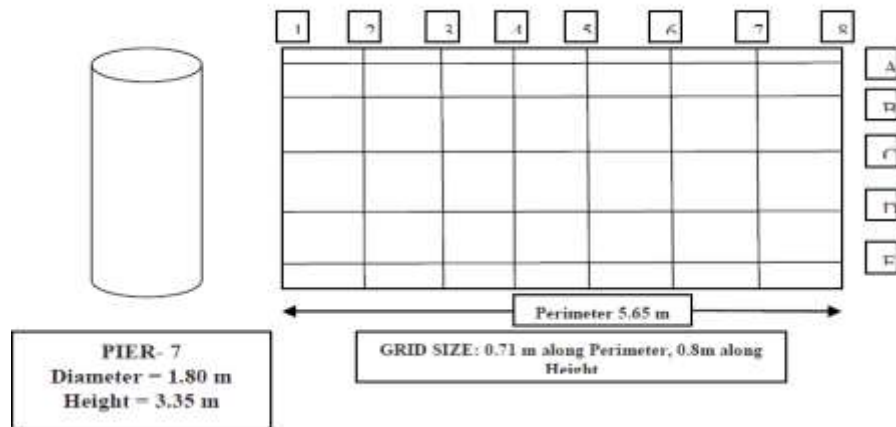


Figura 7. Puntos De Cuadrícula Marcada En El Puente Pier

Fuente. (Tadeu Mascia & Lenz Sartorti, 2006)



Figura 8. Pruebas De Puente Pier Usando Martillo De Rebote

Fuente (Tadeu Mascia & Lenz Sartorti, 2006)



Figura 9. Prueba De Puente Pier Usando Ultrasonic Tester

Fuente. (Tadeu Mascia & Lenz Sartorti, 2006)



Figura 10. Extracción Del Núcleo De Hormigón Del Puente Pier

Fuente. (Tadeu Mascia & Lenz Sartorti, 2006)

Los resultados fueron. La prueba núcleo de hormigón indican que la resistencia a compresión media del hormigón fue 32.91MPa. También se observa que los valores de prueba de núcleo individuales (que son dentro de $\pm 20\%$ del valor medio) están por encima de 20 MPa y satisfacen la fuerza requerida de hormigón M20. La velocidad media del pulso ultrasónico obtenido fue 3.942 km / s. Además, ninguno de los valores USP fue menor que 3kM/sec. También la variación en los valores individuales de la USP estuvo dentro de $\pm 10\%$ de promedio. Todo esto indica, de acuerdo con las directrices establecidas en IS-13311-Parte 1- 1992, que la calidad del hormigón en términos de uniformidad, la incidencia o ausencia de defectos, grietas y la segregación, el nivel de mano de obra empleada pudo ser categorizado como “Media”.

El valor medio de rebote fue 34,58 y la variación en los valores individuales estuvo dentro de $\pm 10\%$. La resistencia a la compresión de hormigón según la interpretación del valor de rebote fue 24.865 MPa, que satisface el requerimiento de concreto M20. De la investigación anterior se pudo concluir que el hormigón utilizado en la construcción de RCC Pier del puente del Río quedó confirmado como concreto grado M20 según IS 456 - por ES 13311- Parte-1-1992.

Limitaciones: se presentan como limitaciones de este estudio las pruebas destructivas, pues como se especifica en la metodología de la presente propuesta, las pruebas que se realizaran en la presente propuesta son NO destructivas.

5.2.2 Estudio en Portugal.

El estudio “Inspection survey of 150 expansion joints in road bridges” (Encuesta de Inspección de 150 juntas de dilatación en puentes de carretera), se realizó en Portugal el cual fue presentado por João Marques Lima, y Jorge de Brito para Universidad Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal (Ver Figura 11).



Fig. 1. Brisa highways' network.

Figura 11. Carreteras De Portugal

Con el fin de obtener una muestra representativa de los más de 1.500 puentes dentro de la red, la distribución en términos de tipo, edad y ubicación geográfica de los 71 puentes inspeccionados se estableció con el fin de replicar el universo global de los puentes. La distribución de los puentes inspeccionados por tipo se muestra en la Figura 12 y en comparación con el universo global. Generalmente se obtuvo una buena aproximación, en particular en el caso de pasos elevados.

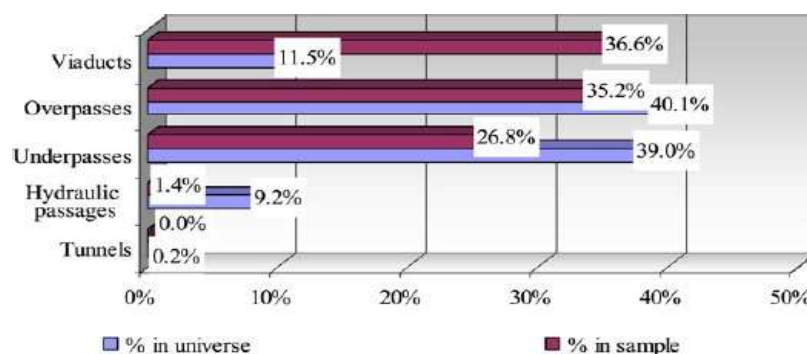


Figura 12. Distribución De Los Puentes Inspeccionados

Y los resultados se contemplan en la siguiente declaración. En esta campaña se detectaron 369 defectos que corresponde a un promedio de 2,5 defectos por cada una de las 150 juntas inspeccionadas. Si se excluyeran las articulaciones donde se detectaron defectos (13 casos, es decir, el 8,7% de la muestra), este promedio subiría a 2.7 defectos / articulación. Los resultados obtenidos, así como una breve interpretación de ellas se presentan a continuación. La secuencia de presentación sigue la del sistema de clasificación propuesto en el sistema de gestión (fig. 3) que fue validado basado en el presente trabajo.

5.3 Estudios a nivel nacional.

5.3.1 Entorno nacional.

En la población de Honda – Tolima, la Universidad de los Andes a través del Centro de Investigación en Materiales y Obras Civiles (CIMOC) hizo un estudio de vulnerabilidad sísmica a la estructura de un puente en el año 1998 (puente Luis Ignacio Andrade). El estudio hace parte del informe Final de la Fase III: Caso de aplicación de evaluación, diagnóstico, reforzamiento y

rehabilitación de tres puentes característicos preparado para el Instituto Nacional de Vías.

(INVIAS)

El puente Luis Ignacio Andrade se caracteriza por un sistema constructivo tipo colgante compuesto por una luz principal de 140 m con vigas longitudinales en armaduras de acero, vigas transversales y viguetas de acero y tablero en concreto reforzado el cual va soportado por un sistema estructural de celosías que le transmiten la carga a los pendolones. Este estudio hace parte de un artículo llamado “Vulnerabilidad Sísmica De Puentes En Colombia Y Estrategias Para Rehabilitación”, teniendo como autores a Luis E. Yamin & Daniel Ruiz.

Descripción del estudio: El estudio consistió en una calificación del estado de los diferentes elementos que componen el puente (tanto la superestructura como la subestructura) teniendo en cuenta la importancia relativa del elemento en el comportamiento global del puente. La evaluación se hizo mediante ensayos no destructivos de campo y computarizados e inspecciones visuales directamente a la estructura para determinar su capacidad de resistencia y soporte estructural. (Yamin, 2000)

El puente fue sometido a varias pruebas de comportamiento tales como aplicación de cargas gravitacionales conocidas, registro de vibraciones ambientales, excitación cíclica y registro de la respuesta dinámica y evaluación de la calidad de los materiales estructurales principales. En el proceso de evaluación el puente se instrumentó con acelerógrafos de alta sensibilidad, "strain gages" en los elementos estructurales principales, termocuplas y se llevó un registro topográfico durante las diferentes pruebas realizadas. (Yamin, 2000)

Dentro de la inspección visual se realizó una inspección del avance de la corrosión del cordón inferior del puente y de las uniones de las celosías a las torres principales del puente. En las pruebas de ultrasonido de tinta penetrante se encontró que existían problemas de porosidad, socavados y de cordones irregulares en la soldadura de las conexiones del puente, así mismo en algunos remaches se observó desgaste causado por la corrosión. Dentro de los modelos computarizados se adelantó un modelo analítico tridimensional Calibrado con las pruebas de comportamiento realizadas, estas a su vez fueron comparadas con los modelos. (Yamin, 2000)

La siguiente figura presenta las características generales del modelo desarrollado, así mismo se presenta en este artículo mediante imágenes los resultados que se obtuvieron y las comparaciones de éstos.



Figura 13. Modelo tridimensional que uso en el estudio, en el cual muestran las Características generales del modelo desarrollado para el puente "Luis Ignacio Andrade".

Fuente: (Yamin, 2000, pág. 6)

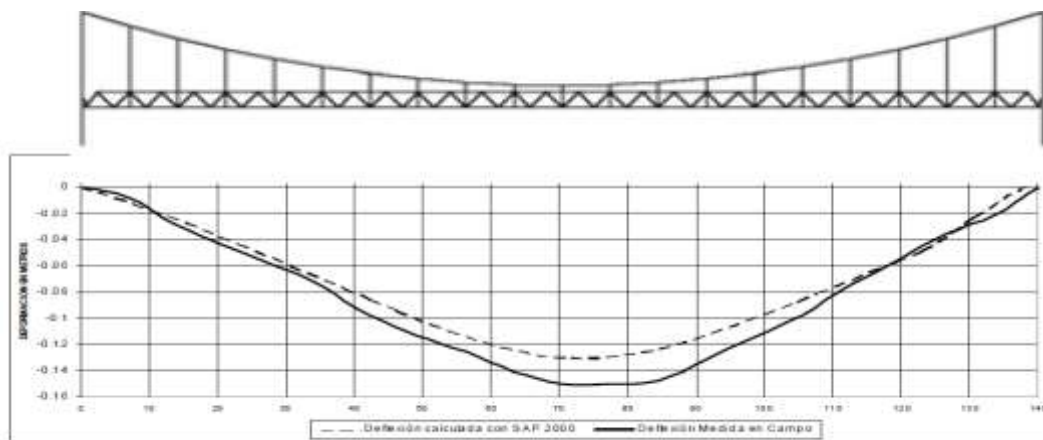


Figura 14. Comparación De Los Resultados De La Aplicación De Carga con los Resultados Equivalentes Arrojad.

Fuente: (Yamin, 2000, pág. 6)

También se pudo comparar la respuesta dinámica del puente y del modelo ante la carga cíclica producida por un excitador dinámico de estructuras.

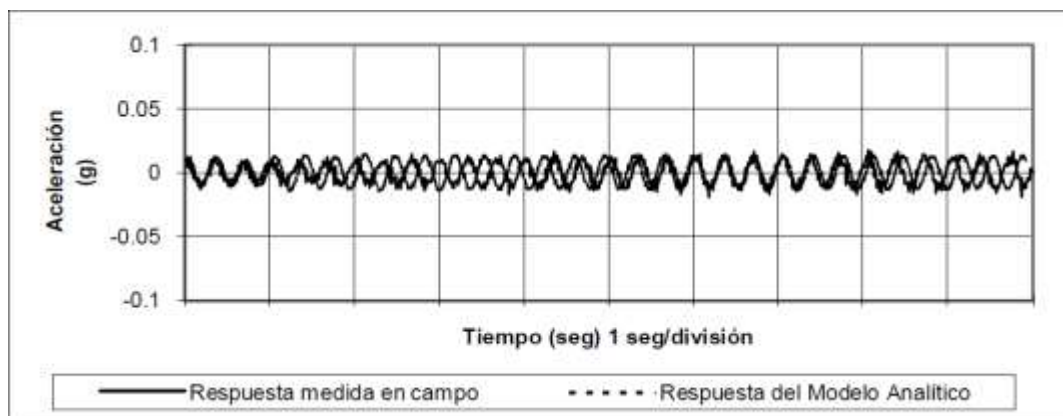


Figura 15. Comparación De La Respuesta Dinámica Del Puente Y Del Modelo Ante La Carga Cíclica Producida Por Un Excitador Dinámico De Estructuras.

Fuente: (Yamin, 2000, pág. 7)

En su metodología se evaluaron posteriormente los índices de sobreesfuerzos de los diferentes elementos estructurales ante diferentes situaciones de carga.

Limitaciones: el método constructivo de sistema de puente colgante y el material (acero) hacen parte de las limitaciones presentes en este estudio, pues no son equiparables con el puente Román en la ciudad de Cartagena.

También la agresión del medio ambiente, macroclima, microclima y clase de exposición de la estructura son diferentes.

Estudio en la India que lleva como título “Non Destructive Testing of Bridge Pier - a Case Study” (Ensayos No Destructivos de Puente Pier - un estudio de caso).

Dicho estudio fue realizado por Rama Seshu D. y Dakshina Murthy N.R. Para un Instituto Nacional de Tecnología, Warangal, India. De los documentos consultados y presentados en el presente trabajo se puede concluir que la metodología de inspección visual que es usada para la caracterización de los daños presentes en cada puente de los artículos anteriores es la que se utilizará para el levantamiento de daños en la inspección por elementos contemplados en la metodología presente en este trabajo de grado.

Así mismo, se hace un paralelo con la metodología usada en el segundo artículo citado, el cual hace referencia a un estudio de vulnerabilidad sísmica que se hizo a un puente en la India, el

cual se desarrolla por medio de ensayos no destructivos, uno de estos es el ensayo del martillo de rebote, el cual mide la resistencia del concreto. Esta metodología también se usará para medir la resistencia del concreto en los elementos del puente del paso del Fusagasugá.

Del entorno nacional consultado, el estudio que comprende el puente de Honda – Tolima a pesar de que contempla ensayos no destructivos, no cuenta con una metodología específica que contemple los ensayos no destructivos implementados en el presente proyecto, es decir son otro tipo de ensayos los cuales no hacen gran aporte al desarrollo de la metodología seleccionada para el diagnóstico del puente del paso del Fusagasugá.

5.3.2 Puente El Paso Del Fusagasuga.

El puente del paso del Fusagasugá fue una obra realizada por los ingenieros del batallón de Tolemaida con aportes económicos del municipio de Ricaurte – Cundinamarca y el Carmen de Apicalá – Tolima, este puente une los dos municipios los cuales se encuentran separados por el río Sumapaz, esta obra se construyó con el fin de comunicar los dos municipios anteriormente nombrados ya que este puente redujo considerablemente la distancia que hay entre los dos (40 km aproximadamente) a 0,070 km que el equivalente de la distancia de la estructura construida. Logrando de esta manera que el comercio creciera, beneficiando aproximadamente a tres mil personas aledañas al sector. Este proyecto tuvo un valor inicial de CATORCE MILLONES NOVECIENTOS NOVENTA Y NUEVE MIL QUINIENTOS VEINTIDOS PESOS CON SESENTA Y SEIS CENTAVOS (14.999.522.66) Moneda corriente, como se puede evidenciar en el contrato No. 100 el cual contaba con el objeto de CONSTRUIR EL PUENTE EL PASO

SOBRE EL RIO SUMAPAZ, EN LA VÍA QUE CONDUCE DE LA CARRETERA NACIONAL MELGAR – GIRARDOT AL CARMEN DE APICALÁ, firmado el 18 de enero de 1980, con plazo de 12 meses para su ejecución, pero este debió ser modificado debido a diferentes inconvenientes presentados cambiando los diseños inicialmente presentados, el cual tuvo un costo final de VEINTICINCO MILLONES CUATROCIENTOS MIL PESOS (25.400.00.00) Moneda corriente, esta modificación se llevó a cabo el 12 de noviembre de 1981.

La construcción del puente se finalizó e inauguró el 17 de enero de 1986, y cuenta con las siguientes dimensiones, 70 metros de largo, 9 metros de ancho y 50 metros libres entre sus apoyos, el cual está soportado sobre tres vigas de 2.30 metros de alto y cables en acero los cuales se encuentran instalados en el interior de las vigas.

En el año 2012 el puente empezó a presentar daños en su estructura, por falta de mantenimiento, por lo que en el año 2017 aproximadamente se decidió por parte la comunidad cerrar el paso a vehículos para evitar así que este siga fallando mientras se encuentra una solución.

Al puente durante el estudio se le realizaron 3 ensayos no destructivos los cuales fueron: FENOLFTALEINA, FISUROMETRÍA Y ESCLEROMETRÍA, esto con el fin de diagnosticar las causas de la falla del puente, durante el ensayo de FISUROMETRÍA, se pudo observar que a partir del momento que se cerró el paso a vehículos estas cesaron, siendo un punto muy positivo para la población que habita a su alrededor, durante el ensayo de ESCLEROMETRÍA se tomaron diferentes puntos de la estructura que conforman el puente y se observó que este no ha perdido su

resistencia, y para finalizar se realizó el ensayo de FENOLFTALEÍNA el cual se hace rompiendo una parte de la estructura y se aplica el líquido demostrando después de 3 minutos aproximadamente con una tonalidad fucsia la cual indica que los componentes del concreto se encuentran en buen estado.

Una vez realizados cada uno de estos ensayos se concluyó que la falla del puente no se debió a fallas en su construcción, ya que según los relatos de la comunidad, sobre el puente se parqueaban 2 y hasta 3 volquetas cargadas de material, las cuales sumaban aproximadamente 60 toneladas, las cuales accedían la capacidad para la cual fue diseñado el puente que era de 14 toneladas como se puede observar en el Anexo No. 1, Siendo este el factor influyente en la falla del puente.

Debido a las diferentes grietas que presenta el macizo de anclaje, la viga cabezal y las vigas, es imposible restaurar el puente, por lo que es necesario demoler el actual y construir un puente nuevo, el cual sirva para dar paso a vehículos livianos, obligando a los vehículos pesados a tomar como ruta alternativa la variante.

6. Metodología

En el desarrollo de la evaluación y el diagnóstico para la propuesta de intervención de la estructura del puente del paso del Fusagasugá, clasificada como una investigación mixta, por tratarse de un conjunto de procesos sistemáticos, empíricos y críticos de investigación que implican la recolección y el análisis de datos cuantitativos y cualitativos, así como su integración y discusión conjunta, para realizar inferencias producto de toda la información obtenida (metainferencias) y lograr un mayor entendimiento del fenómeno bajo estudio, el cual abarcó tanto la estructura del puente como su entorno. El estudio se llevó a cabo entre los meses de julio de 2018 y el año 2019 como requisito para optar al título de ingeniero civil de la Universidad Minuto de Dios.

La parte descriptiva del cuerpo del documento comprendió una identificación, visualización, toma de datos y anotaciones sobre los fenómenos estructurales presentes, mediante diversas visitas de campo al puente en estudio en las que se hicieron las inspecciones visuales y ensayos no destructivos; por otro lado, la parte explicativa comprende los análisis del trabajo de campo, es decir, todo aquello que permitió esclarecer las causas de los daños en la estructura y así finalmente tener las bases y el discernimiento para sugerir la propuestas para la demolición y construcción de uno nuevo.

La metodología que se usó para el desarrollo de los objetivos propuestos se indica detalladamente en las siguientes etapas, en las cuales se identifican las fuentes de información,

los datos y técnicas de recolección y procesamiento de éstos, así como también, los recursos e instrumentos de recolección de información que se usaron.

6.1 Delimitación geográfica del área de estudio y levantamiento topográfico

El día 9 de enero del año 2018 se realizó el levantamiento topográfico del puente el paso del Fusagasugá, con estación total y cinta métrica, tomando como referencia un primer punto de inicio de la estructura de la vía del puente y el punto final, igualmente se tomaron puntos importantes como la vía principal Girardot – Bogotá km 5, las construcciones aledañas a la estructura el cauce del río Sumapaz, muro de contención y vías contiguas Ricaurte-Espinal y Ricaurte-Carmen De Apicala. También se tomaron medidas del ancho de la calzada y andenes.



Figura 16. Levantamiento Topográfico

Fuente: Autoría Propia (noviembre 2018)

Como resultado del levantamiento topográfico se obtuvo que el puente cuenta con longitud total del puente de 70 metros con una luz central de 50 metros conformada por tres vigas en concreto y dos contrapesos de 10 metros. Se obtuvieron las dimensiones de Calzada, la cual tenía 3,60 metros de ancho por carril y andenes de 0,90 metros de ancho en ambos sentidos correspondientes a un ancho total del puente es de 9.0 metros y barandas en concreto.

Después de tener todos los datos de campo, abscisas, coordenadas, puntos de referencia y dimensiones de la estructura se procesaron éstos datos en el software AutoCAD se hizo el esquema general en planta el cual incluye, abscisado en metros, obstáculo que salva y como resultado se presenta el plano del levantamiento general en planta.

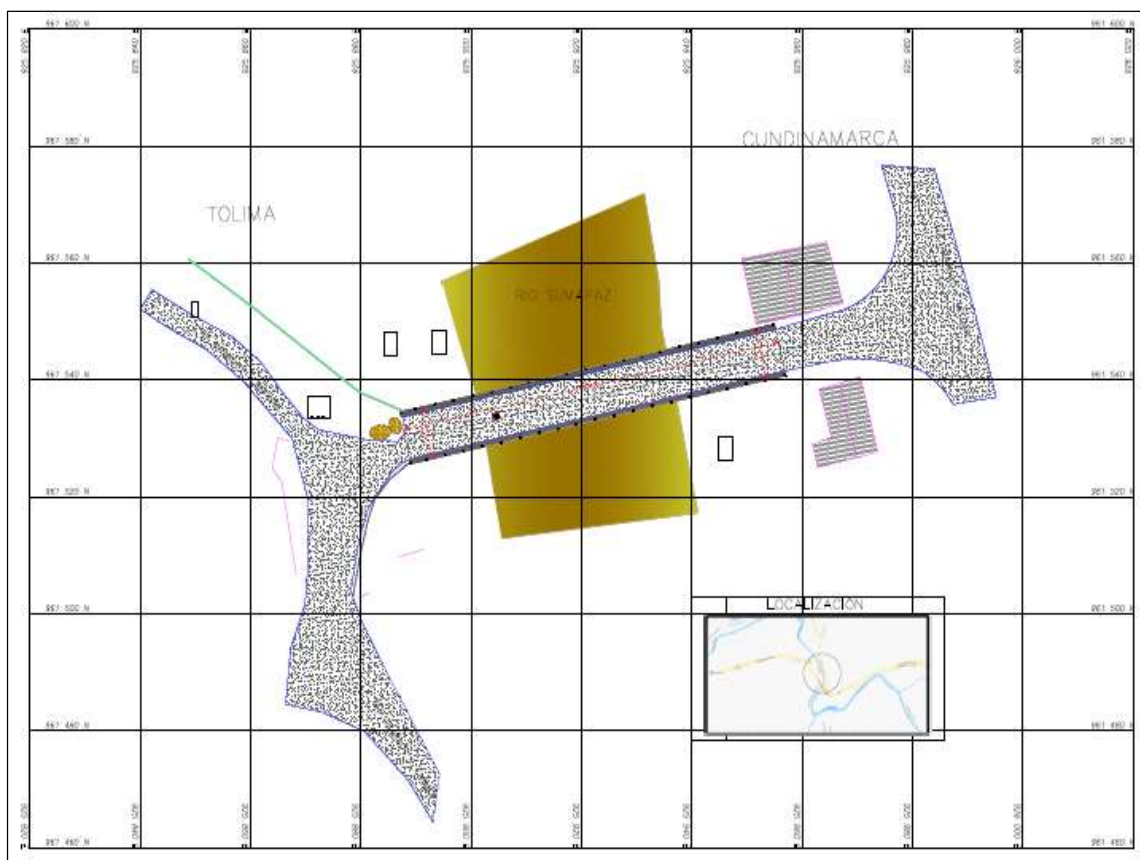


Figura 17. Vista En Planta Del Levantamiento Topográfico

Fuente: Autoría Propia, (noviembre 2018)

6.2 Información Secundaria

6.2.1 Observaciones de campo y verificaciones.

Se realizó una investigación de campo en la cual se acudió a las secretarías de planeación de los municipios de Ricaurte- Cundinamarca y Carmen De Apicala- Tolima para solicitar la información correspondiente con el diseño y construcción del puente el paso del Fusagasugá, pero en las dos entidades manifestaron no contar con la documentación por que no habían

participado en ninguna de las etapas de diseño y construcción, que la entidad encargada de desarrollar este proyecto fueron las fuerzas armadas específicamente por el batallón de ingenieros de apoyo, donde logramos contactar al aun ingeniero militar que desarrollo actividades de dirección

6.2.2 Investigación De Los Diseños Iniciales.

Gracias a una investigación de campo y al interés de un habitante del sector que se ha interesado por la problemática que afecta su vivienda, compilando toda la información a través del tiempo llevando consigo registro fotográfico y datos de contacto de profesionales que han intervenido la estructura del puente del Fusagasugá el paso desde la construcción hasta diagnósticos posteriores.

Dentro de la información logramos obtener: información técnica como, presupuestos estados financieros, actas de obra a cargo de la dirección de ingenieros militares, cálculos estructurales a cargo de la empresa Cuellar, Serrano y Gómez CIA. LTDA. Planos estructurales: plantas, cortes, detalles y registro fotográfico del proceso constructivo.

6.2.3 Diseño geométrico.

Tomando como referencia los planos obtenidos utilizados en su proceso de construcción en los cuales se pueden evidenciar las dimensiones de la estructura y los elementos de nuestro

puente y el levantamiento topográfico realizado en nuestro análisis, se pueden hacer una evaluación de diseño geométrico y la estructura actual.

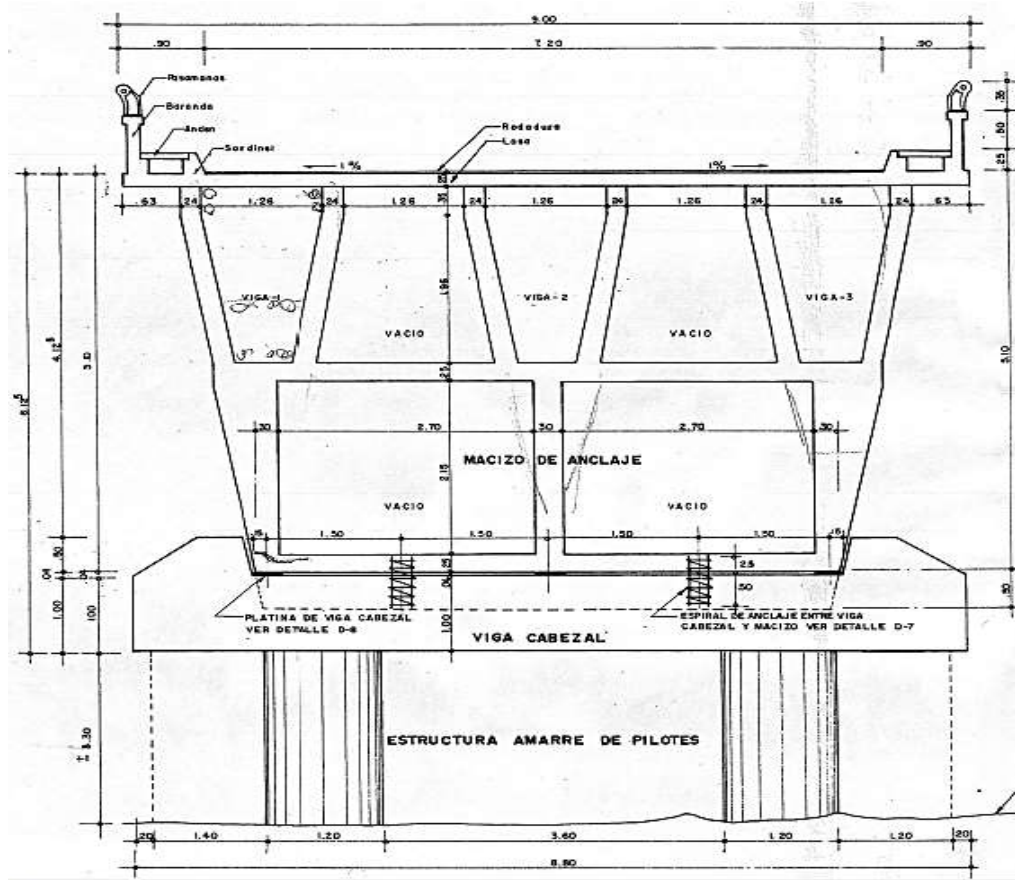


Figura 18. Diseño Geométrico – Puentes El Paso De Fusagasugá

Fuente: Dirección De Urbanismo Secretaria De Planeación Alcaldía de Ricaurte (2018)

Cuadro 2. Especificaciones técnicas.

Diseño	Estado Actual
Macizos de anclaje: 3000PSI	Macizos de anclaje: 3000PSI
Dovelas: 5000PSI	Dovelas: 5000PSI
Plaquetas de anden: 3000PSI	Plaquetas de anden: 3000PSI
Guardarruedas en concreto: 3000PSI	Guardarruedas en concreto: 3000PSI
Barandas en concreto: 3000PSI	Barandas en concreto: 3000PSI
Pasamanos: METÁLICO	Pasamanos: METÁLICO
Tablero en concreto: 3000PSI	Tablero en concreto: 3000PSI
Diafragmas, cuñas, depresores y sellos centrales: 5000PSI	Diafragmas, cuñas, depresores y sellos centrales: 5000PSI

6.3 Información Primaria

6.3.1 Inspección general.

A partir del mes de noviembre del año 2017 se han realizado periódicamente una serie de visitas al puente el paso del Fusagasugá, donde se han registrado fotográficamente los daños

presentados en la estructura del puente y también la afectación que han sufrido las edificaciones vecinas y vías aledañas. Registrando inicialmente que el paso por el puente se encuentra restringido para vehículos. Sin embargo, se evidencia el tránsito continuo de motocicletas las cuales no generan ningún tipo de vibraciones considerables a la estructura.

Inicialmente se realizó una inspección a pie por la superficie del puente, según el manual para la inspección visual de pavimentos flexible del INVIAS, donde se tomó el registro fotográfico y se descendió al río hasta la estructura de amarre pilotes donde se logró visualizar la parte inferior de las vigas y las fallas presentadas en ellas. Se realizaron visitas periódicas donde se pretendía observar deflexiones y desplazamientos, el 25 de julio del 2018 se evidenció una falla presentada en la baranda derecha en el K0+045 y a partir de este movimiento se inicia un control mensual por medio de fisurometros en varios puntos de la estructura de la vía del puente tomando datos los días 19 de noviembre del 2018, 19 de diciembre de 2018 y 19 de enero de 2019. Donde no se presentó ningún movimiento y no se pudo continuar con las lecturas por que no se encontraron los fisurometros en los lugares ubicados. También se obtuvo registro fotográfico de las afectaciones que han sufrido las construcciones vecinas al puente en temporada de lluvia, registro fotográfico del 25 de julio de 2018.



Figura 19. Puente El Paso Sentido Ricaurte- Carmen de Apicalá

Fuente: Autoria Propia (julio 2018)

++

Figura . 20 Grietas++

Fuente:++

6.3.2 Evaluación de agentes externos.

Dentro de las condiciones externas que se pueden tener en cuenta para lograr conocer las causas que llevaron a la estructura del puente el Fusagasugá del paso a fallar, se encuentran los siguientes:

Restos De La Estructura Del Puente Anterior

En las visitas periódicas realizadas al puente del paso del Fusagasugá para realizar nuestro estudio, se evidencio la presencia de una estructura en el canal del rio en su costado izquierdo

sentido Bogotá – Girardot aguas abajo, esta estructura se logra evidenciar cuando el nivel del río es bajo y no se presentan temporadas de lluvias.



Figura 21 Estructura Del Anterior Puente Construido

Fuente: Autoria Propia (agosto 2018)

Protección taludes laterales (Enrocado)

Según información suministrada por la comunidad y la secretaria de obras públicas del municipio de Ricaurte el ingeniero Juan Pablo Ávila estas obras de protección al talud fueron realizadas por la Corporación Autónoma Regional CAR aproximadamente en el año 2009, cuyas obras se extendieron aguas abajo desde el Puente El Fusagasugá El Paso hasta la vereda San Martín del municipio de Ricaurte. Realizando obras de protección al talud del costado derecho del río sentido Bogotá-Girardot, donde se realizaron obras de enrocado para proteger la superficie del lecho de la acción erosionadora del agua cuando trae una velocidad considerable. En el siguiente registro fotográfico se puede evidenciar que en el costado derecho del lecho del río se

ha presentado un desgaste considerable a por lo cual se presume la CAR tomo medidas preventivas.



Figura 22. Protección A Taludes Laterales En La Base Del Punte

Fuente: Dirección De Urbanismo Alcaldía De Ricaurte (2019)

Se puede presumir que como consecuencia de la presencia de los restos del puente anterior que se encuentran ubicados en el costado izquierdo del canal del rio sentido aguas abajo Bogotá -Girardot el cauce del rio Sumapaz toma una dirección hacia el costado derecho ganando velocidad y generando esta afectación al lecho derecho del rio aguas abajo.

6.3.3 Inspección por elementos.

Subestructura. Los elementos que componen la subestructura requeridos para soportar la superestructura y la calzada del puente el Fusagasugá El Paso son los siguientes:

Pilotes. Los pilotes que soportan la estructura del puente y hacen parte de la cimentación del puente se encuentran distribuidos de la siguiente manera Margen Derecha: 6 pilotes de 11mts de longitud con $\Phi= 1.20\text{mts}$. Y Margen izquierda: 6 pilotes de 23mts de longitud con $\Phi= 0.90\text{mts}$.



Figura 23. Pilotes

Fuente: Autoria Propia (octubre 2018)

Estado actual: En el margen derecho se evidencian 4 pilotes debido a la socavación por el río Sumapaz.

Diagnóstico: Se puede presumir que los pilotes no presentan fallas y que pueden ser eficientemente funcionales.

6.4 Estructuras amarre de pilotes

Esta estructura en concreto en la cual se prolongan los refuerzos de acero de los pilotes hasta la viga cabezal y que se fundió de forma masiva con un ancho de 8,80mts con una altura de 3,30mts.

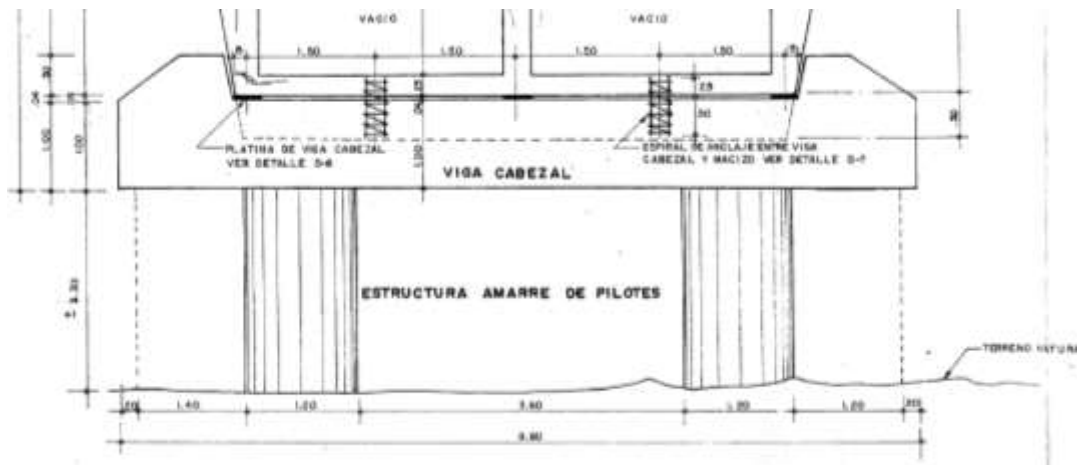


Figura 24. Diseño Geométrico De La Estructura Amarre De Pilotes

Fuente: Dirección De Urbanismo Secretaria De Planeación Alcaldía de Ricaurte (2018)

Costado derecho – Ricaurte, Cundinamarca



Figura 25. Base Costado Derecho

Fuente: Autoria Propia (octubre 2018)

Costado Izquierdo – Carmen De Apicala, Tolima



Figura 26 Base Costado Izquierdo

Fuente: Autoria Propia (octubre 2018)

Estado actual: Como se pudo evidenciar en las visitas de campo la estructura de amarre de los pilotes en condiciones generales no se evidencia fisuras ni grietas, solo se puede observar hormigueros que se pueden asumir se presentaron por falta de vibración del concreto en el vaciado del mismo y/o líneas entre capas es decir líneas horizontales presentes en la superficie del concreto, que indican la frontera entre distintos tiempos de colocación, aun en un mismo vaciado. También se registra Rebaba en proyecciones delgadas y lineales de concreto que se presenta entre los espacios y uniones de formaletas y de la formaleta cuando parte del mortero presente en la mezcla logra pasar a través de éstas.

Diagnóstico: Estas estructuras tanto las del costado derecho como el costado izquierdo no presenta fallas, aparte de las características descritas en el estado actual las cuales se presentan desde el momento de la fundida, adicional a la inspección visual se le realizo la prueba del esclerómetro a esta estructura la cual genero resistencia del concreto 3000PSI.

6.5 Viga Cabezal

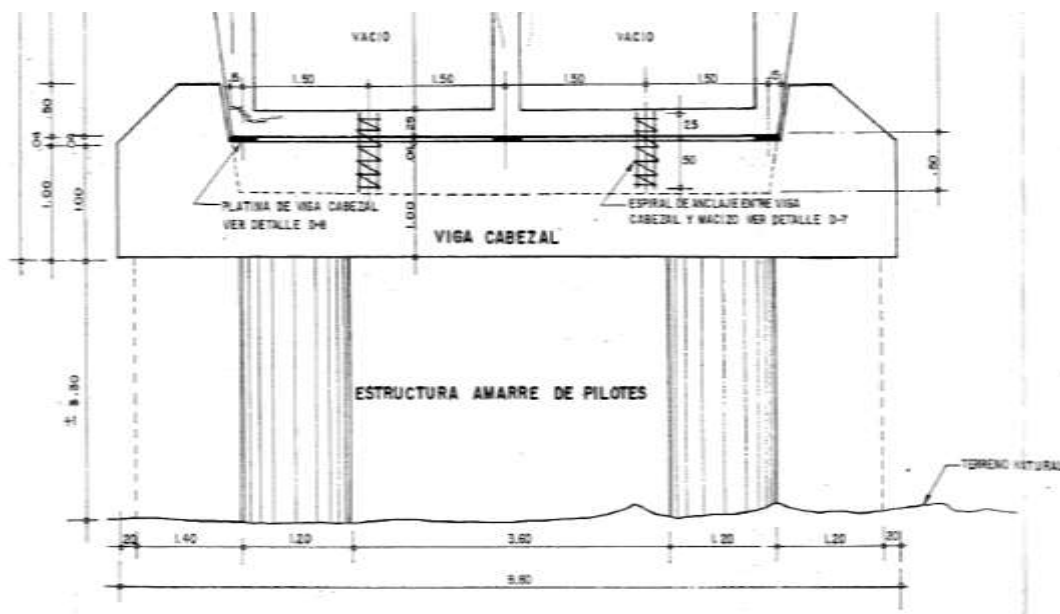


Figura 27 Diseño Geométrico Viga Cabezal

Fuente: Dirección De Urbanismo Secretaria De Planeación Alcaldía de Ricaurte (2018)

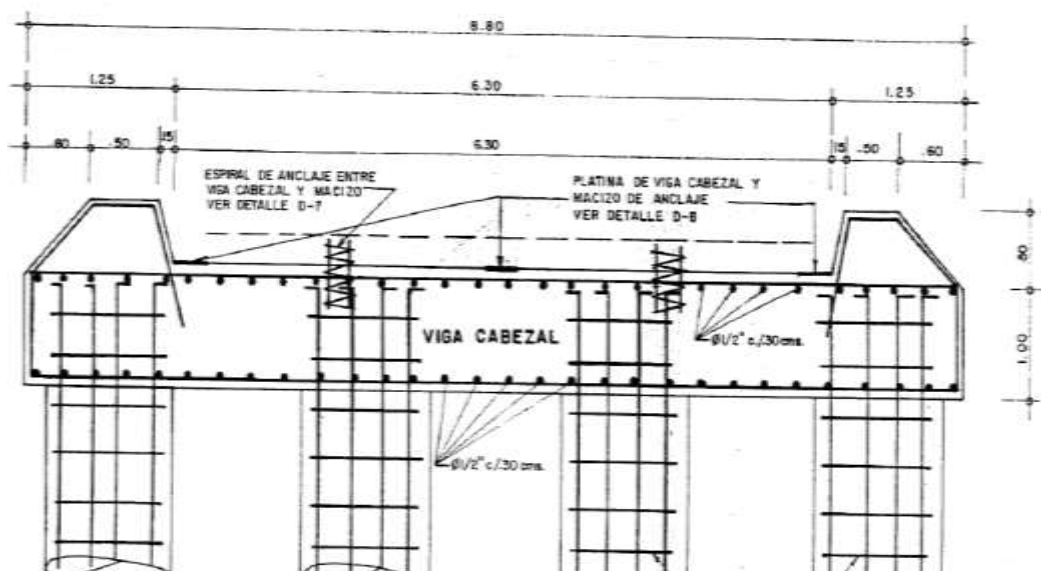


Figura 28. Diseño Geométrico Viga Cabezal

Fuente: Dirección De Urbanismo Secretaria De Planeación Alcaldía de Ricaurte (2018)



Figura 29. Viga Cabezal

Fuente: Autoria Propia (octubre 2018)

Estado actual: se logran apreciar grietas verticales en el costado izquierdo de la viga cabezal ubicada en el municipio de Ricaurte, pero en la parte frontal no se logra apreciar algún tipo de falla, en cuanto a la viga cabezal ubicada en el Carmen de Apicalá no se aprecian grietas, tanto en los costados como en la parte frontal asumiendo que esta se encuentra en buen estado.

Diagnóstico: las grietas que se observan en la viga cabezal pueden ser producto de la fuerza que está ejerciendo el macizo de anclaje sobre esta estructura.

6.6 Macizo De Anclaje



Figura 30. Diseño Geometrico Macizo De Anclaje

Fuente: Dirección De Urbanismo Secretaria De Planeación Alcaldía de Ricaurte (2018)

Macizo de anclaje derecho sector Ricaurte



Figura 31. Descascaramiento De Concreto En La Base

Fuente: Autoría Propia (noviembre 2019)

Estado actual: en el momento de la inspección no se logran apreciar grietas en ninguna de las dos estructuras, pero el macizo de anclaje ubicado en el municipio de Ricaurte presenta descascaramiento del concreto en la parte frontal inferior donde se une con la parte superior de la viga cabezal.

Diagnóstico: esto puede ser producto de la fuerza que actúa la tierra en la parte posterior del macizo de anclaje, puesto que en la vía se puede apreciar que la capa asfáltica presenta grietas y desplazamiento, cabe mencionar que los ensayos tanto de fenolftaleína como de esclerometría fueron positivos.

6.7 Muro De Ala

Los muros de ala son una pared lateral del muro de retención o vástago diseñado para ayudar a limitar el suelo detrás del estribo



Figura 32. Fractura En Muro De Ala

Fuente: Autoria Propia (noviembre 2018)

Estado actual: La pared lateral se encuentra construida en el costado del Carmen de Apicalá, este es un muro de 3.50mts de altura, 30mts de largo y un espesor de 0.25mts.

Diagnóstico: Durante la inspección visual se evidenció una grieta que divide el muro en dos partes, por el ancho de esta grieta se puede observar que no cuenta con el acero necesario para soportar la carga para la que fue diseñado.

7. Superestructura

La superestructura de un puente comprende todos los elementos de un puente arriba de los soportes y donde actúa la carga móvil.

7.1 Capa De Rodamiento

La capa de rodamiento es esa parte de la sección transversal de la losa que resiste el uso del tráfico. En este caso es una capa de 5 cm de asfalto.



Figura 33. Estado De La Capa De Rodamiento

Fuente: Autoria Propia (noviembre 2019)

Estado actual: Se encontraron fisuras longitudinales y transversales (FL, FT) en todo el puente, producidas por el esfuerzo de tensión a la cual fue sometida la capa asfáltica, por el tránsito continuo de vehículos.

7.2 Vigas



Figura 34. Estado de las Vigas (Dovelas)

Fuente: Autoria Propia (diciembre 2018)

Estado actual: El puente se compone por 3 vigas principales, las cuales se construyeron prefabricadamente con unas dimensiones de 2.45mts de altura, un ancho de 1.62mts en la parte superior, 1mt en la parte inferior y 1.90mts de largo, alcanzando así la suma de 26 dovelas por cada viga y un total de 78 dovelas para la construcción del puente.

La unión entre la dovela 18 y 19 del costado derecho sentido Ricaurte - Carmen de Apicalá, presenta una grieta de aproximadamente 4cm de ancho encontrándose a lo largo de toda la unión llegando hasta la parte superior de la baranda.

Diagnóstico: las grietas que se encontraron en la unión de una dovela y otra son producto de la fuerza de empuje del macizo de anclaje el cual hace que en la parte superior (baranda) la estructura se comprima haciendo que el acero de refuerzo se deforme, mientras que en la parte inferior en la unión de las dovelas estas se separan como se puede apreciar en el registro fotográfico, se evidenciaron además grietas entre las dovelas y el apoyo del puente en el costado del Carmen de Apicalá, se observa que este tipo de falla se presenta por la acción de un esfuerzo cortante, también llamado cizallamiento la cual desarrolla un cuerpo como respuesta a una fuerza cortante y que es tangencial a la superficie sobre la que actúa, producto de esta falla se logra evidenciar el acero retorcido producto de los constantes movimientos que presenta el puente.

7.3 Andenes Y Bordillos



Figura 35 Estado Andenes Y Bordillos

Fuente: Autoria Propia (noviembre 2018)

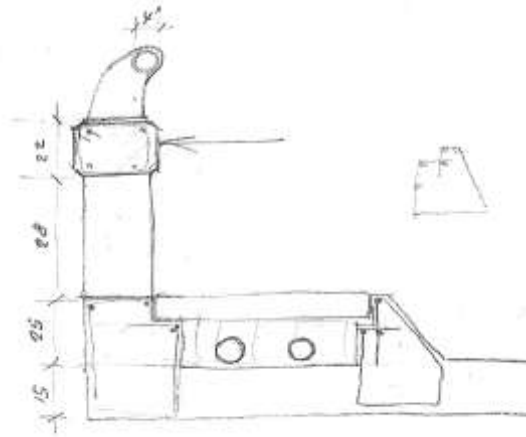


Figura . 36 Diseño Andenes y Bordillos

Fuente: Dirección de Urbanismo Alcaldía de Ricaurte (2018)

Estado actual: Estos se encuentran construidos a lo largo de todo el puente, con un ancho de 0.90mts, bajo estos se encuentra construido el drenaje de aguas lluvia del puente.

Diagnóstico: estos presentan grietas tanto verticales como horizontales, producto de los movimientos de la estructura, en el ensayo de fisuometría se pudo constatar que se encuentran pasivamente inactivas.

7.4 Barandas



Figura.37 Evidencia de daño producido sobre la baranda del puente

Fuente. Imagenes propias (octubre 2019)

Estado actual: estas tienen una altura de 0.80 metros de altura, con 0.55 metros construidos en concreto y 0.25 metros en una baranda de metal la cual no se puede apreciar en el registro fotográfico puesto que esta se la están llevando para su venta por chatarra.

Diagnóstico: Se evidenciaron grietas a lo largo de toda la baranda del puente, en especial una en la parte central en el costado derecho sentido Ricaurte – Carmen de Apicalá, la cual presenta una falla por compresión debido a que el puente en este sector está descendiendo con respecto al otro costado, haciendo que el acero se retorciera dejándolo expuesto, ocasionando además la deformación de toda la parte superficial del puente.

7.5 Diafragma

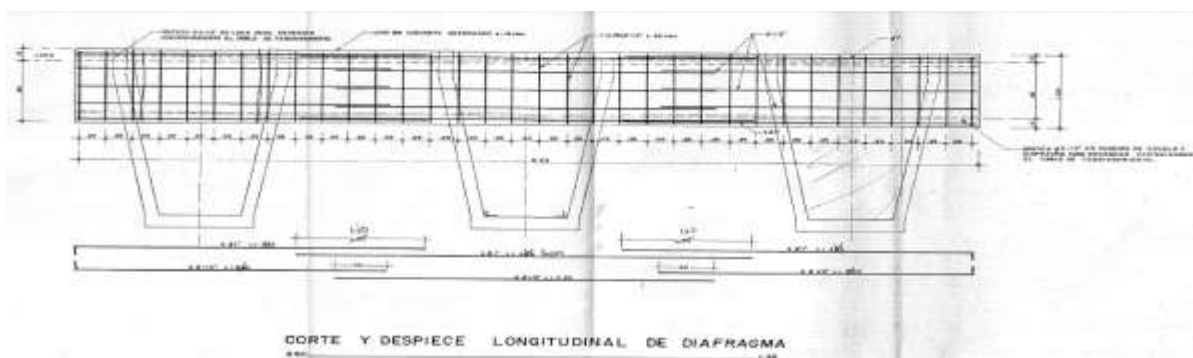


Figura.38 Corte y despiece Longitudinal de diafragma

Fuente. Dirección De Urbanismo ALCALDIA DE RICAURTE



Figura. 39 Vista de Diafragma desde parte inferior de puente

Fuente. Autoría Propia (octubre 2019)

Estado actual: durante la inspección se encontró la construcción de 5 diafragmas con una separación de 10 metros aproximadamente entre ellos, estos están ubicados horizontalmente en la parte superior de las vigas, cuentan con una altura de 1 metro y 0.20 metros de espesor, cumpliendo la función de dar estabilidad al puente uniendo las 3 vigas y dando soporte a la placa.

7.6 Cables tensores en acero

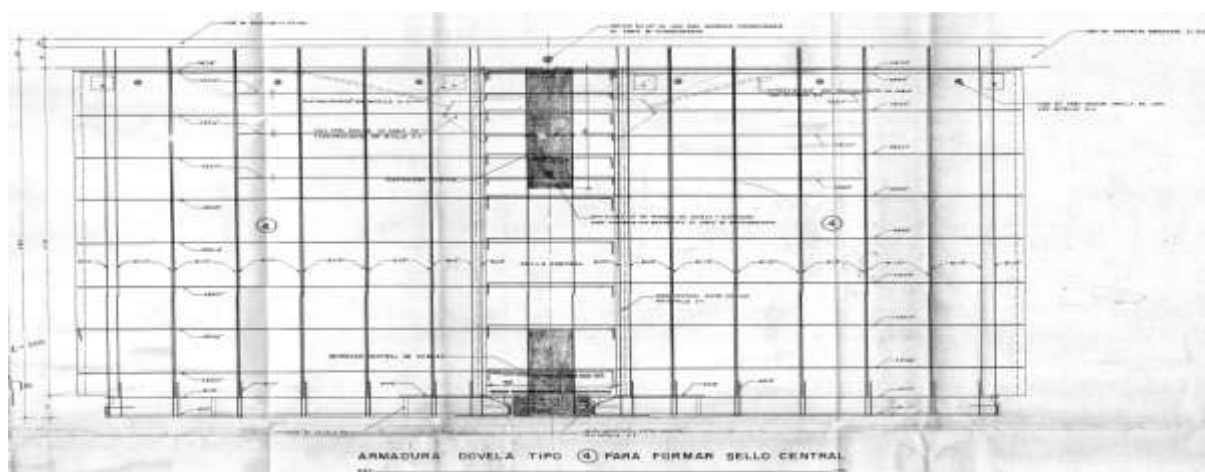
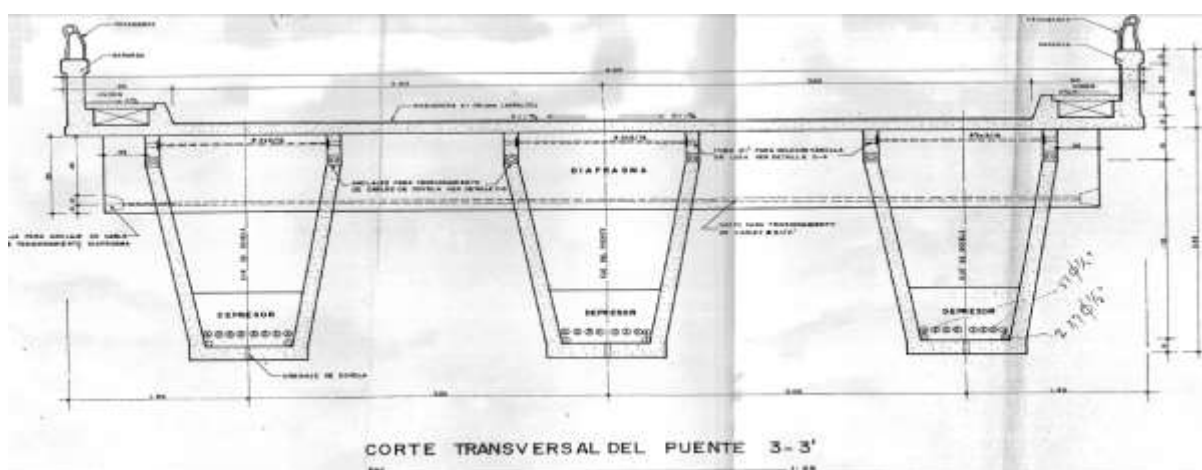


Figura. 39 Corte transversal de puente.

Fuente. Dirección De Urbanismo Alcaldía De Ricaurte.



Figura .40 Cables de acero instalados en el interior de las vigas

Fuente. Imagen propia (octubre 2019)

Estado actual: en la inspección se encontraron 8 cables en acero de 3 pulgadas de diámetro los cuales estaban protegidos por una tubería en plástica, en los planos se puede apreciar que dentro de las dovelas se construyó un sistema el cual da soporte a los cables dando estabilidad e impidiendo que este caída, se presume que estos se encuentran contruidos en los mismos puntos donde se construyeron los diafragmas, se dificultó tener un dato exacto de esto puesto que no se contó con el permiso para ingresar a este sector.

8. Ensayos No Destructivos

Se realizaron ensayos no destructivos al puente del Fusagasugá el paso para poder obtener información precisa de la calidad de la resistencia del concreto, y lograr conocer así si los elementos estructurales han conservado sus condiciones de diseño y se encuentran en buen estado o si han sido afectados por agentes externos. Los elementos a los cuales se les realizaron los ensayos son los que cuentan con un fácil acceso como: vigas, macizo de anclaje, viga cabezal y estructura amarre de pilotes. se les realizo el ensayo de martillo de rebote y ensayo de fenolftaleína.

Por otra parte se realizó la inspección visual del pavimento asfaltico teniendo en cuenta el manual para la inspección visual del pavimento flexible del INVIAS. También realizamos un seguimiento periódico a algunas grietas que presenta el puente para poder lograr identificar si se registra algún movimiento en la estructura.

8.1 Ensayo del martillo de rebote

Este ensayo fue realizado el 12 de abril del año 2019, realizando una cuadrícula de 4 x 4 donde se tomaron 16 puntos por muestra en los elementos principales de los dos pilares del puente, tomando nota de todas las lecturas registrándolas para luego realizar el promedio de las mismas y con este promedio de todos los valores se entra en la tabla de conversión del equipo y teniendo en cuenta el Angulo con el cual se hizo la lectura se busca en la tabla la resistencia en

kg/cm² y posteriormente se hace la conversión a y así se logra obtener la resistencia del concreto de los siguientes elementos:

COSTADO DERECHO / VEREDA EL PASO - RICAURTE CUNDINAMARCA									
		Medida a 90°							
		42	40	38	41	39	40	41	44
		39	42	44	38	39	44	42	44
		40	42	44	42	38	37	39	40
		40	38	39	40	41	44	38	35
PROMEDIO: 41				PROMEDIO: 40					
ELEMENTO: Estructura Amarre De Pilotes		Registro Fotografico		RESISTENCIA PSI: 5369 PSI				RESISTENCIA PSI: 5298 PSI	

Cuadro 3. Estructura Amarre De Pilotes.

Lectura	Kg/cm ²	Mpa	PSI	Lectura	Kg/cm ²	Mpa	PSI
42	400	39.23	5689	39	350	34.32	4978
40	370	36.28	5262	40	370	36.28	5262
38	340	33.34	4836	41	380	33.34	5405
41	380	33.34	5405	44	430	42.17	6116
39	350	34.32	4978	39	350	34.32	4978
42	400	39.23	5689	44	430	42.17	6116
44	430	42.17	6116	42	400	39.23	5689
38	340	33.34	4836	44	430	42.17	6116
40	370	36.28	5262	38	340	33.34	4836
42	400	39.23	5689	37	320	31.38	4551
44	430	42.17	6116	39	350	34.32	4978
42	400	39.23	5689	40	370	36.28	5262

Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI	Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI
40	370	36.28	5262	41	380	33.34	5405
38	340	33.34	4836	44	430	42.17	6116
39	350	34.32	4978	38	340	33.34	4836
40	370	36.28	5262	35	290	28.44	4125
PROMEDIO	378	36.77	5369	PROMEDIO	373	36.04	5298

COSTADO DERECHO / VEREDA EL PASO - RICAURTE CUNDINAMARCA									
		MEDIDA: A 90°							
		39	40	41	42	35	38	40	48
		44	43	39	40	44	46	44	40
		37	36	35	44	39	39	39	40
		40	39	42	40	40	40	38	38
		40				41			
ELEMENTO: Viga Cabezal	Registro Fotografico	RESISTENCIA PSI: 5254 PSI				RESISTENCIA PSI: 5365 PSI			

Cuadro 4. Viga Cabezal.

Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI	Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI
39	350	34.32	4978	35	290	28.44	4125
40	370	36.28	5262	38	340	33.34	4836
41	380	33.34	5405	40	370	36.28	5262
42	400	39.23	5689	48	500	49.03	7111
44	430	42.17	6116	44	430	42.17	6116
43	420	41.19	5974	46	465	45.60	6614
39	350	34.32	4978	44	430	42.17	6116
40	370	36.28	5262	40	370	36.28	5262

Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI	Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI
37	320	31.38	4551	39	350	34.32	4978
36	310	30.40	4409	39	350	34.32	4978
35	290	28.44	4125	39	350	34.32	4978
44	430	42.17	6116	40	370	36.28	5262
40	370	36.28	5262	40	370	36.28	5262
39	350	34.32	4978	40	370	36.28	5262
42	400	39.23	5689	38	340	33.34	4836
40	370	36.28	5262	38	340	33.34	4836
PROMEDIO	369	35.98	5254	PROMEDIO	377	36.99	5365

COSTADO DERECHO / VEREDA EL PASO - RICAURTE CUNDINAMARCA		MEDIDA: A 90°							
		38	38	39	40	35	36	38	40
		41	44	42	42	40	42	42	40
		42	40	41	38	41	40	40	42
		44	45	46	38	42	40	41	42
		41				40			
ELEMENTO: Viga-3	Registro Fotografico	RESISTENCIA PSI: 5498 PSI				RESISTENCIA PSI: 5262 PSI			

Cuadro 5. Viga-3.

Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI	Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI
38	340	33.34	4836	35	290	28.44	4125
38	340	33.34	4836	36	310	30.40	4409
39	350	34.32	4978	38	340	33.34	4836
40	370	36.28	5262	40	370	36.28	5262
41	380	33.34	5405	40	370	36.28	5262

Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI	Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI
44	430	42.17	6116	42	400	39.23	5689
42	400	39.23	5689	42	400	39.23	5689
42	400	39.23	5689	40	370	36.28	5262
42	400	39.23	5689	41	380	33.34	5405
40	370	36.28	5262	40	370	36.28	5262
41	380	33.34	5405	40	370	36.28	5262
38	340	33.34	4836	42	400	39.23	5689
44	430	42.17	6116	42	400	39.23	5689
45	450	44.13	6400	40	370	36.28	5262
46	465	45.60	6614	41	380	33.34	5405
38	340	33.34	4836	42	400	39.23	5689
PROMEDIO	387	37.42	5498	PROMEDIO	370	35.79	5262

Costado Izquierdo

COSTADO IZQUIERDO / VEREDA CAÑAVERALES - CARMEN DE APICALA TOLIMA															
				Medida a 90°											
								40	40	40	42	41	41	39	38
								42	39	38	42	41	40	39	38
								44	42	41	40	38	39	41	44
								42	44	40	41	42	40	40	39
								41				40			
ELEMENTO: Estructura Amarre De Pilotes				Registro Fotografico				RESISTENCIA PSI: 5476 PSI		RESISTENCIA PSI: 5227 PSI					

Cuadro 6. Estructura Amarre De Pilotes.

Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI	Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI
40	370	36.28	5262	41	380	33.34	5405
40	370	36.28	5262	41	380	33.34	5405
40	370	36.28	5262	39	350	34.32	4978
42	400	39.23	5689	38	340	33.34	4836
42	400	39.23	5689	41	380	33.34	5405
39	350	34.32	4978	40	370	36.28	5262
38	340	33.34	4836	39	350	34.32	4978
42	400	39.23	5689	38	340	33.34	4836
44	430	42.17	6116	38	340	33.34	4836
42	400	39.23	5689	39	350	34.32	4978
41	380	33.34	5405	41	380	33.34	5405
40	370	36.28	5262	44	430	42.17	6116
42	400	39.23	5689	42	400	39.23	5689
44	430	42.17	6116	40	370	36.28	5262
40	370	36.28	5262	40	370	36.28	5262
41	380	33.34	5405	39	350	34.32	4978
PROMEDIO	385	37.27	5476	PROMEDIO	368	35.06	5227

COSTADO IZQUIERDO / VEREDA CAÑAVERALES - CARMEN DE APICALA TOLIMA									
		Medida a 90°							
		38	38	40	40	39	39	41	41
		40	42	40	38	42	41	40	40
		39	42	38	39	39	42	42	37
		40	41	42	44	38	39	38	37
		40				40			
ELEMENTO: Macizo De Anclaje		Registro Fotografico		RESISTENCIA PSI: 5262 PSI				RESISTENCIA PSI: 5156 PSI	

Cuadro 7. Macizo De Anclaje.

Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI	Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI
38	340	33.34	4836	39	350	34.32	4978
38	340	33.34	4836	39	350	34.32	4978
40	370	36.28	5262	41	380	33.34	5405
40	370	36.28	5262	41	380	33.34	5405
40	370	36.28	5262	42	400	39.23	5689
42	400	39.23	5689	41	380	33.34	5405
40	370	36.28	5262	40	370	36.28	5262
38	340	33.34	4836	40	370	36.28	5262
39	350	34.32	4978	39	350	34.32	4978
42	400	39.23	5689	42	400	39.23	5689
38	340	33.34	4836	42	400	39.23	5689
39	350	34.32	4978	37	320	31.38	4551
40	370	36.28	5262	38	340	33.34	4836
41	380	33.34	5405	39	350	34.32	4978
42	400	39.23	5689	38	340	33.34	4836
44	430	42.17	6116	37	320	31.38	4551

Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI	Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI
PROMEDIO	370	36.04	5262	PROMEDIO	363	34.81	5156

COSTADO IZQUIERDO / VEREDA CAÑAVERALES - CARMEN DE APICALA TOLIMA									
		Medida a 90°							
		39	39	38	39	44	40	42	44
		41	38	39	40	42	41	41	44
		41	40	44	39	42	40	42	40
		41	40	37	42	40	42	44	41
40				42					
ELEMENTO: Viga-1				Registro Fotografico				RESISTENCIA PSI: 5182 PSI	RESISTENCIA PSI: 5636 PSI

Cuadro 8. Viga-1.

Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI	Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI
39	350	34.32	4978	44	430	42.17	6116
39	350	34.32	4978	40	370	36.28	5262
38	340	33.34	4836	42	400	39.23	5689
39	350	34.32	4978	44	430	42.17	6116
41	380	33.34	5405	42	400	39.23	5689
38	340	33.34	4836	41	380	33.34	5405
39	350	34.32	4978	41	380	33.34	5405
40	370	36.28	5262	44	430	42.17	6116
41	380	33.34	5405	42	400	39.23	5689
40	370	36.28	5262	40	370	36.28	5262
44	430	42.17	6116	42	400	39.23	5689
39	350	34.32	4978	40	370	36.28	5262

Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI	Lectura	Kg/cm2	Mpa	PSI
41	380	33.34	5405	40	370	36.28	5262
40	370	36.28	5262	42	400	39.23	5689
37	320	31.38	4551	44	430	42.17	6116
42	400	39.23	5689	41	380	33.34	5405
PROMEDIO	364	35	5182	PROMEDIO	396	38.12	5636

8.2 Ensayo de la fenolftaleína

Este ensayo se realizó con la finalidad de determinar la profundidad del frente de carbonatación en el concreto de los elementos inspeccionados. El ensayo se realizó con la solución de fenolftaleína obtenida en el laboratorio Roda Químicos S.A.S ubicado en la ciudad de Bogotá en la calle 14 No. 14-13. Con esto se procedió a realizar el ensayo en cada pilar del puente cerca de la cuadrícula demarcada donde se realizó el ensayo del esclerómetro para poder posteriormente realizar el cálculo de corrección al resultado de obtenido con el martillo de rebote.

Ensayo de fenolftaleína que se realizó al puente vehicular el paso, en distintas parte de la estructura que lo compone.



Figura. 41 Barandas del puente rociadas con Fenolftaleína

Fuente. Imágenes Propias (febrero 2019)



Figura. 42 Parte de Macizo de Anclaje rociado con Fenolftaleína

Fuente. Imágenes Propias (febrero 2019)

El día 20 de abril de 2019 se realizó el debido ensayo de fenolftaleína al puente, donde de manera muy cuidadosa se realizaron las perforaciones con una maceta y un cincel, a una profundidad aproximada de 3cm para garantizar que el ensayo fuese lo más verídico posible, ya que la fenolftaleína se aplicó en la superficie de las barandas del puente y no mostró ningún efecto, una vez se aplicó en las partes expuestas (macizo de anclaje) y transcurridos aproximadamente 2 minutos se pudo observar que el concreto empieza a tomar una tonalidad

entre rosada y fucsia, lo cual indica que el pH del concreto se encuentra en un estado óptimo, en el caso de no mostrar la tonalidad previamente obtenida hubiese sido este un factor influenciado para el deterioro de la estructura del puente.**

8.2.1 Costado Derecho- Vereda El Paso, Municipio de Ricaurte – Cundinamarca.

Paso 1: Se realizaron golpes constantes y fuertes con un martillo hasta lograr romper el concreto y poder profundizar en el mismo e ir rociando la solución de fenolftaleína hasta obtener el color fucsia esperado.



Figura. 43 Parte de Macizo de Anclaje rociado con Fenolftaleína (Ricaurte)

Fuente. Autoría Propia (febrero 2019)

Paso 2: luego de obtener la coloración fucsia que nos indica encontrar concreto con un pH > 6 es decir un concreto sano sin afectación de la carbonatación, se procede a medir con un testigo la profundidad en la que se encuentra el concreto en buenas condiciones.



Figura. 44 Muestra de profundidad

Fuente. Autoría Propia (febrero 2019)

Paso 1: Se realizaron golpes constantes y fuertes con un martillo hasta lograr romper el concreto y poder profundizar en el mismo e ir rociando la solución de fenolftaleína hasta obtener el color fucsia esperado.

Paso 2: luego de obtener la coloración fucsia que nos indica encontrar concreto con un $\text{pH} > 6$ es decir un concreto sano sin afectación de la carbonatación, se procede a medir con un testigo la profundidad en la que se encuentra el concreto en buenas condiciones.

8.2.2 Costado izquierdo-Vereda Cañaverales, Municipio Carmen De Apicala– Tolima.





Figura .45 Parte de Macizo de Anclaje rociado con Fenolftaleína (Cañaverales)

Fuente. Autoría Propia (octubre 2019)

8.3 Fisurometria

Durante el ensayo de fisurimetría se escogieron dos puntos críticos que presentan grietas que oscilan entre los 2mm y los 5mm, además la instalación se hace en costados opuestos del puente para así verificar si en alguno de los costados este sigue presentando movimientos o si por lo contrario este ha dejado de hacerlo.

El ensayo realizado con los fisuómetros tuvo una duración de 2 meses, en los que se pudo observar que tanto el fisuómetro denominado numero 9 ubicado en el andén del costado izquierdo sentido Carmen de Apicalá – Ricaurte, y el fisuómetro denominado numero 7 ubicado sobre una de las grietas presentadas en la parte superior de la baranda ubicada en el costado derecho sentido Carmen de Apicalá – Ricaurte, no presentaron aumento en el ancho de la fisura ya señalada que oscila entre los 2mm y los 5mm, por lo que se observa que es algo positivo tanto para la población que vive a su alrededor como para los peatones que circulan sobre el mismo.

<p>Fisurómetro 9 instalado el 19 de noviembre de 2018 sobre una de las grietas presentadas en el andén del costado izquierdo sentido Carmen de Apicalá – Ricaurte.</p>	<p>Fisurómetro 7 instalado el 19 de noviembre de 2018 sobre una de las grietas presentadas en la parte superior de la baranda ubicada en el costado derecho sentido Carmen de Apicalá – Ricaurte.</p>
	

Revisión realizada el 19 de diciembre de 2018



Revisión realizada el 19 de diciembre de 2018



Revisión realizada el 19 de enero de 2019



Revisión realizada el 19 de enero de 2019



9. Conclusiones

Gracias a esta investigación, se ha logrado dar respuesta al cuestionamiento de la necesidad si era viable el arreglo o la recuperación del puente vehicular el paso del Fusagasugá para el bienestar de las comunidades cercanas, a través de inspecciones visuales y mediante la exposición de imágenes y fotografías detalladas de los elementos que lo constituyen, además la realización de ensayos no destructivos dar el diagnóstico y sugerencias acerca de las fallas. De las inspecciones visuales se tienen las siguientes conclusiones:

- ❖ La unión en la parte inferior entre el macizo de anclaje y el puente (dovelas o vigas) en el costado del Carmen de Apicalá, presenta una falla por corte debido a la sobrecarga a la cual fue sometida.

- ❖ Las uniones entre las dovelas o vigas presentan grietas a lo largo de las tres vigas que componen la estructura.

- ❖ En la cimentación se observa que unos de los extremos se desplaza por motivo de la ruptura de los vértices de los apoyos y del amortiguamiento del cabezote del puente, esto hace que se genere un cizallamiento longitudinal como transversal según las fotos suministradas en este proyecto, cabe mencionar que esta falla se presentó en el pilar que se encuentra en el costado de Ricaurte.

- ❖ El puente cuenta con 12 pilotes, 6 en cada costado del puente, los cuales gracias a la socavación del río en el costado derecho (Ricaurte), se puede apreciar que estos se encuentran en buen estado sin presencia de grietas.

- ❖ Las barandas del puente presentan grietas a lo largo del puente, tanto longitudinales como verticales, en la parte de los pasamanos en su gran mayoría no existe, esto producto de los constantes robos.

- ❖ La viga cabezal en los dos costados del puente presentan grietas verticales en diversas partes, indicando una falla por compresión.

De los ensayos no destructivos se tiene que:

- ❖ El 10% del área total estudiada con fenolftaleína estaba carbonatada, mientras el 90% restante se tornó fucsia, el 10% corresponde a la parte superior de las barandas, y el 90% se reparten entre la viga cabezal, macizo de anclaje y vigas.

- ❖ Las grietas que fueron objeto de estudio durante 2 meses se encontraron pasivamente inactivas indicando que suspender el tránsito vehicular fue la mejor decisión esto con el fin de evitar un posible colapso.

❖ Durante el ensayo de esclerometría se pudo evidenciar que en cada uno de los putos que se tomaron datos, presentaron la resistencia esperada.

Para concluir, se puede decir que la falla del puente fue producto del mal uso del mismo ya que este fue producto de abusos en la cantidad de carga que podía soportar la estructura, ya que el diseño inicial fue para 14 toneladas pero teniendo en cuenta lo manifestado por la comunidad del sector, afirmaron que en ocasiones se parqueaban hasta 3 volquetas cargadas de material sobre el puente, en donde estas sumadas dan un peso de 60 toneladas aproximadamente lo cual fue el factor más influyente el cual insidió en el deterioro del puente, esta versión también fue suministrada por el secretario de planeación del municipio de Ricaurte el ARQ. José Fernelly Charry Prada.

10. Recomendaciones

Dentro de la investigación, no se contempló la realización de ensayos destructivos puesto que el mal estado de la estructura observado en cada una de las inspecciones realizadas, determinan que el puente no tendría una solución en cuanto a su reparación.

Es de vital importancia realizar la demolición de la superficie de rodamiento entre los apoyos del macizo de anclaje, ya que las personas circulan sobre ésta tanto en moto como en bicicleta, esto implica un riesgo ya que por el mal estado de esta estructura podría colapsar en cualquier momento ocasionando una tragedia para la región.

Para la solución de la problemática se propone la construcción de un puente isostático teniendo en cuenta las especificaciones ilustradas en el archivo propuesto por el Departamento Nacional De Planeación, el cual cuenta con su última actualización en el año 2017, pese a que los diseños propuestos en el documento muestran que son para luces entre 15, 25 y 35 metros, mediante estudios se pueden contemplar la posibilidad de construir un pilar central el cual de la estabilidad y seguridad suficiente al tratarse de un puente de 70 metros de largo.

Anexo A. Cantidades de obra

<u>CANTIDADES DE OBRA</u>		
<u>OBRA</u>	PUENTE EL PASO	<u>CONTRATANTE</u> : GOBERNACION CUNDINAMARCA.
<u>UNIDAD</u>	BINAP (BR-10)	
<u>ITEM</u>	<u>INFRAESTRUCTURA</u>	<u>CAPITULO</u> : <u>1 (CONCRETO 3.000 PSI)</u>
a.	<u>Pilotes</u>	
	(1) margen derecha :	
	6 pilotes de 11 mts. de longitud β 1.20 mts. = 76.65 M3.	
	(2) margen izquierda :	
	6 pilotes de 23 mts. $\times \beta$.90 = 87.79 M3.	
	SUB-TOTAL :	165 M3.
b.	<u>Vigas Cabezales</u>	
	(1) margen derecha	36.10 M3.
	(2) margen izquierda	<u>36.38 M3.</u>
	SUB-TOTAL	72.50 M3.
c.	<u>Mecizas aligeradas de anclaje</u>	
	(1) margen derecha	127.50 M3.
	(2) margen izquierda	<u>127.50 M3.</u>
	SUB-TOTAL	255 M3.
	TOTAL CAPITULO :	492.50
		<u>CAPITULO</u> : <u>2 (HIERRO REFUERZO)</u>
a.	<u>Pilotes (a-37)</u>	
	(1) margen derecha	72 β 1" \times 6 mts. 2.100 Kgs.
	6 \times 350 kgs/pilote	72 β 1/2" \times 4.28 mts.
	(2) margen izquierda	48 β 1" \times 6 mts. 1.345 Kgs.
	6 \times 230 kgs/pilote	72 β 1/2" \times 2.75 mt
		3.445 Kgs.
b.	<u>Vigas Cabezales (60.000 P.51)</u>	
	(1) margen derecha	
	60 1/2" \times 4.70 =	1.407,25

	4	-	1/2"	x	4.15	=
	24	-	3/4"	x	11.95	=
	24	-	3/4"	x	8.75	=
(2)	margen izquierda					<u>1,407.25</u>

2,814.5 Kgs.

c. Macizo aligerado de anclaje

(1)	margen derecha					
	ϕ	Cantidad	Longitud		Kgs.	
	1/2	212	10		2,120	
	1/2	118	3.80		448.4	
	1/2	136	6.50		884.0	
	1/2	600	3.00		1,800.0	
	1/2	100	7.40		740.0	
	1/2	100	2.30		230.0	
	1/2	200	2.60		520.0	
	1/2	100	6.70		670.0	
	1/2	72	7.02		505.44	
	1/2	72	6.50		468.0	
	1/2	105	2.60		273.0	
	1/2	98	3.00		<u>294.0</u>	
				8,952.9	= 8,955 Kgs.	
(2)	margen izquierda :					= <u>8,955 Kgs.</u>

17,910 Kgs.

RESUMEN INFRAESTRUCTURA

Concreto	(3,000 PSI)	492.50 M3.
Hierro	(A - 37)	3,445.0 Kgs.
	ϕ Peso	
	1"	2,861
	1/2"	584

Hierro (60,000 PSI) 20,725 Kgs.

	ϕ Peso	
1/2	18,504.30	Kgs.
3/4	2,220.70	id

Anexo B. Verificación del cálculo de la capacidad cortante de los pilotes (Junio/1980)

para: Sr. Capitán Diego Gantivo

HOJA

CUELLAR, SERRANO, GOMEZ Y CIA. LTDA.
ARQUITECTOS - INGENIEROS

OBRA PUENTE EL PASO
SECCION diseño canastas pilotes

FECHA Junio 25/80

crejes de manejo

6.00 mts.

1.00 mts.

50

flejes $\phi \frac{1}{2}$ " a 30, soldados en sus extremos, y apuntados al refuerzo longitudinal con soldadura

4 crejes de manejo $\phi \frac{1}{2}$ " soldados al refuerzo longitudinal

Soldadura corrida $\frac{1}{2}$ " x 4cm

DETALLE DE FABRICACION DE LAS CANASTAS

refuerzo longitudinal A37 soldable

diámetro flejes = diámetro perforación menos 15 cmts.

area hierro canasta = 0,5% de la sección del pilote, o sea:

para pilotes:	ϕ	sección	area hierro canasta	cantidad y ϕ hierro	peso canasta
	1.00	7,850 cm ²	39 cm ²	8 ϕ 1"	240 kg.
	1,20	11,310	56 cm ²	12 ϕ 1"	350 kg.

DIRECCION DE INGENIEROS MILITARES

PUENTE DE EL PASO

CARRETERA MELGAR-CARMEN DE APICALA

Verificación del cálculo de la capacidad portante de los pilotes de gran diámetro

$$P_{ult} = K_1 N_{cc} + K_2 f_1 N_q B + N_q f_2 D_f \quad (\text{Basic Soils Engineering - Hough})$$

a) margen derecha

estrat. portante = arena gruesa limosa gris a 11,00 mts
penetración = 20 golpes/pic (Sondeo No. 2) con $\phi = 30^\circ$

se desprecia el 1º término, correspondiente a acción de la cohesión.

de las tablas y columnas estratigráficas se deduce que:

$$K_e = 0,4; f_1 = 0,9 \text{ tons/m}^2; N_q = 20; B = 1,00$$

$$N_q = 25; f_2 = 0,9 \text{ tons/m}^2; D_f = 11 \text{ mts.}$$

$$\begin{aligned} \therefore P_{ult} &= 0,4 \times 0,9 \times 20 \times 1 + 25 \times 0,9 \times 11 \\ &= 7,2 + 247,5 = 255 \text{ tons/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Area pilote } \phi 1,20 \text{ mts} = 1,13 \text{ m}^2$$

$$P_{ult \phi 1,20} = 1,13 \times 255 = 288 \text{ tons}$$

$$\text{para } P_{trabajo} = 110 \text{ tons}$$

$$\text{coef. de seguridad} = \frac{288}{110} = 2,62 \quad \text{O.K.}$$

margen izquierda

estrato portante = arena gruesa limosa gris a 2300 mts
 penetración = 20 golpes/pie (Sondeo No.) con $\phi = 30^\circ$

se desprecia el 1er término, por tratarse de material no cohesivo

de las tablas y columnas estratigráficas se deduce que:

$$K_2 = 0.4; \gamma_1 = 0.9 \text{ tons/m}^3; N_p = 20 \quad B = 1.00$$

$$N_q = 25; \gamma_2 = 0.9 \text{ tons/m}^3; D_f = 23 \text{ mts.}$$

$$\begin{aligned} \therefore P_{ult1} &= 0.4 \times 0.9 \times 20 \times 1 + 25 \times 0.9 \times 23 \\ &= 7.2 + 517.5 = 525 \text{ tons/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Area pilote } \phi 1.00 \text{ mts: } 0.79 \text{ m}^2$$

$$\therefore P_{ult} = 0.79 \times 525 = 414 \text{ tons}$$

$$\text{para } P_{trabajo} = 110 \text{ tons}$$

$$\text{coef. de seguridad} = \frac{414}{110} = 3.77 \text{ (muy alto)}$$

$$\text{Area pilote } \phi 0.90 \text{ mts: } 0.64 \text{ m}^2$$

$$P_{ult1} = 0.64 \times 525 = 330 \text{ tons}$$

$$\text{coef. de seguridad} = \frac{330}{110} = 3.0 \quad \text{O.K.}$$

J. P.
 Tte. Jorge Pinzón B.
 I.C. Mat. 2916 Cond.

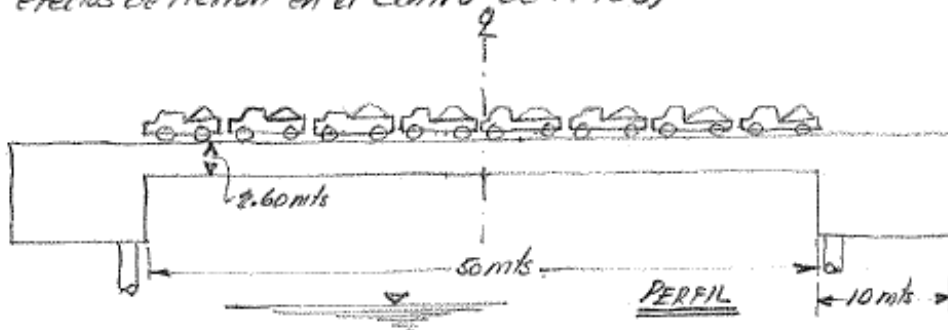
Bogotá, junio 27 de 1980

EJERCITO NACIONAL
DIRECCION DE INGENIEROS MILITARES

BATALLON DE INGENIEROS DE APOYO
PUENTE "EL PASO" SOBRE EL RIO SUMAPAZ

se hacen a continuación algunas consideraciones sobre el ensayo de carga efectuado durante los días 14 y 15 de diciembre de 1985.

disposición de las cargas; (la más desfavorable a efectos de flexión en el centro de la luz)



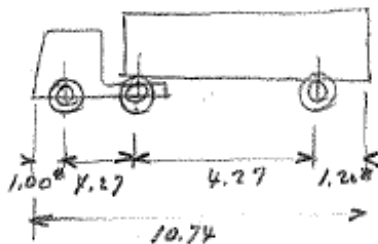
se colocó un total de 17 volquetes o camiones cargados de prueba, en dos filas, llenando totalmente la luz del puente entre apoyos

peso total estimado de los vehículos cargados:

Se suponen: 3 camiones de puentes militares x 22 tons	66 tons
+ 10 volquetes pequeños, de 10 tons	100
+ 4 volquetes medianos, de 14 tons	56

por ml. y por vía: $\frac{222,000 \text{ kg.}}{50 \text{ ml.} \times 2 \text{ vías}}$ carga viva aplicada = $2,220 \frac{222 \text{ tons}}{\text{kg/ml.}-\text{vía}}$

el vehículo más desfavorable, que determina la AASHTO para carga HS 20-V4 es:



peso total: 72,000 lbs. = 32,660 kg.

equivale a una carga viva de: $\frac{32,660 \text{ kg.}}{10.74 \times 1 \text{ vía}} = 3,040 \text{ kg/ml.}-\text{vía}$

Nota: * = medidas estimadas

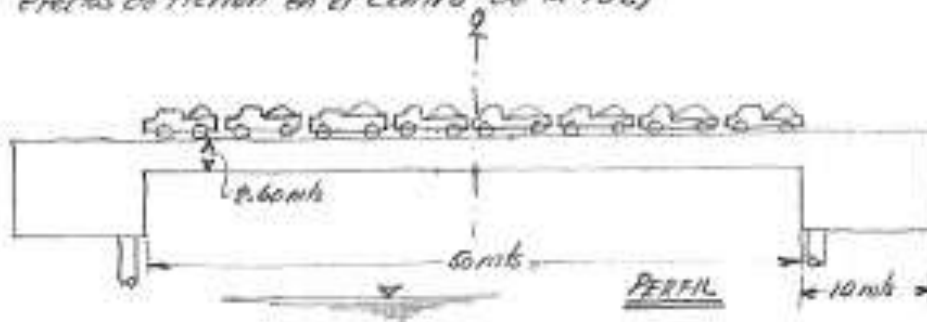
Anexo C. Cálculo de resistencia de carga (Dic/17/ 1985)

EJERCITO NACIONAL
DIRECCION DE INGENIEROS MILITARES

BATALLON DE INGENIEROS DE APOYO
PUENTE "EL PASO" SOBRE EL RIO SUMAPAZ

Se hacen a continuación algunas consideraciones sobre el ensayo de carga efectuado durante los días 14 y 15 de diciembre de 1985.

Disposición de las cargas: (la más desfavorable a efectos de flexión en el centro de la luz)



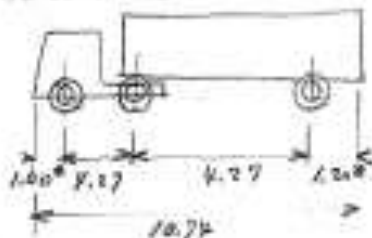
se colocó un total de 17 volquetes o camiones cargados de recibo, en dos filas, llenando totalmente la luz del puente entre apoyos

peso total estimado de los vehículos cargados:

Se exponen: 3 camiones de puentes militares x 22 tons	66 tons
+ 10 volquetes pequeños, de 10 tons	100
+ 4 volquetes medianos, de 14 tons	56

por ml. y por vía: $\frac{222,000 \text{ kg.}}{50 \text{ ml.} \times 2 \text{ vías}}$ ^{carga viva aplicada} = $\frac{222 \text{ tons}}{2} = 2,220 \text{ kg/ml. - vía}$

el vehículo más desfavorable, que determina la ASNTD para carga HS 20-44 es:



Nota: a - medidas estimadas

peso total: 72,000 lbs. = 32,660 kg.

equivale a una carga viva de: $\frac{32,660 \text{ kg.}}{10.74 \times 1 \text{ vía}} = 3,039 \text{ kg/ml. - vía}$

factor de proporcionalidad entre el camión HS20-44 y los camiones empleados en el ensayo de carga:

$$\frac{5,090}{3,720} = 1,37$$

es decir, que se debería haber empleado 1,37 veces la carga de ensayo, y que los efectos observados deberían haber sido 1,37 veces mayores.

sin embargo, la comparación siguiente produce resultados contrarios, a saber:

carga HS20-44 empleada en el cálculo de las vigas principales como carga viva:

$P = 8,18 \text{ kg}$ para flexión, $q = 11,818 \text{ kg}$ para corte, por vía
 \downarrow
 \uparrow $q =$ carga en partidas, de 958 kg/m de vía

momento flector de cálculo:

$$\begin{aligned} M &= qL^2 + \frac{Pl}{4} = \frac{958 \times 2 \text{ vías} \times 50 \text{ m}^2}{8} + \frac{8,18 \times 50 \times 2 \text{ vías}}{4} \\ &= 596,250 + 209,550 \\ &= 805,800 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

momento flector de ensayo:

$$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{4,920 \times 50^2 \times 2 \text{ vías}}{8} = 1,387,500 \text{ kg-m}$$

$$\text{relación } \frac{\text{momento de ensayo}}{\text{momento de cálculo}} = \frac{1,387,500}{805,800} = 1,73$$

o sea que durante el ensayo se aplicó a las vigas del puente, por carga viva, un momento flector igual a 1,73 veces el de cálculo.

en cuanto a esfuerzo cortante:

$$\begin{aligned} V_{\text{cálculo}} &= 25 \times 2 \text{ vías} \times 958 + 11,818 \times 2 \text{ vías} \\ &= 47,900 + 23,636 \\ &= 71,536 \text{ kg} \end{aligned}$$

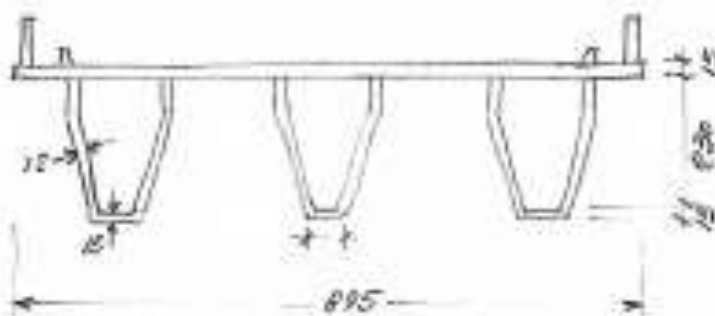
$$V_{\text{ensayo}} = 111,000 \text{ kg la puya}$$

$$\text{relación } \frac{\text{cortante de ensayo}}{\text{cortante de cálculo}} = \frac{111,000}{71,536} = 1,56$$

3

o sea que, durante el ensayo se aplicó a las vigas del puente, por carga viva, un esfuerzo constante igual a 1.53 veces el de cálculo.

Si se habla de carga muerta + carga viva, tendremos:
carga muerta del puente:



tablero: 0.15×8.95		1.34 m ³ /m.l.
dovelas: $0.12 \times 2.30 \times 2$	0.55 m ³	
+ 0.15×1.00	0.15	
	0.70 m ³ x 3	2.10
barreras: $0.15 \times 0.70 \times 2$		0.21
guardarrazos: $0.15 \times 0.70 \times 2$		0.21
andenes: $0.60 \times 0.06 \times 2$		0.07
riostros: (estimados)		0.15
		<u>3.93 m³/m.l.</u>

o sea: $3.93 \text{ m}^3 \times 2.4 = 9.46 \text{ tons/m.l. de puente}$

+ recubrimiento: $0.05 \times 1.6 \times 7.00$	0.54	9.46 tons/m.l.
		<u>10. - tons/m.l.</u>
carga muerta para toda el puente:		
o sea:	10 x 150 m.l.	500 tons.

la carga de ensayo se especifica como: (D = carga muerta, y L = carga viva)

$$\begin{aligned}
 q_{\text{total}} &= 0.85 (1.4D + 1.7L) = 0.85 (1.4 \times 10 + 1.7 \times 19) \\
 &= 0.85 \times 47.3 \\
 &= \underline{19.7 \text{ tons/m.l.}}
 \end{aligned}$$

la carga real de ensayo fue de:

$$\begin{aligned}
 10 \text{ tons/m.l.} &+ 9.2 \times 2 = \underline{18.4 \text{ tons/m.l.}} \\
 (\text{muerta}) & \quad (\text{viva})
 \end{aligned}$$

es decir, la carga total de ensayo (impuesta al puente) cumple la norma de carga para esta clase de ensayos.

Dic 17, 1985

NOTACION

i = punto en consideración (de 1 a 4)



j = etapa considerada. Son tres:

1. Etapa de lanzamiento de la losa en voladizo
2. Etapa de construcción de tablero, post-tensionamiento y la ejecución del sellado
3. Etapa de construcción de las aceras, cordones, acabados de piso y carga viva

k = define "sub-etapas" dentro de cada una de las etapas definidas por j .

F_T = esfuerzo en la placa superior k/cm^2 (pos. comp)

F_B = " " " " inferior k/cm^2 (pos. comp)

E = excentricidad respecto al C.G. (pos. sobre C.G.)

$P(L)$ = fuerza normal en los cables

$P(C)$ = fuerza efectiva en los cables, después de pérdidas
 L viene dado 1 menos el número de cables.

M = momento en fues

w = carga uniforme en fues

P_i = carga puntual en el pto i

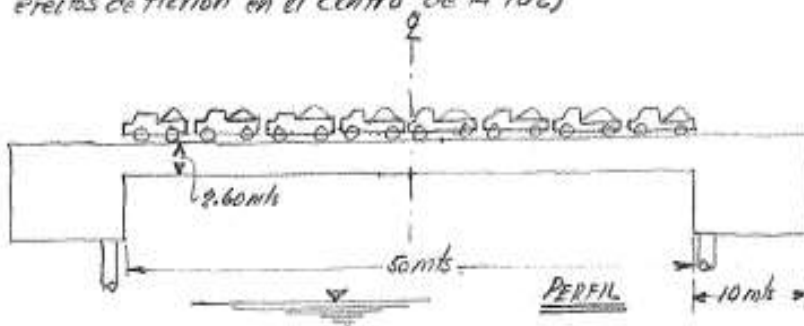
Anexo D. Ensayo de carga realizados (14 y 15 de diciembre de 1985)

EJERCITO NACIONAL
DIRECCION DE INGENIEROS MILITARES

BATALLON DE INGENIEROS DE APOYO
PUENTE "EL PASO" SOBRE EL RIO SUMAPAZ

Se hacen a continuación algunas consideraciones sobre el ensayo de carga efectuado durante los días 14 y 15 de diciembre de 1985.

Disposición de las cargas: (la más desfavorable a efectos de flexión en el centro de la luz)



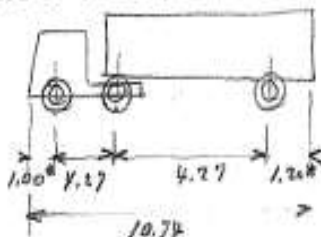
se colocó un total de 17 volquetes o camiones cargados de recibo, en dos filas, llenando totalmente la luz del puente entre apoyos

peso total estimado de las vehículos cargados:

Se suponen: 3 camiones de puentes militares x 22 tons	66 tons
+ 10 volquetes pequeños, de 10 tons	100
+ 4 volquetes medianas, de 14 tons	56

por m.l. y por vía: $\frac{222,000 \text{ kg.}}{50 \text{ m.l.} \times 2 \text{ vías}}$ carga viva aplicada = $\frac{222 \text{ tons}}{2} = 2,220 \text{ kg./m.l. - vía}$

el vehículo más desfavorable, que determina la AASHTO para carga HS 20-V4 es:



Nota: + medidas estimadas

peso total: 72,000 lbs. = 32,660 kg.

equivale a una carga viva de: $\frac{32,660 \text{ kg.}}{10.74 \times 1 \text{ vía}} = 3,040 \text{ kg./m.l. - vía}$

factor de proporcionalidad entre el camión HS 20-VII y los camiones empleados en el ensayo de carga:

$$\frac{5,040}{3,220} = 1.37$$

es decir, que se debería haber empleado 1.37 veces la carga de ensayo, y que los efectos observados deberían haber sido 1.37 veces mayores.

sin embargo, la comparación siguiente produce resultados contrarios, a saber:

carga HS 20-VII empleada en el cálculo de las vigas principales como carga viva:

$P = 8,182 \text{ kg}$ para flexión, o: $11,818 \text{ kg}$ para corte, por vía
 $q =$ carga repartida, de $954 \text{ kg/mil. de vía}$

momento flector de cálculo:

$$\begin{aligned} M &= \frac{q l^2}{8} + \frac{P l}{4} = \frac{954 \times 2 \text{ vías} \times 50 \text{ m}^2}{8} + \frac{8,182 \times 50 \times 2 \text{ vías}}{4} \\ &= 596,250 + 209,550 \\ &= 805,800 \text{ kg-m.} \end{aligned}$$

momento flector de ensayo:

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{4,220 \times 50^2 \times 2 \text{ vías}}{8} = 1,387,500 \text{ kg-m.}$$

$$\text{relación } \frac{\text{momento de ensayo}}{\text{momento de cálculo}} = \frac{1,387,500}{805,800} = 1.73$$

o sea que durante el ensayo se aplica a las vigas del puente, por carga viva, un momento flector igual a 1.73 veces el de cálculo.

en cuanto a esfuerzo cortante:

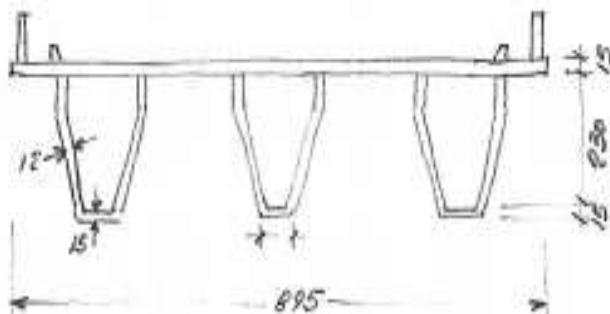
$$\begin{aligned} V_{\text{cálculo}} &= 25 \times 2 \text{ vías} \times 954 + 11,818 \times 2 \text{ vías} \\ &= 47,700 + 23,636 \\ &= 71,336 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$V_{\text{ensayo}} = 111,000 \text{ kg, apoyo}$$

$$\text{relación } \frac{\text{cortante de ensayo}}{\text{cortante de cálculo}} = \frac{111,000}{71,336} = 1.56$$

O sea que, durante el ensayo se aplicó a las vigas del puente, por carga viva, un esfuerzo cortante igual a 1.53 veces el de cálculo.

Si se habla de carga muerta + carga viva, tendremos:
carga muerta del puente:



tablero: 0.15×8.95		$1.34 \text{ m}^3/\text{ml.}$
dovelas: $0.12 \times 2.30 \times 2$	0.55 m^3	
$+ 0.15 \times 1.00$	0.15	
	$0.70 \text{ m}^3 \times 3$	2.10
barandas: $0.15 \times 0.70 \times 2$		0.21
guardarrepas: $0.15 \times 0.20 \times 2$		0.06
andenes: $0.10 \times 0.06 \times 2$		0.07
riostros: (estimad.)		0.15
		$3.94 \text{ m}^3/\text{ml.}$

O sea: $3.94 \text{ m}^3 \times 2.2 = 9.46 \text{ tons/ml. de puente}$

+ rodamiento: $0.05 \times 1.6 \times 700$	9.46 tons/ml.
carga muerta para todo el puente:	0.54
O sea:	$10. - \text{ tons/ml.}$
$10 \times 50 \text{ ml.}$	500 tons.

la carga de ensayo se especifica como: (D = carga muerta, y L = carga viva)

$$\begin{aligned}
 q_{\text{total}} &= 0.85 (1.4D + 1.7L) = 0.85 (1.4 \times 10 + 1.7 \times 19) \\
 &= 0.85 \times 47.3 \\
 &= \underline{\underline{14.7 \text{ tons/ml.}}}
 \end{aligned}$$

la carga real de ensayo fue de:

$$\begin{aligned}
 10 \text{ tons/ml.} + 2.2 \times 2 &= \underline{\underline{14.4 \text{ tons/ml.}}} \\
 (\text{muerta}) & \quad (\text{viva})
 \end{aligned}$$

es decir, la carga total de ensayo impuesta al puente cumple la norma de carga para esta clase de ensayos. Dic 17, 1985

Anexo E. Peso Sobre Pilotes

Peso sobre pilotes

Peso de volas	$25.0 \times 2.0 \times 3$	150.00 ton
Tablero	$25.0 \times 1.09 \times 3$	81.00 ton
Diaphragmas	$1.32 \times 3 \times 3$	11.88 ton
Andamios Rodados	$25.0 \times 0.62 \times 3$	46.50 ton
Vol (3)	37.22×1.5	55.83 ton
Mozzo	123.5×2.4	<u>296.40 ton</u>

641.61 ton

CV $39.22 \times 2 \times 0.9$ 70.60 ton

$$P_0 = 1.3 \cdot 641.61 + 2.12 \cdot 70.60 = 988 \text{ ton}$$

$$\text{En el apoyo} = 329 \text{ ton}$$

$$A_1 = 329 \cdot 10^3 / 0.85 \cdot 0.85 \cdot 210 = 2162 \text{ cm}^2$$

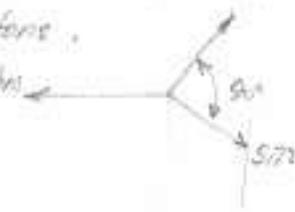
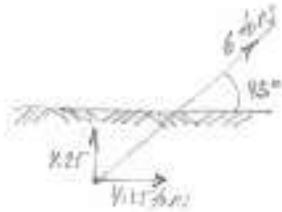


$$H = 80, 30 \times 3/4$$

Anexo F. Calculo De Anclaje

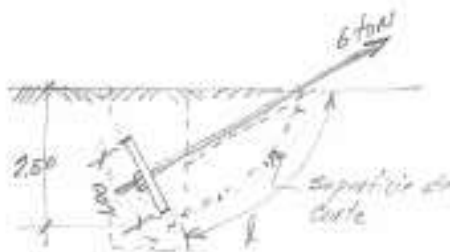
PUNTE DE EL PASO

Criterio para el calculo de los anclajes (anchajes)
 superficies tension = 6 tons.
 en plano horizontal: 5T/m

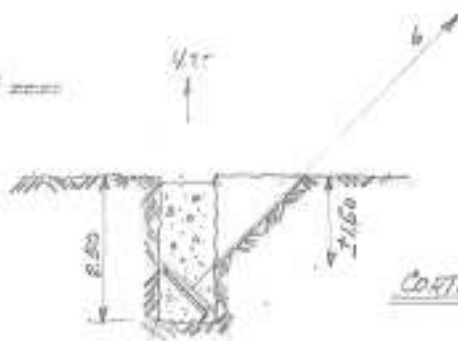
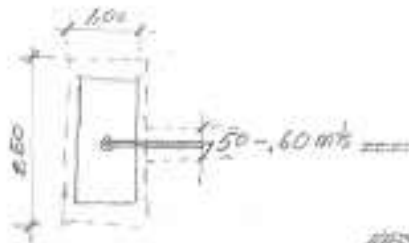


$8 / 10.707 = 5T/m$

superficies en placa / superficie normal al eje del cable empujando
 contra el terreno:



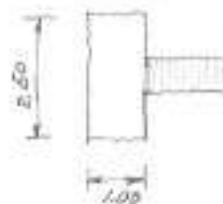
superficies terreno
 con cohesión $c = 2 \text{ ton/m}^2$
 superficie necesaria:
 $\frac{6}{2} = 3 \text{ m}^2$
 ancho placa = 2mts.
 largo l del area = 1,50mts.



CORTE

Vol. concreto: $2.50 \times 1.50 \times 1.00$
 $= 4.95 \text{ m}^3$
 $\times 2.7 = 14 \text{ tons}$

factor seguridad = $\frac{14}{6} = 9.2$



PLANTA

ESCALA
 1/100

Anexo G. Acta De Fijación De Precios Unitarios Al Contrato 100 (18 de enero de 1980)

Procedente del 17/1/80

OK ACTA DE FIJACION DE PRECIOS UNITARIOS POR CAMBIO DE DISEÑO AL CONTRATO NO. 100 DE 1-18-80

En Bogotá, a los ocho (8) días del mes de enero de mil novecientos ochenta y uno (1981), se reunieron los Ingenieros **ALCIBIALES PINILLA ESPINO**, como Intervención por parte de la Superintendencia de Obras Públicas de Cundinamarca, **ALFONSO DIAZ MATEUS**, como Asesor de la Contrataria de Cundinamarca y **OSWALDO VILLA REY**, Caudelero Ingeniero en Representación de MINDEFENSA como Contratistas, con el fin de elaborar el Acta de FIJACION DE PRECIOS UNITARIOS, aprobada por la Secretaría de Obras Públicas de Cundinamarca por cambio de Diseño.

Los nuevos precios unitarios, a condiciones mínimas de declaración de 1,079 son los siguientes:

I - INFRAESTRUCTURA:

1) Concreto de 8,000 p.s.s.l	Unid.	Cantidad	V/r. Unitario	V/r. Total
a.- Pilotes margen derecha de 1,00 mts.	M3	76,80	11,659,39	893,637,64
b.- Pilotes margen izquierda de 0,50 mts.	M3	87,72	11,659,39	1,023,579,38
c.- Vigas oबरatas	M3	75,00	8,004,26	600,319,35
d.- Muelles aligerados	M3	255,00	8,000,70	2,040,177,30
2) Hierro de Refuerzo				
a.- Pilotes margen derecha	Kg	9,103,00	10,64	96,844,00
b.- Pilotes margen izquierda	Kg	1,048,00	10,64	11,150,00
c.- Vigas oबरatas	Kg	3914,00	10,64	41,588,00
d.- Muelles Aligerados (Anclas)	Kg	17,910,00	10,64	190,332,40
3) Perforación para Pilotes				
a.- Margen derecha de 1,00	M	66,00	3,537,74	233,499,84
b.- Margen izquierda de 0,50 m	M	138,00	3,537,74	488,208,12
II - SUPERESTRUCTURA				
1) Concreto de 5,000 p.s.s.l				
a.- Doweles	M3	120,10	18,178,27	2,183,910,33
b.- Lazo	M3	84,20	18,178,27	1,528,910,33

** / **

Acta de fijación de precios
por cambio de Diseño.

Hoja No. 2.-

	Unid.	Cantidad	V/r. Unitario	V/r. Total
a.- Diafragma	M2	5,00	218,178,27	\$109,089,14
2).- Concreto de 3,00 p.p.l				
a.- Bancadas	M2	23,10	18,943,28	398,289,77
b.- Guardarruedas	M2	5,00	18,943,28	94,716,40
c.- Placas de Andén	M2	3,10	11,170,28	34,625,87
3).- Acero de Refuerzo P.D.R. 87				
a.- Dovelas	Kg			
b.- Guardarruedas	Kg			
c.- Diafragma	Kg	4814,30	48,64	234,235,22
d.- Placas de Andén	Kg			
4).- Acero de Refuerzo P.D.R. 68				
a.- Dovelas + Diafragma + Bancadas y leña	Kg	22,471,30	49,81	1'119,295,45
5).- Cables de Tensionamiento	M-Ton	85,000,00	15,62	1'327,500,00
6).- Grapas	Unid	20,00	200,00	4,000,00
7).- Peristubos	Unid	28,00	1,502,25	42,063,00
8).- Tuberia Aluminio 4"	Ml	140,00	832,02	116,482,80
9).- Mortero Afinado Andén	M2	100,00	161,87	16,187,00
10).- Tuberia Metálica 2 1/2" (Dovelas)	Ml	106,00	517,22	54,825,32
11).- Ballano con material Seleccionado	M2	1,200,00	299,78	359,736,00
12).- Gaviones	M2	100,00	2,340,54	234,054,00
III.- OBRAS COMPLEMENTARIAS :				
a.- Excavaciones	M2	100,00	183,22	18,322,00
b.- Reflejo Aislado a mano	M2	30,00	127,51	3,825,30
c.- Concreto ciclópeo 2,500 p.p.l con 30% de rajón para base	M2	40,00	8,455,00	338,200,00
d.- Concreto ciclópeo 2,500 p.p.l con 30% de rajón para elevación	M2	45,00	7,854,81	353,466,45

Acta de fijación de precios por cambio de Diseño

Hoja No. 3.-

	Unid.	Cantidad	V/r. Unitario	V/r. Total
e.-	Concreto simple 2,500 p.c.c. para solados y Arcoques	M3	5,00	\$ 4,927,47
f.-	Tubería Ø-30" (con Hg. rro)	Ml	22,00	\$ 4,454,52
g.-	Concreto 3,000 p.c.c. prolongación de obras	M3	60,00	\$ 10,264,79
VALOR TOTAL				\$ 19,646,78

Para constancia se firma la presente a las ocho (8) días del mes de junio de mil novecientos ochenta y uno (1,981).-

Nota: Los precios subrayados están subrayados en el contrato original, se incluyen por cambio de cantidades.-

No se usará del valor del contrato original hasta que no se adiciona el contrato previo consulta de la Contraloría.-

[Signature]
 ALBERTO ESPINOSA ESPINO
 Ingeniero Interventor CO. EP,
 de Construcción

[Signature]
 ALVARO LOPEZ VARGAS
 Brigadier General
 Director de Ingenieros Ejercito

[Signature]
 JORGE E. ROJAS FERRO
 Ing. Jefe Sección de Construcciones e Interventoría

CONTRALORIA CENTRAL DE COSTOS
 MINISTERIO DE DEFENSA
[Signature]
 SPINOSO DIAZ MATEUS
 Ing. Asesor de la Contraloría Departamental Civil

[Signature]
 GERMAN VILLA REY
 Capitán Ingeniero Representación
 Ministerio de Defensa

[Signature]
 FERNANDO REY VALDIVIA
 Ingeniero Jefe División de Obras

[Signature]
 JUAN CARLOS GARCIA HENREROS
 Secretario de Obras Pùblicas

AME-043.-

**Anexo I. Control De Resistencia Del Concreto En Los Pilotes Por Medio Del
Esclerómetro**

DIRECCION DE INGENIEROS MILITARES
PUENTE "EL PASO" SOBRE EL RIO SUMAPAZ

CONTROL DE RESISTENCIA DEL CONCRETO DE LOS PILOTES
POR MEDIO DEL ESCLEROMETRO

Sábado, 7 de febrero de 1981

Esclerómetro Schmidt, Ref. CT-320, No. de Serie 80869
fabricado por Soil-Test, Inc. con certificado de patrociniante
expedido el 4 de septiembre de 1980.

Asistentes a la visita de control a la obra: Capitanes Germán Villa
y Diego Gantiva; y tenientes Rafael Salazar Doñate y Jorge
Pinzon Barco.

Se tomaron 5 lecturas (min.) sobre cada pilote, en sitios en que el
concreto había sido limpiado y elementalmente emparejado y
pulido, y se promediaron las resistencias encontradas.

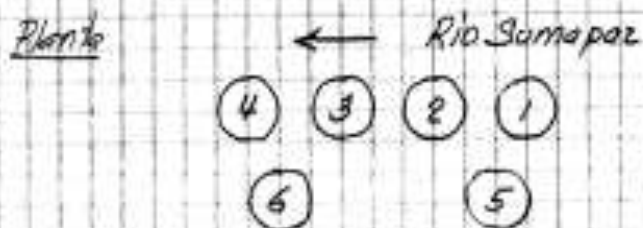
I. MARGEN DERECHA (Cundinamarca)

pilote	lectura	ángulo α	resist. psi	resist. promedio
MD-1	23	-90°	2200	3,714 psi = 240 kg/cm ²
	37	-30°	4,700	
	26	-45°	2,500	
	28	-45°	3,000	
	30	-90°	3,600	
	27	-90°	3,000	
	44	-80°	1,000	
MD-2	43	0°	5,900	5,808 psi = 407 kg/cm ²
	42	-30°	6,000	
	40	-90°	6,000	
	34	-30°	4,200	
	37	-90°	5,250	
	47	-30°	7,500	

2

pilote	lectura	ángulo α	resist. psi	resist. promedio
MD-3	34	-90°	4,500	4,700 psi = 329 kg/cm ²
	28	-90°	3,100	
	48	-90°	6,000	
	32	-45°	3,700	
	38	-60°	4,200	
MD-4	29	-90°	3,300	4,700 psi = 329 kg/cm ²
	42	-90°	6,500	
	40	-60°	5,600	
	39	0°	4,800	
	29	-90°	3,300	
MD-5	35	-60°	4,500	3,740 psi = 262 kg/cm ²
	35	-90°	4,700	
	30	0°	2,700	
	34	0°	3,800	
	28	-90°	3,000	
MD-6	33	-60°	4,200	4,100 psi = 287 kg/cm ²
	34	-45°	4,200	
	31	-45°	3,600	
	33	-90°	4,300	
	34	-45°	4,200	

II. MARGEN IZQUIERDA (Talima)



pilote	lectura	ángulo α	resist. psi	resist. promedio
MI-1	29	-90°	3,500	3,660 psi = 256 kg/cm ²
	30	-90°	3,700	
	25	-90°	2,700	
	33	-90°	4,200	
	33	-90°	4,200	

pilote	lectura	ángulo	resist. psi	resist. promedio
MI-2	31	-90°	4,000	3,260 psi = 228 kg/cm ²
	31	-90°	4,000	
	24	-90°	2,200	
	22	-90°	2,100	
	32	-90°	4,000	
MI-3	41	-45°	5,800	4,142 psi = 290 kg/cm ²
	38	-45°	5,500	
	30	-90°	5,750	
	24	-90°	2,500	
	24	-90°	2,500	
	37	-45°	4,800	
MI-4	28	-90°	3,200	3,140 psi = 220 kg/cm ²
	25	-45°	2,500	
	29	-45°	2,500	
	30	-90°	3,500	
	29	-45°	3,250	
MI-5	26	-90°	2,700	3,225 psi = 226 kg/cm ²
	30	-90°	3,750	
MI-6	38	-90°	5,750	4,080 psi = 286 kg/cm ²
	32	-90°	4,000	
	31	-60°	3,700	
	28	-90°	3,200	
	30	-90°	3,750	

Comentarios:

- 1- por el procedimiento de vaciado del concreto bajo agua, es lógico suponer que el concreto en las cabezas de los pilotes presenta la resistencia mínima por ser el más conformado, debiendo aumentar la calidad y la resistencia con la profundidad.
- 2- se considera que todas los pilotes de la margen derecha cumplen la especificación de resistencia del concreto.
- 3- en la margen izquierda, por la proximidad del talud que deposita material sobre la zona de los pilotes, se requirieron varias horas de trabajo de cinco hombres para limpiar la zona hasta permitir efectuar lecturas.
- 4- las dos lecturas hechas sobre el pilote MI-5 no se consideran representativas, y se recomienda demorar 50cm adicionales y volver a efectuar lecturas a éste pilote.

Mangro: Izquierda - Izquierda.: Tobina.: Hoja (2)



Rio Sumapuz

	Leitura	Angulo	Resistencia
Piloto M.I-1	27	-30°	3.500
	30	-30°	3.700
	25	-90°	2.700
	33	-90°	4.200
	33	-90°	4.200
Piloto M.I-2	31/31	-90°	4.000
	31	-30	4.300
	21	-90	2.500
	22	-90	2.100
	32	-90	4.000
Piloto M.I-3	41	-45	3.800
	38	-45	5.500
	30	-30	3.500/3.750
	24	-90	2.300
	24	-90	2.300
Piloto M.I-4	37	-45	4.800
Piloto M.I-4	28	-90	3.800
	22	-45	
	25	-45	2.500
	20	-45	3.250
	30	-90	3.500
	29	-45	3.250

		Ángulo	Resistencia
Pilote M.D.-4		-90°	3.300
	42	-90°	6.500
	40	-60°	5.600
	39	0°	4.800
	29	-90°	3.300
Pilote M.D.-5	35	-60°	4.500
	35-27	-90°	3.000 4.700
	30	0°	2.700
	34	0°	3.800
	28	-90°	3.000
Pilote M.D.-6	33	-80°	4.200
	34	-45°	4.200
	31	-45°	3.600
	33	-90°	4.800
	34	-45°	4.200

Anexo J. Cantidad De Obra Inicial

CANTIDADES DE OBRA

OBRA PUENTE EL PASO CONTRATANTE: GOBERNACION CUNDINAMARCA,
UNIDAD BINAP (BR-10)
ITEM INFRAESTRUCTURA CAPITULO : 1 (CONCRETO 3.000 PSI)

a.	<u>Pilotes</u>		
	(1) margen derecha :		
	6 pilotes de 11 mts. de longitud β 1.20 mts. =	76.65 M3.	
	(2) margen izquierda :		
	6 pilotes de 23 mts. $\times \beta$.90 =	87.79 M3.	
	SUB-TOTAL :		165 M3.
b.	<u>Vigas Cabezales</u>		
	(1) margen derecha	36.10 M3.	
	(2) margen izquierda	36.38 M3.	
	SUB-TOTAL		72.50 M3.
c.	<u>Macizos aligerados de anclaje</u>		
	(1) margen derecha	127.50 M3.	
	(2) margen izquierda	127.50 M3.	
	SUB-TOTAL		255 M3.
	TOTAL CAPITULO :		492.50

CAPITULO : 2 (HIERRO REFUERZO)

a.	<u>Pilotes</u> (a-37)		
	(1) margen derecha	72 β 1" \times 6 mts. 2.100 Kgs.	
	6 \times 350 kgs/pilote	72E β 1/2 \times 4.28 mts.	
	(2) margen izquierda	48 β 1" \times 6 mts. 1.345 Kgs.	
	6 \times 230 kgs/pilote	72E β 1/2 \times 2.75 mt	
			3.445 Kgs.
b.	<u>Vigas Cabezales</u> (60.000 P.SI)		
	(1) margen derecha		
	60 1/2" \times 4.70 =	1.407,25	

- 2 -

4 - 1/2" x 4.15 =
 24 - 3/4" x 11.95 =
 24 - 3/4" x 8.75 =

(2) margen izquierda 1,407.25

2,814.5 Kgs.

c. Macizo aligerado de anclaje

(1) margen derecha

ϕ	Cantidad	Longitud	Kgs.
1/2	212	10	2,120
1/2	118	3.80	448.4
1/2	136	6.50	884.0
1/2	600	3.00	1,800.0
1/2	100	7.40	740.0
1/2	100	2.30	230.0
1/2	200	2.60	520.0
1/2	100	6.70	670.0
1/2	72	7.02	505.44
1/2	72	6.50	468.0
1/2	105	2.60	273.0
1/2	98	3.00	294.0

8,952.9 = 8,955 Kgs.

(2) margen izquierda : = 8,955 Kgs.

17,910 Kgs.

RESUMEN INFRAESTRUCTURA

Concreto (3,000 PSI) 492.50 M3.

Hierro (A - 37) 3,445.0 Kgs.

ϕ Peso
 1" 2,861
 1/2" 584

- 3 -

Hierro (60,000 PSI) 20,725 Kgs.

ϕ Peso
 1/2 18,504.30 Kgs.
 3/4 2,220.70 "

CANTIDADES DE OBRASITEM II SUPERESTRUCTURACAPITULO 1 CONCRETO DE 5.000 PSI

a.	dovelas (vigas principales)			
		$0.72 \text{ M}^2 \times 1.90 \times 78 =$	106.70	M3
(riostros)		$\frac{138 + 1.21 \times .50 \times .12 \times 2 \times 78 =$	12.12	M3
(cuñas)		$0.72 \text{ M}^2 \times .60 \times 3 =$	1.30	
				<u>120.10 M3 *</u>
b.	Losas			
		$0.15 \times 9.00 \times 70 =$		<u>94.50 M3 *</u>
c.	Diáfragmas			
		$5 \times .20 \times .85 \times (3.00 + .20) \times 2 =$	5.44	
		$53 \times .20 \times .35 \times (1.38 + 1.21) =$	1.36	
				<u>6.80 M3 *</u>

TOTAL CAPITULO = 221.40 M3

CAPITULO 2 CONCRETO DE 3.000 PSI

a.	Barandas			
		$2 \times .75 \times .22 \times 70 =$		<u>23.10 M3 *</u>
b.	Guardauredas (bordillo)			
		$2 \times 70 \times (.20 + .16) \times .20 + (.105 \times 0.06) =$	5.90	*
c.	Plaqueta prefabricada andén			
		$(1.20 \times .55 \times 0.04) \times 117 =$	3.10	*
				32.10

CAPITULO 3 ACEQUO A - 37 (34.200 PSI)

a.	Dovelas.				
	ϕ	Cantidad	Longitud	Log. total	Peso (Kgs)
E.	1/4"	1.404	1.28	1.797.12	449.30
	3/8"	962	0.65	625.30	349.50
	3/8"	2.808	1.90	5.335.20	2.982.40

- 2 9

b.	Sardinel							
	3/8	104	6.00	624	349.40			
	3/8	700	1.10	770	430.40			
						TOTAL CAPITULO POR DIAH 7000		
						1/4 = 608.70 Kg.		
						3/8 = 4205.60 Kg.		
c.	Diafragmas							
	3/8	80	2.10	168	93.90			
d.	Plaqueta Andén							
	1/4"	351	1.15	403.65	100.91			
	1/4"	468	0.50	234.00	58.50			
						TOTAL CAPITULO 4.814.3 Kg.		

CAPITULO 4

ACERO PDR - 60 (60,000 PSI)

a.	Develas							
	1/2"	481	6.07	2,919.67	2,902.15			
		481	6.05	2,910.05	2,892.60			
		312	1.77	552.24	548.93			
		312	1.70	530.40	527.22			
		312	1.60	449.20	496.20		7,367.10 Kgs.	
	(Gancho riostra) 5/8"	312	1.35	421.20	418.70		418.70 Kgs.	
							7,785.8 K	
b.	Diafragmas							
	β	Cant.	Long.	Long. total	Peso			
	1/2"	30	8.0	240	238.60			
c.	Baranda							
	(E.) 1/2"	700	2.69	1,883	1,871.70			
		156	6.00	936	930.38		2,802.10	
	3/4"	78	6.00	468	465.10			
	(U) 3/4"	116	1.00	116	259.26		724.5	
							3,526.60 Kgs.	
d.	Losa							
	1/2"	660	6.00	3,960	3,936.30			
	5/8"	500	9.00	4,500	6,984.00		10,920.30 Kgs.	

CAPITULO 5

CABLES DE TENSIONAMIENTO

a. Dovelas

b. Diafragmas

QUADRO RESUMEN DE ITEM II

1.	Concreto :	de 3.000 PSI	=	32,10 M3	
		5.000 PSI	=	221,40 M3	
2.	Hierro :	β	Kgs.		
		1/4"	609,70		
		3/8"	4.205,60		
		1/2"	14.344,10		
		5/8"	7.402,70		
		3/4"	<u>724,50</u>		27.285,60 Kgs.
3.	Cables de Tensionamiento.				

ITEM	III	OTROS	
Capítulo 1 :	<u>Drenes</u>	20 Unidades	
Capítulo 2 :	<u>Portatubos</u>	58 Unidades	
Capítulo 3 :	<u>Tubería de aluminio</u>	140 M.L.	
	(L = 5,0 Mts.)		
	Son 28 tramos.		
Capítulo 4 :	<u>Mortero afinado (e = 0,02)</u>	2,0 M3	
	(Dovelas)		
Capítulo 5 :	<u>Tubería metálica de 2 1/2"</u>	100 ML	
	(Dovelas)		
Capítulo 6 :	<u>Material para relleno</u>	1.200 M3	
Capítulo 7 :	<u>Gaviones</u>	100 M3	
Capítulo 8 :			

Anexo K. Verificación Del Cálculo De La Capacidad Portante De Los Pilotes

DIRECCION DE INGENIEROS MILITARES

FUENTE DE EL PASO

CARRETERA MELGAR-CARMEN DE APKALA

Verificación del cálculo de la capacidad portante de los pilotes de gran diámetro

$$P_{ult} = K_1 N_c c + K_2 f_1 N_q B + N_q f_2 D_f \quad (\text{Basic Soils Engineering - Hough})$$

a) margen derecha

estrat. portante = arena gruesa limosa gris a 11,00 mts
penetración = 20 golpes/pic (Sonda No. 2) con $\phi = 30^\circ$

se desprecia el 1º término, correspondiente a acción de la cohesión.

de las tablas y columnas estratigráficas se deduce

que: $K_2 = 0,4$; $f_1 = 0,9 \text{ tons/m}^2$; $N_q = 90$; $B = 1,00$

$N_q = 25$; $f_2 = 0,9 \text{ tons/m}^2$; $D_f = 11 \text{ mts.}$

$$\begin{aligned} P_{ult} &= 0,4 \times 0,9 \times 90 \times 1 + 25 \times 0,9 \times 11 \\ &= 7,2 + 247,5 = 255 \text{ tons/m}^2 \end{aligned}$$

Area pilote $\phi 1,20 \text{ mts} = 1,13 \text{ m}^2$

$$P_{ult \phi 1,20} = 1,13 \times 255 = 288 \text{ tons}$$

para $P_{trabajo} = 110 \text{ tons}$

$$\text{coef. de seguridad} = \frac{288}{110} = 2,62 \quad \text{O.K.}$$

margen izquierda

estrato portante = arena gruesa limosa gris a 23,00 mts
 penetración = 20 golpes/pie (Sondeo No.) con $\phi = 30^\circ$

se desprecia el 1º término, por tratarse de material no cohesivo

de las tablas y columnas estratigráficas se deduce que:

$$K_2 = 0.4; \gamma_2 = 0.9 \text{ tons/m}^3; N_f = 20 \quad B = 1.00$$

$$N_q = 25; \gamma_1 = 0.9 \text{ tons/m}^3; D_f = 23 \text{ mts.}$$

$$\therefore P_{ult.} = 0.4 \times 0.9 \times 20 \times 1 + 25 \times 0.9 \times 23 \\ = 7.2 + 517.5 = 525 \text{ tons/m}^2$$

$$\text{Area pilote } \phi 1.00 \text{ mts: } 0.79 \text{ m}^2$$

$$\therefore P_{ult.} = 0.79 \times 525 = 414 \text{ tons}$$

$$\text{para } P_{trabajo} = 110 \text{ tons}$$

$$\text{coef. de seguridad} = \frac{414}{110} = 3.77 \text{ (muy alto)}$$

$$\text{Area pilote } \phi 0.70 \text{ mts: } 0.64 \text{ m}^2$$

$$P_{ult.} = 0.64 \times 525 = 330 \text{ tons}$$

$$\text{coef. de seguridad} = \frac{330}{110} = 3.0 \quad \text{O.K.}$$

J. P. J.
 Tte. Jorge Pinzon B.
 I.C. Mat. 2916 Cond.

Bogotá, junio 27 de 1980

Anexo L. Programa Preliminar De Actividades

DEPARTAMENTO DE INGENIEROS MILITARES
 PUENTE CARMEN DE APICALA
 PROGRAMA PRELIMINAR DE ACTIVIDADES

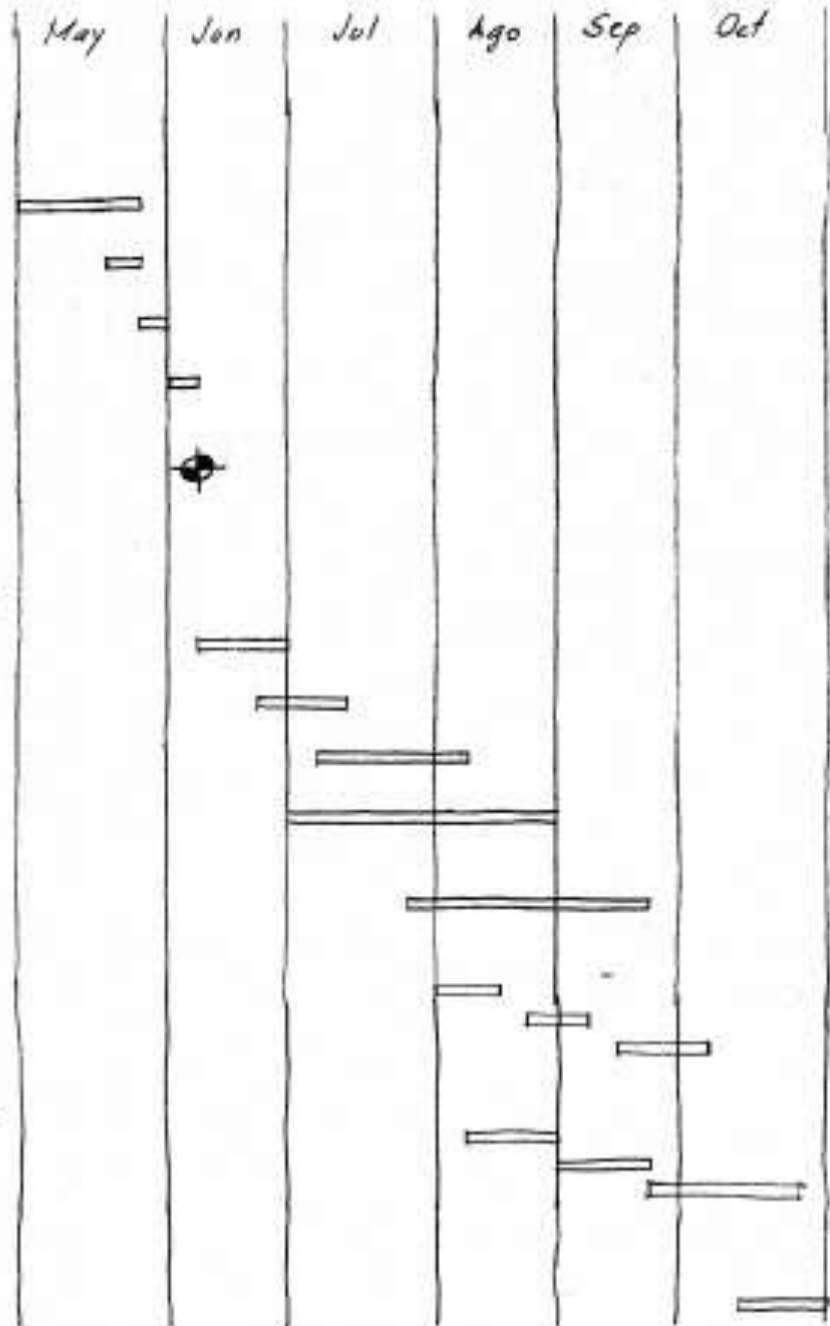
Mayo 6, 1980

I. Previas a iniciación de las obras:

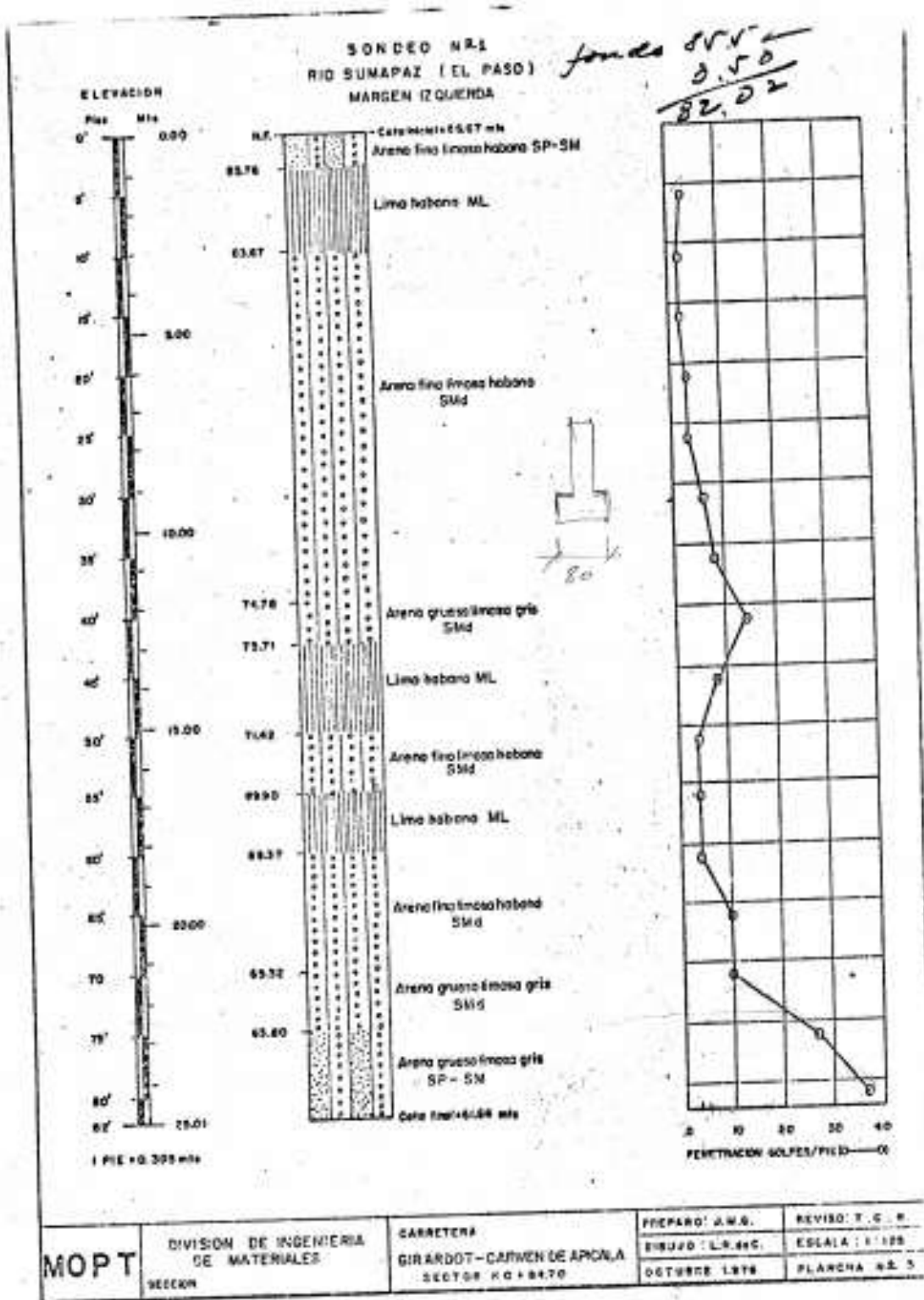
- planos y diseños constructivos
- estudio pilotaje
- presupuesto de obra
- programa

II. Iniciación obras

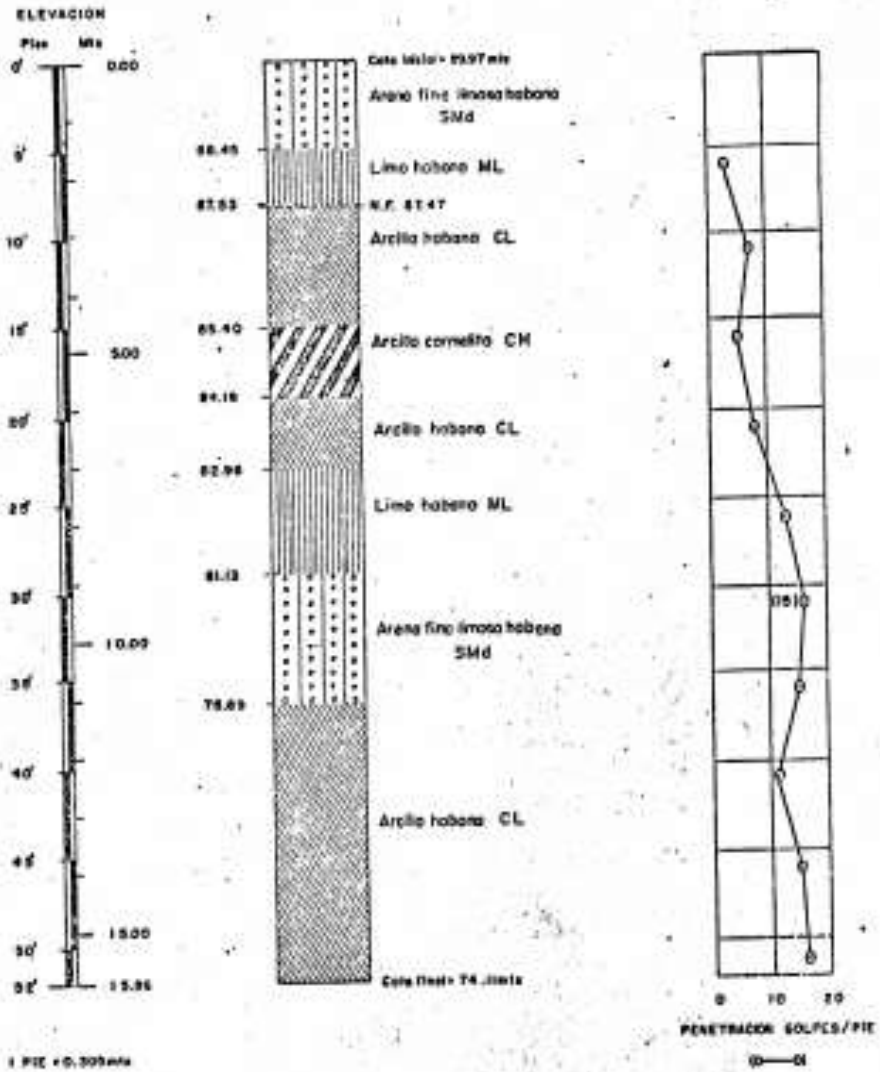
- movilización, campamentos, movimientos de tierra, patios de prefabricación
- pilotaje
- apoyos sobre pilotes
- fabricación vigas
- tensionamiento inicial
- lanzamiento vigas
 - lado 1
 - lado 2
 - centrales
- tablero y diafragmas
 - lado 1
 - lado 2
 - centrales
- desmovilización y limpieza



Anexo M. Sondeos Realizados Para Pilotes



SONDEO N.º 2
RIO SUMPAZ (EL PASO)
MARGEN IZQUIERDA



MOPT

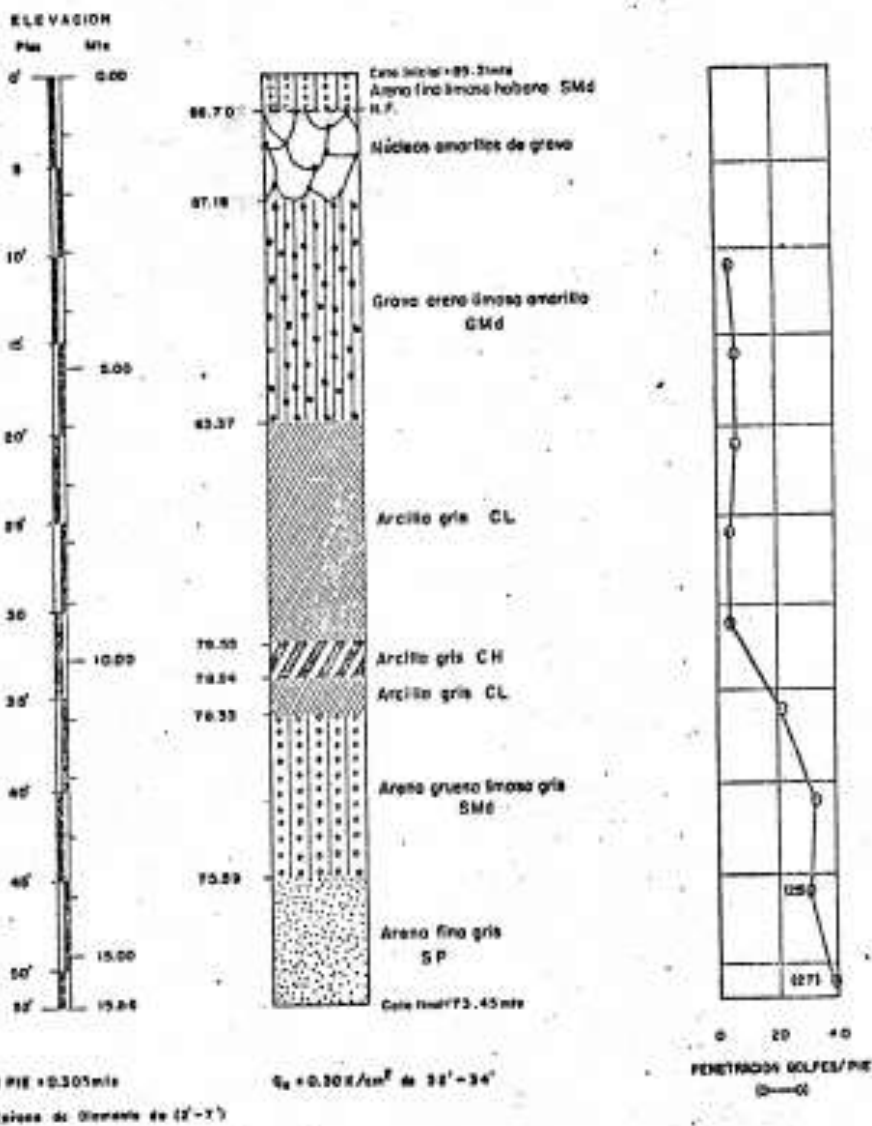
DIVISION DE INGENIERIA DE MATERIALES
SECCION MUELOS Y FUNDACIONES

CARRETERA:
GUARADOT - CARMEN DE APICALA
SECTOR 2 D + 87.30

PREPADO: J. M. O.
DIBUJADO: L. R. S. S.
ENERO 1976

REVISADO: T. C. R.
ESCALA: 1:100
PLANCHAS N.º 4

SONDEO N.º 3
 RIO SUNAPAZ (EL PASO)
 MARGEN DERECHA



criban durante la vigencia del contrato; c) Lista de precios de los materiales básicos y costo de mano de obra.

CLAUSULA CUARTA : OBRAS CONTRATADAS Y PRECIOS UNITARIOS.- La relación de ítems, precios unitarios y cantidades de obra es la que se expresa a continuación :

I - INFRAESTRUCTURA . 1.) Concreto de 3.000 p.s.i. para : a) estribo margen derecha 57,5 M3. a \$8.609,26 = \$495.032,45; b) Estribo margen izquierdo 57,5 M3. a \$8.609,26 = \$495.032,45; c) Pila margen derecha 116,5 M3. a \$10.809,08 = \$1'259.257,82; d) Pila - margen izquierda 116,5 M3. a \$10.809,08 = \$1'259.257,82 ; 2.-) Acero de refuerzo PDR-37, para : a) Estribo margen derecha; b) estribo margen izquierda; c) Pila margen derecha; d) Pila margen izquierdo 17.638 Kg. a \$46,64 = \$822.636,32; 3.-) Pilotes de concreto reforzado : a) suministra 1.716,00 Ml. a \$1.767,00 = 3.032.172,00; b) Hinca 1.716 Ml. a \$322,51 = \$553.427,16. NOTA : No se incluye sobrepeso por eventuales cantos rodados que pudieren encontrarse al efectuar la hincas de los pilotes, en donde sea necesario perforar para continuar la hincas.

II - SUPERESTRUCTURA . 1.-) Concreto de 3.000 p.s.i. (luces de 16 mts.) 112,7 M3 a \$15.943,28 = \$1'796.807,66; 2.-) Concreto de 4.500 p.s.i. (luz de 36 mts.) 118,00 M3. a \$16.834,30 = \$1'986.447,40; 3.-) Acero de refuerzo PDR-37 41,025 Kg. a \$ 46,64 = \$1'913.406,00 4.-) Cables (metro por tonelada efectiva) 54,382 M-T a \$19,69 = \$1'070.781,58; 5.-) Apoyos de neopreno 24 U. a \$ 800,00 = \$19.200,00 ; 6.-) Drenes 14 U. a \$200,00 = \$2.800,00.

III - EXCAVACIONES : 1.600 M3. a \$183,29 = \$293.264,00, para un total de \$14'999.522,66.

CLAUSULA QUINTA : VALOR DEL CONTRATO.- El valor del presente Contrato asciende a la suma de CATORCE MILLONES NOVECIENTOS NOVENTA Y NUEVE MIL QUINIENTOS - VEINTIDOS PESOS CON 66/100 (\$14'999.522,66) MONEDA CORRIENTE.

CLAUSULA SEXTA : FORMA DE PAGO.- La forma de pago será la siguiente : a) Una vez que se encuentre legalizado el contrato EL DEPARTAMENTO DE CUNDINAMARCA - Secretaría de Obras Públicas, pagará al CONTRATISTA un Anticipo del 40 % del valor del contrato; b) El resto mediante Cuentas de Cobro no menores de QUINIENTOS MIL PESOS (\$500.000,00)

SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS
CONTRATISTA

Secretaría de Obras Públicas. Ésta Acta se entenderá incorporada al contrato principal. Los precios acordados se reducirán al nivel de precios básicos del contrato. EL CONTRATISTA, está obligado a ejecutar las obras complementarias que le ordene el Interventor, a los precios pactados, siempre que su valor quede comprendido dentro del valor del contrato. El Interventor designado por la Gobernación y EL CONTRATISTA suscribirán Actos mensuales por obra ejecutada, los cuales tendrán un valor básico obtenido de multiplicar las cantidades de obra ejecutada por los precios unitarios pactados en el contrato. El valor básico de "éstos Actos se reajustará para las diferentes grupos de obra ejecutada en el mes, aplicando el procedimiento de la fórmula automática de ajuste de precios que se consigna anteguida :

$$P = P_0 \frac{I}{I_0}$$

En el cual P = Valor de la obra ejecutada, P₀ = Igual al valor de la obra a los precios pactados en el contrato, I = Índice total de costos de construcciones de carreteras. Su valor es el publicado por el Ministerio de Obras Públicas en su boletín estadístico y se tomará el que correspondo al grupo y mes de ejecución de la obra por ajustar, I₀ = Índice total de costo de construcción para el mes de presentación de la propuesta, o sea para el mes de Noviembre de 1.979

CLAUSULA DECIMO PRIMERA. - PLAN DE TRABAJO. - EL CONTRATISTA se obliga a ejecutar los trabajos de acuerdo a un plan general de trabajos previamente establecidas entre la Secretaría de Obras Públicas y EL CONTRATISTA y los planes bimestrales que convergan con el Interventor sin modificar el plan general de trabajos

CLAUSULA DECIMO SEGUNDA - RECIBO DE OBRA .- El recibo de las obras se hará mensualmente mediante Actos suscritos por EL CONTRATISTA y el Interventor con el visto bueno del Ingeniero delegado por la Contraloría del Departamento

CLAUSULA DECIMO TERCERA - MATERIALES Y EQUIPO .- EL CONTRATISTA suministrará y transportará a su costa todos los equipos, herramientas y materiales, los cuales se consideran necesarios para la correcta y total ejecución de los obras contratadas.

CLAUSULA DECIMO CUARTA - LIQUIDACION DEL PRESENTE CONTRATO .- Se reglamentará por la Secretaría de Obras Públicas del DEPARTAMENTO, previa presentación por parte del --

Handwritten mark

CONTRATISTA de los documentos que para tal fin exige el Código Fiscal del Departamento de Cundinamarca, para lo cual dispone de un plazo de treinta (30) días contados a partir de la fecha del Acto de Recibo definitivo de las obras, pasado dicho término la Secretaría de Obras Públicas, procederá a practicar la liquidación de oficio y los gastos que en ello realice serán imputados al CONTRATISTA y se descontarán del saldo pendiente de pago .-

CLAUSULA DECIMOQUINTA - CONTRATOS ADICIONALES.- De acuerdo con las disposiciones legales vigentes, si la Secretaría de Obras Públicas y El CONTRATISTA lo estiman conveniente, se podrá celebrar contrato adicional siempre que la Adición no exceda del cuarenta por ciento (40%) del valor total de las obras aquí contratadas, previo concepto de la Contraloría de Cundinamarca, el cual tendrá como condición indispensable que los precios unitarios que se pacten, sean los mismos del contrato principal más el reajuste que arroje la fórmula prevista en la Cláusula Décima .-

CLAUSULA DECIMOSEXTA - REQUISITOS PARA SU VALIDEZ .- Este contrato requiere para su validez una vez firmado por las partes contratantes los siguientes requisitos : a) - Aprobación por parte de la Honorable Junta de Hacienda de Cundinamarca; b) Constancia de la Contraloría de Cundinamarca sobre disponibilidad presupuestal; c) Aprobación por parte de la Contraloría de Cundinamarca; d) Publicación del presente contrato en el diario Oficial y en la Gaceta de Cundinamarca. Por celebrarse entre dos Entidades de derecho público no causa impuesto alguno .-

Para constancia se firma en Bogotá D.E., a los 18 ENE. 1979
de mil novecientos setenta y nueve (1.979) .-

Miguel Santamaría Davila
MIGUEL SANTAMARIA DAVILA

Carlos Camacho Leyva
CARLOS CAMACHO LEYVA



Anexo O. Ensayo De Esclerometría

P.C. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN
 ANALISIS DE SUELOS ESTRUCTURAS Y FARMENTOS
 Dirección: Mr. S Casa 74 Empleado 3 Girardot • CN3 - Móviles: 341 40 03 52 y 300 777 23 88
 Correo Electrónico: pedro@pcdyc.com



Girardot, 13 de abril de 2019

Señor:
Fernando Antonio Aragón Salazar
 Estudiante de Ing Civil - UNIMINUTO - Gdot
 Ricaurte - Cundinamarca

REFERENCIA: ENSAYOS DE LABORATORIOS PARA EL CONTROL DE CALIDAD DE MATERIALES

Respetados ingenieros:

Se le hace entrega de los resultados de laboratorio, la esclerometría realizada al puente sobre el río Sumapaz, en la vereda El Paso en el municipio de Ricaurte Cundinamarca.

Quedando a su entera disposición para cualquier aclaración o información complementaria que pudiese requerir, y en espera de sus gratas ordenes.

Atentamente,

ING. PEDRO A. RUBIO S.
 Gerente Técnico



ING. CAROLINA HERNANDEZ G.
 Jefe de laboratorio




P.C. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN
ANÁLISIS DE SUELOS, ESTRUCTURAS Y PAVIMENTOS

ESCALÓMETRO DE INERTIA



FERNANDO A. ARANGO S.

ABRIL DE 2017

 P.C. DISEÑO Y CONSTRUCCION Análisis de estructuras, aulos y pavimentos	MACROPROCESO: ENSAYOS DE LABORATORIO: ESTRUCTURAS	Código: E 413-2016
	FORMATO: ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. INDICE ESCLEROMETRICO EN EL CONCRETO ENDURECIDO INV E-413, NTC 3692.	Versión: 003 Página 1 de 4

PROYECTO: Puente sobre el río sumapaz en el lado derecho **CONTRATANTE:** Fernando Antonio Arango Salazar
LOCALIZACION: Vereda El Paso - Ricaurte - Cundinamarca **FECHA:** 13 de Abril de 2019

Pilotes		
42	400 kg/cm²	5689 psi
40	370 kg/cm²	5262 psi
38	340 kg/cm²	4836 psi
41	380 kg/cm²	5405 psi
39	350 kg/cm²	4978 psi
42	400 kg/cm²	5689 psi
44	430 kg/cm²	6116 psi
38	340 kg/cm²	4836 psi
40	370 kg/cm²	5262 psi
42	400 kg/cm²	5689 psi
44	430 kg/cm²	6116 psi
42	400 kg/cm²	5689 psi
40	370 kg/cm²	5262 psi
38	340 kg/cm²	4836 psi
39	350 kg/cm²	4978 psi
40	370 kg/cm²	5262 psi
N Dias	378 kg/cm²	5369psi


Cabezal de pilotes		
39	350 kg/cm²	4978 psi
40	370 kg/cm²	5262 psi
41	380 kg/cm²	5405 psi
42	400 kg/cm²	5689 psi
44	430 kg/cm²	6116 psi
43	420 kg/cm²	5974 psi
39	350 kg/cm²	4978 psi
40	370 kg/cm²	5262 psi
37	320 kg/cm²	4551 psi
36	310 kg/cm²	4409 psi
35	290 kg/cm²	4125 psi
44	430 kg/cm²	6116 psi
40	370 kg/cm²	5262 psi
39	350 kg/cm²	4978 psi
42	400 kg/cm²	5689 psi
40	370 kg/cm²	5262 psi
N Dias	388 kg/cm²	5254psi

Estribos		
38	340 kg/cm²	4836 psi
38	340 kg/cm²	4836 psi
39	350 kg/cm²	4978 psi
40	370 kg/cm²	5262 psi
41	380 kg/cm²	5405 psi
44	430 kg/cm²	6116 psi
42	400 kg/cm²	5689 psi
42	400 kg/cm²	5689 psi
42	400 kg/cm²	5689 psi
40	370 kg/cm²	5262 psi
41	380 kg/cm²	5405 psi
38	340 kg/cm²	4836 psi
44	430 kg/cm²	6116 psi
45	450 kg/cm²	6400 psi
46	465 kg/cm²	6614 psi
38	340 kg/cm²	4836 psi
N Dias	387 kg/cm²	5488psi


Esta es una prueba no destructiva para los concretos, los datos tomados se hicieron con el mismo angulo de dirección y sus lecturas son promediados de acuerdo a los puntos tomados. El número de lecturas deben ser representativos para cada elemento estructural.

REGISTRO FOTOGRAFICO:



PROMEDIO DE LA RESISTENCIA OBTENIDA DE LOS TRES ELEMENTOS ESTRUCTURALES:		5374psi
Resistencia Teórica:	Pilotes	5369psi
	Cabezal	5254psi
	Estribos	5488psi
Carolina Hernandez Ing. De Laboratorio		 Pedro A. Rubio S. Garantia Tecnico



 P.C. DISEÑO Y CONSTRUCCION Análisis de estructuras, suelos y pavimentos	MACROPROCESO: ENSAYOS DE LABORATORIO: ESTRUCTURAS	Código: E-413-2016
	FORMATO: ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. INDICE ESCLEROMETRICO EN EL CONCRETO ENDURECIDO INV E-413, NTC 3692.	Versión: 003
	Página 1 de 4	



PROYECTO: Puente sobre el río samapaz en el lado derecho **CONTRATANTE:** Fernando Antonio Arango Salazar
LOCALIZACIÓN: Vereda El Paso - Ricaurte - Cundinamarca **FECHA:** 13 de Abril de 2019


Pilotes			Cabezal de pilotes			Estribos		
39	350 kg/cm ²	4978 psi	35	290 kg/cm ²	4125 psi	35	290 kg/cm ²	4125 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi	38	340 kg/cm ²	4836 psi	38	310 kg/cm ²	4409 psi
41	380 kg/cm ²	5405 psi	40	370 kg/cm ²	5262 psi	38	340 kg/cm ²	4836 psi
44	430 kg/cm ²	6116 psi	48	500 kg/cm ²	7111 psi	40	370 kg/cm ²	5262 psi
39	350 kg/cm ²	4978 psi	44	430 kg/cm ²	6116 psi	40	370 kg/cm ²	5262 psi
44	430 kg/cm ²	6116 psi	46	465 kg/cm ²	6614 psi	42	400 kg/cm ²	5689 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi	44	430 kg/cm ²	6116 psi	42	400 kg/cm ²	5689 psi
44	430 kg/cm ²	6116 psi	40	370 kg/cm ²	5262 psi	40	370 kg/cm ²	5262 psi
38	340 kg/cm ²	4836 psi	39	350 kg/cm ²	4978 psi	41	380 kg/cm ²	5405 psi
37	320 kg/cm ²	4551 psi	39	350 kg/cm ²	4978 psi	40	370 kg/cm ²	5262 psi
39	350 kg/cm ²	4978 psi	39	350 kg/cm ²	4978 psi	40	370 kg/cm ²	5262 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi	40	370 kg/cm ²	5262 psi	42	400 kg/cm ²	5689 psi
41	380 kg/cm ²	5405 psi	40	370 kg/cm ²	5262 psi	42	400 kg/cm ²	5689 psi
44	430 kg/cm ²	6116 psi	40	370 kg/cm ²	5262 psi	40	370 kg/cm ²	5262 psi
38	340 kg/cm ²	4836 psi	38	340 kg/cm ²	4836 psi	41	380 kg/cm ²	5405 psi
35	290 kg/cm ²	4125 psi	38	340 kg/cm ²	4836 psi	42	400 kg/cm ²	5689 psi
N Dias	373 kg/cm ²	5298psi	N Dias	377 kg/cm ²	5365psi	42	370 kg/cm ²	5262psi

Esta es una prueba no destructiva para los concretos, los datos tomados se hicieron con el mismo angulo de dirección y sus lecturas son promediados de acuerdo a los puntos tomados. El número de lecturas deben ser representativos para cada elemento estructural.

REGISTRO FOTOGRÁFICO:



PROMEDIO DE LA RESISTENCIA OBTENIDA DE LOS TRES ELEMENTOS ESTRUCTURALES:			5308psi	
Resistencia Teórica:	Pilotes	5298psi	 Carolina Hernandez Ing. De Laboratorio	 Pedro A. Rubio S. Gerente Técnico
	Cabezal	5305psi		
	Estribos	5262psi		

 P.C. DISEÑO Y CONSTRUCCION Análisis de estructuras, suelos y pavimentos	MACROPROCESO: ENSAYOS DE LABORATORIO: ESTRUCTURAS	Código: E-413-2016
	FORMATO: ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO: INDICE ESCLEROMETRICO EN EL CONCRETO ENDURECIDO INV E-413, NTC 3892.	Versión: 003
		Página 1 de 4

PROYECTO: Puente sobre el río sumapaz en el lado izquierdo **CONTRATANTE:** Fernando Antonio Arango Salazar
LOCALIZACIÓN: Vereda El Charcón - Carmen de Apicalá - Tolima **FECHA:** 13 de Abril de 2019

Pilotes		
40	370 kg/cm ²	5262 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
39	350 kg/cm ²	4978 psi
38	340 kg/cm ²	4836 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
44	430 kg/cm ²	6116 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
41	380 kg/cm ²	5405 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
44	430 kg/cm ²	6116 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
41	380 kg/cm ²	5405 psi
N Dias	385 kg/cm ²	5476psi

Cabezal de pilotes		
38	340 kg/cm ²	4836 psi
38	340 kg/cm ²	4836 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
38	340 kg/cm ²	4836 psi
39	350 kg/cm ²	4978 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
38	340 kg/cm ²	4836 psi
39	350 kg/cm ²	4978 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
41	380 kg/cm ²	5405 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
44	430 kg/cm ²	6116 psi
N Dias	370 kg/cm ²	5262psi


Estribos		
39	350 kg/cm ²	4978 psi
39	350 kg/cm ²	4978 psi
38	340 kg/cm ²	4836 psi
39	350 kg/cm ²	4978 psi
41	380 kg/cm ²	5405 psi
38	340 kg/cm ²	4836 psi
39	350 kg/cm ²	4978 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
41	380 kg/cm ²	5405 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
44	430 kg/cm ²	6116 psi
39	350 kg/cm ²	4978 psi
41	380 kg/cm ²	5405 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
37	320 kg/cm ²	4551 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
42	364 kg/cm ²	5182psi

Esta es una prueba no destructiva para los concretos, los datos tomados se hicieron con el mismo ángulo de dirección y sus lecturas son promediadas de acuerdo a los puntos tomados. El número de lecturas deben ser representativos para cada elemento estructural.

REGISTRO FOTOGRÁFICO:



PROMEDIO DE LA RESISTENCIA OBTENIDA DE LOS TRES ELEMENTOS ESTRUCTURALES:			5307psi
Resistencia Teórica:	Pilotes	5476psi	 Carolina Hernandez Ing. De Laboratorio
	Cabezal	5262psi	
	Estribos	5182psi	
			 Pedro A. Rubio B. Gerente Técnico

 P.C. DISEÑO Y CONSTRUCCION Análisis de estructuras, suelos y pavimentos	MACROPROCESO: ENSAYOS DE LABORATORIO: ESTRUCTURAS	Código: E-413-2016
	FORMATO: ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. INDICE ESCLEROMETRICO EN EL CONCRETO ENDURECIDO INV E-413, NTC 3892.	Versión: 003
	Página 1 de 4	

PROYECTO: Puente sobre el río sumapaz en el lado izquierdo **CONTRATANTE:** Fernando Antonio Arango Salazar
LOCALIZACION: Vereda El Charcón - Carmen de Apicalá - Tolima **FECHA:** 13 de Abril de 2019

Pilotes		
41	380 kg/cm ²	5405 psi
41	380 kg/cm ²	5405 psi
39	350 kg/cm ²	4978 psi
38	340 kg/cm ²	4836 psi
41	380 kg/cm ²	5405 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
39	350 kg/cm ²	4978 psi
38	340 kg/cm ²	4836 psi
38	340 kg/cm ²	4836 psi
39	350 kg/cm ²	4978 psi
41	380 kg/cm ²	5405 psi
44	430 kg/cm ²	6116 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
39	350 kg/cm ²	4978 psi
N Dias	368 kg/cm ²	5227psi



Cabezal de pilotes		
39	350 kg/cm ²	4978 psi
39	350 kg/cm ²	4978 psi
41	380 kg/cm ²	5405 psi
41	380 kg/cm ²	5405 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
41	380 kg/cm ²	5405 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
39	350 kg/cm ²	4978 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
37	320 kg/cm ²	4551 psi
38	340 kg/cm ²	4836 psi
39	350 kg/cm ²	4978 psi
38	340 kg/cm ²	4836 psi
37	320 kg/cm ²	4551 psi
N Dias	363 kg/cm ²	5156psi

Estribos		
44	430 kg/cm ²	6116 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
44	430 kg/cm ²	6116 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
41	380 kg/cm ²	5405 psi
41	380 kg/cm ²	5405 psi
44	430 kg/cm ²	6116 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
40	370 kg/cm ²	5262 psi
42	400 kg/cm ²	5689 psi
44	430 kg/cm ²	6116 psi
41	380 kg/cm ²	5405 psi
N Dias	396 kg/cm ²	5636psi

Esta es una prueba no destructiva para los concretos, los datos tomados se hicieron con el mismo ángulo de dirección y sus lecturas son promediadas de acuerdo a los puntos tomados. El número de lecturas deben ser representativos para cada elemento estructural.

REGISTRO FOTOGRÁFICO:



PROMEDIO DE LA RESISTENCIA OBTENIDA DE LOS TRES ELEMENTOS ESTRUCTURALES:		5336psi
Resistencia Teórica:	Pilotes	5227psi
	Cabezal	5156psi
	Estribos	5636psi
		
Carolina Hernández Ing. De Laboratorio		Pedro A. Rubio S. Gerente Técnico

11. Referencias Bibliográficas

- Cocoa. (26 de Enero de 2018). *Cocoa.com*. Obtenido de <https://ccocoa.com/tipos-de-puentes-que-existen-y-sus-caracteristicas/>
- Educalingo. (s.f.). *educalingo.com*. Obtenido de <https://educalingo.com/es/dic-es/esclerometro>
- GeoStru. (13 de Junio de 2016). *www.geostru.eu*. Obtenido de <https://www.geostru.eu/es/estabilidad-de-taludes/>
- GisIberica. (2010). <http://www.gisiberica.com/>. Obtenido de http://www.gisiberica.com/fisurometros/Medicion_grietas.html
- INVIAS . (s.f.).
- INVIAS-UNAL . (2006).
- Miliarium. (2008). *Miliarium.com*. Obtenido de <http://www.miliarium.com/bibliografia/Monografias/Puentes/TiposPuentes.asp>
- Montani, R. (2 de Diciembre de 2000). <http://www.imcyc.com/>. Obtenido de <http://www.imcyc.com/revista/2000/dic2000/carbonatacion.htm>
- Rivva. (2006). Durabilidad Y Patología en el concreto. En R. L.. Lima: Fondo Editorial ICG.
- rrueda. (26 de enero de 2013). *Durabilidad de Estructuras de Concreto*. Obtenido de <http://tienda.icontec.org/brief/NTC5551.pdf>
- Sanchez De Guzman. (2002). *Durabilidad y Patología del Concreto*. Asocreto.
- Tadeo, N., & Lenz, A. (2010). Identificación y análisis de patologías en puentes de carretera. *Ingeniería de Construcción*, 106.
- Tadeu Mascia, N., & Lenz Sartorti, A. (2006). 109.
- Universidad De Piura. (02 de Octubre de 2006). *Subestructuras*. Obtenido de http://www.biblioteca.udep.edu.pe/BibVirUDEP/tesis/pdf/1_141_179_93_1310.pdf
- Universidad Pontificia Javeriana. (11 de Septiembre de 2010). *Manual Para el Mantenimiento De La Red Vial*. Obtenido de <http://web.mintransporte.gov.co/pvr/images/stories/documentos/pavimentos1>
- Yamin, L. &. (2000). Vulnerabilidad Sismica De Puentes En Colombia Y Estrategias De Rehabilitación. *Revista De Ingenieria De La Universidad De Los Andes*, 05-06.

