

EVALUACION DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN PUENTES DE CONCRETO
EXISTENTES

DEBY JURADO DUARTE

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD FISICO MECANICAS
ESCUELA INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2015

EVALUACION DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN PUENTES DE CONCRETO
EXISTENTES

DEBY JURADO DUARTE

Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de Ingeniero Civil

Director

Ph.D. Ing. ALVARO VIVIESCAS JAIMES

Codirector

ING. ANGELICA CORZO HERNANDEZ

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD FISICO MECANICAS
ESCUELA INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA

2015

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a todas las personas que directa o indirectamente me han apoyado en el transcurso de este proyecto, en especial al grupo de investigación en nuevos materiales y estructuras (INME). Quiero también resaltar a la Gobernación de Santander por brindarnos la oportunidad del estudio de las estructuras al donarlas a la Universidad, al profesor Álvaro Viviescas y a mi codirectora la ingeniera Angélica Corzo por compartirme la idea de este proyecto.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	13
1. MARCO TEÓRICO	14
2. LOCALIZACION Y DESCRIPCIÓN	15
2.1 UBICACIÓN	15
2.2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	15
3. METODOLOGÍA	17
3.1 CARACTERIZACIÓN DE CONSULTAS BIBLIOGRÁFICAS	17
3.2 ENSAYOS DESTRUCTIVOS EN MUESTRAS DE LOS MATERIALES QUE COMPONEN EL PUENTE DE VIGA-LOSA DE AGUABLANCA EN CONCRETO POSTENSADO (CONCRETO).	18
3.2.1 Extracción de núcleos en concreto.	18
3.2.2 Ensayo de resistencia a la compresión.....	20
3.2.2.1 Refrentado de núcleos.....	20
3.2.2.2 Ensayo de las muestras.....	21
3.2.2.3 Resistencia	23
3.2.2.4 Precisión y sesgo.....	24
3.3 PLANTEAR UN DISEÑO DEL PUENTE DE AGUABLANCA Y ENCONTRAR EL FACTOR DE SEGURIDAD REAL Y TEÓRICO.....	26
3.3.1 Diseño del puente de Aguablanca	26
3.3.1.1. Materiales	27
3.3.1.2. Criterio de la valoración de la fuerza de preesfuerzo	27
3.3.1.3. Esfuerzos sobre el concreto y pérdidas totales.....	27
3.3.1.4. Tensionamiento	28
3.3.2 Diseño teórico	28

3.3.3	Diseño real.....	29
3.3.4.	Diseño real para límite inferior	29
3.3.5	Diseño real para límite superi	30
4.	ANÁLISIS Y RESULTADOS.....	31
4.1	FACTOR DE SEGURIDAD DEL DISEÑO TEÓRICO	32
4.2	FACTOR DE SEGURIDAD PARA EL DISEÑO REAL.....	32
4.3	FACTOR DE SEGURIDAD PARA EL DISEÑO REAL LÍMITE SUPERIOR. 33	
4.4	FACTOR DE SEGURIDAD PARA EL DISEÑO REAL LÍMITE INFERIOR.	33
5.	CONCLUSIONES	35
6.	RECOMENDACIONES.....	37
	BIBLIOGRAFIA.....	38
	REFERENCIAS	40

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Fuerzas axiales de compresión.	22
Tabla 2. Factores de corrección de las muestras.	23
Tabla 3. Resistencias a la compresión.	23
Tabla 4. Tabla de precisión del ensayo NTC 673 ⁶	24
Tabla 5. Resistencia media del concreto de las vigas.	25
Tabla 6. Resistencia media del concreto de la placa.....	25
Tabla 7. Esfuerzos admisibles de acuerdo al CCDSP-95 ²	28
Tabla 8. Esfuerzos admisibles de acuerdo al CCP-14 ¹³	28
Tabla 9. Cuadro de tensionamiento.....	28
Tabla 10. Valores de la resistencia de los concretos en estudio.....	29
Tabla 11. Factores de seguridad para los cuatro modelos en desarrollo.....	32

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación geográfica del Puente.....	15
Figura 2. Puente Aguablanca.....	16
Figura 3. Núcleo identificado.....	20
Figura 4. Núcleo de altura menor a 2D y con bases planas.....	21

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A. PLANO AGUABLANCA	CD
ANEXO B. PROTOCOLO DE EXTRACION DE MUESTRAS.....	CD
ANEXO B. REGISTRO FOTOGRAFICO DE VISITAS	CD
ANEXO B. REGISTRO FOTOGRAFICO DE NUCLEOS	CD
ANEXO C. ENSAYO DE NUCLEOS EXTRAIDOS	CD
ANEXO D. DISEÑO TEORICO DEL PUENTE DE AGUABLANCA	CD
ANEXO E. FACTORES DE SEGURIDAD	CD
ANEXO F. FACTORES DE SEGURIDAD	CD

RESUMEN

TITULO:

EVALUACION DEL FACTOR DE SEGURIDAD EN PUENTES DE CONCRETO EXISTENTES*

AUTORES:

DEBY JURADO DUARTE**

PALABRAS CLAVE:

Factor de seguridad, concreto pre esforzado, puente viga y losa, resistencia del concreto.

DESCRIPCION

Los factores de seguridad en puentes, son la probabilidad empleada para evaluar el comportamiento de éstos ante determinadas demandas constructivas y de servicio final de la estructura. En Colombia, para una estructura este tipo de ensayo, en el cual se extraen muestras de concreto y se encuentra el estado del material para luego determinar un factor de seguridad real después de una larga vida de servicio, no es aplicado, únicamente se hace durante su diseño para garantizar su vida útil y haría más larga a medida que esta aumenta. De acuerdo a posibles fallas constructivas y experiencia en campo, en ciertas construcciones de concreto, los factores de seguridad cada vez están cambiando sus límites, garantizando su servicio de diseño. En este orden de ideas, mediante este artículo se muestra el proceso desarrollado y los resultados obtenidos al realizar una evaluación del factor de seguridad en puentes de concreto con vigas postensadas existentes. A través de esta evaluación de factores de seguridad, se obtuvo un diagnóstico del estado actual de la estructura en comparación con su estado de diseño a partir de su esquema estructural. La finalidad de este artículo, es marcar una pauta para el inicio de una guía para evaluar los factores de seguridad en estructuras de concreto existentes, que han estado sometidas a largos periodos de funcionamiento, sin ningún tipo de mantenimiento físico, a partir de estados reales en la composición de los materiales de la superestructura.

* Evaluación del factor de seguridad en puentes de concreto existentes

** Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director Álvaro Viviescas

ABSTRACT

TITLE:

EVALUATION OF SAFETY FACTOR IN EXISTING CONCRETE BRIDGES *

BY:

DEBY JURADO DUARTE **

Key words:

Safety factor, prestressed concrete, Girder bridge and slab, resistance of concrete

DESCRIPTION

The safety factors for bridges are the probability used to assess their behavior to certain constructive demands and for final service of structure. In Colombia, for any structure, this type of test, in which concrete samples are extracted for know the state of the material and then determine its safety factor actual after a long service life, it is not applied, only it is making during design to guarantee its life and make it longer as this increases. According to possible failures constructive, and field experience, in certain concrete constructions, the safety factors are increasingly shifting their limits, guaranteeing their design service. In this vein, this article shows the process developed and the results obtained to conduct an assessment of the safety factor in existing concrete bridges with post-tensioned beams. Through this assessment of safety factors, a diagnosis of the state of the structure compared to the state of design from the structural schema is obtained. The purpose of this article is to set a standard for the start of a guide to assess safety factors of existing concrete structures they have been subjected to long periods of operation without any physical maintenance from real states in the composition of the materials of the superstructure.

* Evaluation of the safety factor in existing concrete bridges

** Faculty of Mechanical Engineering Physics. School of Civil Engineering. Director Alvaro Viviescas

INTRODUCCIÓN

Como consecuencia del llenado de la represa Hidrosogamoso, varios puentes de la vía la Renta San Vicente de Chucuri quedaron inundados. Estas estructuras fueron entregadas por la gobernación de Santander a la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander, para que el grupo de investigación en nuevos materiales y estructuras -INME- desarrollara estudios antes de su inundación. Los puentes de concreto postensado de tipo viga y losa que quedaron bajo el espejo de agua fueron Aguablanca, La Parroquia y El Ramo.

En el desarrollo de las propuestas de estudio a las estructuras se planteó la necesidad de obtener una relación numérica entre los factores de seguridad teórico de diseño y el actual, para determinar la degradación de la resistencia media de los materiales de diseño o el sobre diseño de la estructura en estudio. A partir de valores reales de la resistencia del concreto de las vigas postensadas y un diseño del estado actual y teórico de la estructura. Este artículo proyecta ser el inicio de una guía investigativa para la evaluación del estado actual de concreto postensado de puentes tipo viga y losa en Colombia que han estado en servicio durante largos periodos de tiempo y sin ningún tipo de mantenimiento ni supervisión.

1. MARCO TEÓRICO

La teoría de diseño por durabilidad se basa en el uso del diseño estructural tradicional también conocido como el diseño por confiabilidad estructural. El contexto de seguridad en una estructura se define como la capacidad de la misma a resistir, con un grado de certidumbre aceptable, las posibles fallas debido a la degradación de la estructura producida por agentes externos. Es por esto que usualmente se utilizan tres métodos de diseño para la durabilidad de las estructuras. El método determinístico, el método estocástico y el método de factores de seguridad. El método determinístico considera las cargas externas, la resistencia y la vida útil como cantidades únicas, que se estiman directamente de fórmulas empíricas previamente calculadas. Por otro lado el método estocástico considera las cargas externas, la resistencia y la vida útil como funciones de distribución probabilísticas donde los factores involucrados para determinar estas funciones son muchos, incrementando la complejidad de su uso, por lo que convierte el uso del método de factores de seguridad en el más factible.

El método de factor de seguridad se basa en el principio de seguridad y confiabilidad donde las estructuras y los elementos estructurales deben ser diseñados para resistir cargas adicionales por encima de lo que se espera bajo condiciones normales de uso, o de algún evento adverso. La variabilidad en resistencia, la variabilidad en cargas y las condiciones de falla son condiciones que efectúan el uso del factor de seguridad.

En el diseño estructural el valor de las cargas de servicio, se multiplican por factores de seguridad, donde representan valores mayores a 1, los cuales consideran la variabilidad en la magnitud de dichas cargas. En términos técnicos para encontrar el factor de seguridad en el presente trabajo utilizaremos la relación del momento nominal o real con el momento de diseño, donde el momento nominal es función del esfuerzo máximo del concreto en la sección del puente.

Figura 2. Puente Aguablanca.



Como obras complementarias el puente Aguablanca posee un bordillo y una baranda de seguridad de concreto a cada lado del tablero y una superficie de rodadura correspondiente a la misma losa de concreto sin pavimento asfáltico.

3. METODOLOGÍA

3.1 CARACTERIZACIÓN DE CONSULTAS BIBLIOGRÁFICAS

Para el desarrollo del proyecto fue necesario hacer consultas bibliográficas en base a la caracterización mecánicas de materiales en pruebas destructivas, al factor de seguridad de diseño de estructuras en concreto y manuales de diseño de puentes de viga y losa de concreto postensado.

En las consultas para la caracterización mecánica de materiales en pruebas destructivas fue necesario hacer una recopilación de información en ensayos para el concreto que determinaran la resistencia media del material, para esto fue necesario utilizar las Normas Técnicas Colombianas, (NTC), y algunos artículos de estado del arte de este tipo de pruebas.

Para el diseño y estudio de puentes postensados de viga-losa se estudiaron manuales de diseño de puentes como el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes² y entre los textos internacionales consultados se tomaron referencias de la norma estadounidense AASHTO la cual establece un libro titulado Manual for Bridge Evaluación 2010³ entre otras bibliografías consultas.

Como material útil en información de diseño, datos de cargas externas, información geométrica del puente de Aguablanca, se consultó el artículo Evaluación de la rigidez a flexión de puentes de viga y losa en concreto pre-esforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: puente Aguablanca vía la renta – San Vicente de Chucurí⁴, los autores citan que no se encontró diseños preliminares del puente de Aguablanca en su estudio de recopilación bibliográfica. Teniendo en cuenta que no hay diseños de la estructura fue necesario hacer un diseño de la estructura.

3.2 ENSAYOS DESTRUCTIVOS EN MUESTRAS DE LOS MATERIALES QUE COMPONEN EL PUENTE DE VIGA-LOSA DE AGUABLANCA EN CONCRETO POSTENSADO (CONCRETO).

Para la caracterización mecánica de materiales en el puente Aguablanca fue necesario primero establecer visitas para la extracción de muestras, en total fueron 4 visitas en el cual se obtuvieron un total de 17 muestras (núcleos en concreto) de las cuales 14 de ellas extraídas en la placa y 3 de ellas en vigas. Como metodología en la extracción y análisis de las muestras se realizó:

3.2.1 Extracción de núcleos en concreto.

En la extracción de las muestras en concreto para los ensayos de resistencia a compresión se tomó en cuenta la NTC 3658 INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA. MÉTODO PARA LA OBTENCIÓN Y ENSAYO DE NÚCLEOS EXTRAÍDOS Y VIGAS DE CONCRETO ASERRADAS (ASTM C42)⁵. Donde señala “Un espécimen de núcleo, tomado perpendicularmente a la superficie horizontal, debe localizarse en lo posible, de tal forma que su eje sea perpendicular a la base de concreto tal como fue colocado originalmente y lejos de las juntas formadas o bordes evidentes de diferentes elementos estructurales. Un espécimen tomado perpendicularmente a la superficie vertical, o perpendicular a una superficie con cierta inclinación, debe tomarse cerca a la mitad de un elemento cuando sea posible y lejos de las juntas formadas o bordes evidentes de diferentes elementos estructurales”. Inicialmente el punto de extracción de la muestra se encuentra ubicado en un plano de la estructura de tal forma que luego en el puente se pueda ubicar con referencia el punto de donde se obtendrá el núcleo, previamente a esto se instala un chazo en la placa de la estructura para evitar que durante el procedimiento el taladro de núcleos pierda equilibrio y atrofie la muestra, durante el protocolo de trabajo se hace una hoja de vida, para cada espécimen donde se anexan datos específicos de la muestra como tipo estructura, fecha de extracción, inicio y fin del procedimiento, propiedades físicas,

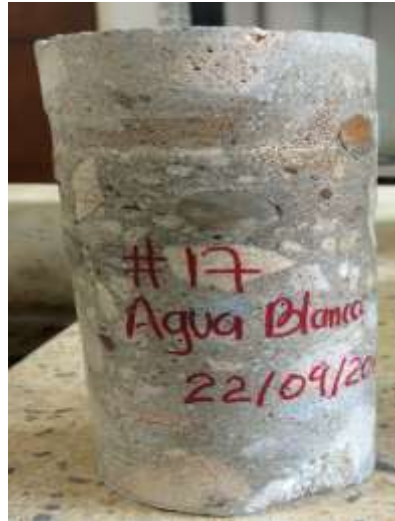
procedimiento, observaciones, un cuadro de seguimiento de la muestra y posteriormente se anexa a cada hoja de vida un plano donde se ubica el núcleo en la estructura en planta corte longitudinal y corte transversal, (ver Anexo A y B). Finalmente la muestra es marcada y es envuelta en papel y empacada en un caja para evitar que durante su transporte al laboratorio se maltrate o se rompa. Figura 3.

Para la extracción se utilizó un taladro con broca de punta de diamante de 3 pulgadas de diámetro interno. Los diámetros de los especímenes varían entre 76.16-76.64 mm, y sus alturas fueron definidas de acuerdo a las siguientes causas:

- Cuando se toma el núcleo en la placa, la broca la cruza y se obtiene un núcleo del espesor de esta (0.185 m).
- Durante la perforación la broca choca con acero de refuerzo y este hace que el núcleo se rompa y defina su altura.
- Durante la extracción se obtiene un núcleo par, es decir un núcleo de placa y viga, entonces la altura del núcleo de placa está definida en 0.185 m y el de la viga se limita a una altura no mayor a 0.185 m, ya que cada broca tiene una altura promedio de 0.37 m.

Una vez llevadas las muestras al laboratorio se desempacan y se sumergen en una pila que contiene agua saturada con cal, para evitar que en su espera para el ensayo se meteorice o pierda propiedades de humedad, y facilitar su corte para aplanar sus bases.

Figura 3. Núcleo identificado



3.2.2 Ensayo de resistencia a la compresión.

Para la realización del ensayo de compresión se tuvo en cuenta la norma NTC 673, ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE ESPECIMENES CILÍNDRICOS DE CONCRETO (ASTM C39)⁶, El ensayo consiste en aplicar una carga axial de compresión a los o núcleos a una velocidad que se encuentra dentro de un rango prescrito hasta que ocurra la falla. Para realizar la prueba a cada espécimen fue necesario adecuar sus bases (figura 4) ya que algunos estaban por encima de la máxima altura del espécimen 2D, y otros tenían bases irregulares (bases no planas).

3.2.2.1 Refrentado de núcleos.. Antes de realizarse el ensayo de compresión, se refrentaron las bases con mortero de azufre a los especímenes endurecidos de acuerdo con la Norma NTC 504, REFRENTADO DE ESPECÍMENES CILÍNDRICOS DE CONCRETO (ASTM C617)⁷. Las superficies refrentadas de los especímenes deben estar de acuerdo con los requerimientos de

plenitud de la NTC 1377, ELABORACIÓN Y CURADO DE MUESTRAS DE CONCRETO EN EL LABORATORIO. (ASTM C192)⁸. (Ver Anexo C).

Figura 4. Núcleo de altura menor a 2D y con bases planas.



Después del refrentado se tomaron las alturas, el diámetro y se calculó el nuevo volumen y área de la sección de las muestras a ensayar y se anexaron a la tabla de seguimiento de la muestra, agregada a la hoja de vida de cada muestra.

3.2.2.2 Ensayo de las muestras. . De acuerdo a los ensayos de compresión se muestra la tabla 1. La localización de cada núcleo se puede observar en el plano anexo (VER ANEXO A).

Tabla 1. Fuerzas axiales de compresión.

Núcleo	A[mm ²]	Carga [KN]	Elemento
1	4613,99	80,6	Placa
2	4560,37	79,4	Placa
3	4584,34	108	Placa
4	4594,34	97	Placa
5	4583,54	126	Placa
6	4583,14	96,6	Placa
7	4603,96	179,7	Viga
8	4610,78	143,3	Placa
9	4603,56	128,9	Placa
10	4582,34	75,9	Placa
11	4597,95	157	Viga
12	4604,36	117,2	Placa
13	4610,38	128,4	Placa
14	4606,77	90,4	Placa
15	4604,36	108,9	Placa
16	4554,38	155,5	Viga
17	4601,96	125,7	Placa

Para cada muestra se encontró un F.C.R (Factor de corrección de la resistencia). Para los núcleos donde la relación L/D (Longitud/Diámetro) es menor de 1,94, se aplican los factores de corrección de la tabla 2, tomada de NTC 3658⁵, Para especímenes con relación L/D entre el rango 2,10 y 1,94 no requieren corrección y para relaciones L/D superiores a 2,10 se debe modificar la altura del espécimen antes del ensayo. Para muestras con una relación diferente a las mostradas en la tabla 2, su corrección es la interpolación entre el rango de las visibles. (Ver Anexo C).

Tabla 2. Factores de corrección de las muestras⁹.

Relación l/d	Factor de corrección de la resistencia
2,05	0,98
1,50	0,96
1,25	0,93
1,00	0,87

3.2.2.3 Resistencia . Una vez corregidas las fuerzas axiales de compresión se calcula el esfuerzo soportado por cada cilindro de concreto con la fórmula:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (1)$$

En la tabla 2 se muestran las resistencias a la compresión para cada espécimen

Tabla 3. Resistencias a la compresión.

Núcleo	A [mm ²]	Carga		f' c		Elemento	Ubicación
		[KN]	F.C.R	[Mpa]			
1	4613,99	80,6	0,964	16,845		Placa	1/2 luz
2	4560,37	79,4	0,973	16,933		Placa	1/3 luz
3	4584,34	108	0,973	22,93		Placa	1/3 luz
4	4594,34	97	0,970	20,495		Placa	1/3 luz
5	4583,54	126	0,928	25,506		Placa	1/3 luz
6	4583,14	96,6	0,977	20,588		Placa	1/3 luz
7	4603,96	179,7	0,967	37,736		Viga	1/3 luz
8	4610,78	143,3	0,951	29,549		Placa	1/3 luz
9	4603,56	128,9	0,979	27,403		Placa	1/3 luz
10	4582,34	75,9	0,974	16,127		Placa	1/2 luz
11	4597,95	157	0,972	33,199		Viga	1/2 luz
12	4604,36	117,2	0,973	24,765		Placa	1/3 luz
13	4610,38	128,4	0,960	26,739		Placa	1/3 luz
14	4606,77	90,4	0,962	18,868		Placa	1/3 luz
15	4604,36	108,9	0,976	23,093		Placa	1/3 luz
16	4554,38	155,5	0,977	33,353		Viga	1/6 luz
17	4601,96	125,7	0,971	26,523		Placa	1/6 luz

3.2.2.4 Precisión y sesgo.. Para cilindros hechos de una muestra de concreto de la misma edad y correctamente mezclado bajo condiciones de laboratorio y bajo condiciones de obra se tiene la tabla 4 tomada de la NTC 673 ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CILINDROS NORMALES DE CONCRETO. (ASTM C39)⁶

Tabla 4. Tabla de precisión del ensayo NTC 673⁶

	Coeficiente de variación ⁴	Rango aceptable ⁴ de resistencia de cilindros Individuales	
		2 cilindros	3 cilindros
150 mm por 300 mm (6 pulgadas por 12 pulgadas)			
Condiciones de laboratorio	2,4 %	6,6 %	7,8 %
Condiciones de obra	2,9 %	8,0 %	9,5 %
100 mm por 200 mm (4 pulgadas por 8 pulgadas)			
Condiciones de laboratorio	3,2 %	9,0 %	10,6 %

Como no hay un rango aceptable para el diámetro de 3 pulgadas de los cilindros a ensayar, se tomó como referencia las especificaciones técnicas para la construcción de puentes en concreto de SDDOT¹⁰ donde el sesgo para especímenes de 3 pulgadas está dado por un rango de 500 psi por encima de la resistencia preinscrita en el diseño y 500 psi por debajo, pero como no se dispone de diseño se tomara como rango 500 psi por encima de la resistencia media de las muestras ensayadas y 500 psi por debajo de esta, descartando las que se encuentran fuera del intervalo. De acuerdo a estas especificaciones el sesgo de estas muestras será comparado con el intervalo para especímenes de 4 pulgadas especificado en la NTC 673 ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CILINDROS NORMALES DE CONCRETO. (ASTM C39)⁶, sin evitar el uso de las normas técnicas colombianas (Ver Anexo C). La resistencia media para especímenes de vigas y placa se muestran en las tablas 5 y 6.

Tabla 5. Resistencia media del concreto de las vigas.

Núcleo	f'c [Psi]	Rango		
7	5471.72	7-11	8.55 %	
11	4813.86	7-12	4.5 %	
16	4836.19	7-13	4.06 %	
				5040.59 psi

De la tabla 3 se puede decir que la resistencia media para las vigas es de 5040.59 Psi. (353 kg/cm²) y de la tabla 4 de la resistencia media del concreto de la placa se puede ver que tiene un valor de 3319.945 Psi. (232 kg/cm²) (Ver Anexo C).

Tabla 6. Resistencia media del concreto de la placa.

Núcleo	f'c [Psi]	Rango	f'c [Psi]	Rango
1	2442.53	25.5 %		
2	2455.29	25.1 %		
3	3324.85	1.47 %	3324.85	0.14 %
4	2971.78	9.3 %	2971.78	10.48 %
5	3698.37	12.9 %	3698.37	11.39 %
6	2985.26	8.89 %	2985.26	10.08 %
8	4284.61	30.8 %		
9	3973.44	21.3 %		
10	2338.42	28.6 %		
12	3590.93	9.59 %	3590.93	8.16%
13	3877.16	18.3 %		
14	2735.86	16.5 %		
15	3348.49	2.19 %	3348.49	0.85%
17	3845.84	17.4 %		
			3276.63	3319.945

De acuerdo con los rangos de la muestras vistos en las tablas 3 y 4 estos están por debajo y algunas no exceden en diferencias representativas al rango para cilindros de 4 pulgadas de la de la tabla 4 de precisión. Finalmente se puede

concluir que en el análisis de la muestras el rango de los cilindros está dentro de los rangos preinscritos por las normas establecidas.

3.3 PLANTEAR UN DISEÑO DEL PUENTE DE AGUABLANCA Y ENCONTRAR EL FACTOR DE SEGURIDAD REAL Y TEÓRICO.

Para el puente de Aguablanca no se encontraron registros de diseños reales de la estructura por lo que se propuso trabajar con un diseño planteado de la referencia 4. Se dispuso del diseño planteado y previamente se terminó de desarrollar ya que el diseño tenía un alcance hasta el comportamiento del concreto según el CCDSP 95².

En las memorias de cálculo de este diseño se pudo observar que se tuvieron en cuenta documentos nacionales como: una cartilla de diseño de puentes postensados de dos vigas con luces entre 20 y 46 metros del fondo nacional de caminos vecinales, 1993, SUPERESTRUCTURAS EN CONCRETO POSTENSADO¹¹, Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCDSP-95², y finalmente se encontró: MODELO DE PUENTES DE CARRETERAS, este documento es una cartilla de diseño de puentes postensados de tres vigas con luces entre 20 y 46 metros¹². Básicamente estos fueron los documentos en los que los autores consultaron para realizar el diseño de la estructura de Aguablanca y de los cuales se dispuso para la finalización del diseño de la estructura.

3.3.1 Diseño del puente de Aguablanca

El puente de Aguablanca es de tipo viga y losa con vigas postensadas de 31 metros de longitud. El diseño de la estructura para encontrar los factores de seguridad son:

3.3.1.1. Materiales

Se asumieron los siguientes materiales:

Concreto de las vigas	Concreto de la losa
$f'_{ci} = 315 \text{ kg/cm}^2$	$f'_{ci} = 245 \text{ kg/cm}^2$
$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Acero de pre-esfuerzo: $f_{pu} = 18900 \text{ kg/cm}^2$, $f_{py} = 16000 \text{ kg/cm}^2$

3.3.1.2. Criterio de la valoración de la fuerza de preesfuerzo

Los esfuerzos en la fibra inferior de la sección compuesta ocasionados por el momento de diseño deben ser iguales al máximo esfuerzo admisible a tracción del concreto. Para el momento de diseño se tuvo en cuenta el peso propio (tanto de la viga como la losa), la carga sobreimpuesta (bordillo) y una carga viva correspondiente a una línea de carga de 1.44 toneladas por metro y una puntual móvil de 12 toneladas por carril⁴

La fuerza calculada se aumentó en un 25%, asumiendo que este porcentaje corresponde a las pérdidas totales (instantáneas más diferidas). Esta fuerza se dispuso en dos tensionamientos a través de cables de forma parabólica⁴.

3.3.1.3. Esfuerzos sobre el concreto y pérdidas totales

Se observa que se desarrollaron cálculos para los esfuerzo a compresión y tracción de concreto, en la etapa de transferencia y de servicio, en estos se muestran que estos esfuerzos exceden los admisibles del CCDSP-95², tabla 7, (ver anexo D), por esta razón se decide verificar los esfuerzos admisibles del CCP-14¹³, para estados del concreto como se muestra en la tabla 6.

Tabla 7. Esfuerzos admisibles de acuerdo al CCDSP-95²

Etapa	Compresión	Tracción
Transferencia	$0.55 \cdot f'c$	-
Servicio	$0.4 f'c$	$1.6 \cdot \sqrt{f'c}$

Tabla 8. Esfuerzos admisibles de acuerdo al CCP-14¹³

Etapa	Compresión	Tracción
Transferencia	$0.6 \cdot f'ci$	-
Servicio	$0.6 \Phi_w f'c$	$0.19 \cdot f'c(\text{ksi})$

Para las pérdidas instantáneas se consideró un coeficiente de curvatura (K) igual 0.006/m y un coeficiente de pérdidas por rozamiento de 0.3. Las pérdidas a largo plazo se hicieron de acuerdo al CCDSP-95² y se tuvo en cuenta la retracción de fraguado, el acortamiento inelástico, el flujo plástico y la relajación del acero.

3.3.1.4. Tensionamiento. Los cálculos de los tensionamientos primarios y secundarios se encuentran en la tabla 9. (Ver anexo D)

3.3.2 Diseño teórico

A partir del diseño propuesto en el proyecto de grado de la referencia 4, se dispuso en terminar el esfuerzo de servicio, diseño a cortante, diagramas de tensionamiento y deflexiones de la superestructura.

Tabla 9. Cuadro de tensionamiento

Cable	Torones (1/2 in)	Tensión en el gato (t)	Tensión en el centro de la luz (t)	Tensionamiento
1	4	54.8	50.53	Primero
2	4	54.3	50.53	
3	4	53.8	50.53	
4	4	53.2	50.53	
5	4	53.2	50.53	
6	4	46.7	50.53	Segundo
7	4	46.7	50.53	
8	4	47.2	50.53	

Para la representación de los factores de seguridad se tomaron 4 copias del diseño inicial con el fin de constituir en cada una los valores de las resistencias en estudio. Los valores de resistencia para los aceros se mantuvieron similares de acuerdo a que no se hizo un análisis en las propiedades físicas de estos.

En este duplicado del original se mantuvieron todas las características iguales a las iniciales. Como se muestra en la tabla 10.

Tabla 10. Valores de la resistencia de los concretos en estudio

	f'c viga	f'c losa
Teórico	350	245
Real	353	232
Real sup	387	232
Real inf	337	232

3.3.3 Diseño real.

Este diseño se llama así de acuerdo a la resistencia media del concreto de los núcleos extraídos de una estructura en estado de servicio. El modelo varia del original planteado en la resistencia del concreto de vigas y el de la placa, tabla 10. (Este diseño se encuentra en el anexo E, factor de seguridad Real 5040 psi)

3.3.4. Diseño real para límite inferior

De acuerdo a la información adquiría en el análisis de las tres muestras de concreto de vigas se dispuso desarrollar un diseño con el estado mínimo de la resistencia del concreto con la intención de evaluar el rango inferior del factor de seguridad real del puente de Aguablanca. (Ver anexo E, Factor de Seguridad límite inferior 4814 psi), los valores para ese diseño se pueden observar en la tabla 10.

3.3.5 Diseño real para límite superior

Al igual que el diseño real para límite inferior también se propuso evaluar la resistencia mayor dentro de las tres muestras para determinar el intervalo máximo del factor de seguridad del puente de Aguablanca. (Ver anexo E, Factor de Seguridad límite Superior 5472 psi), los valores para ese diseño se pueden observar en la tabla 10.

4. ANÁLISIS Y RESULTADOS

Para el análisis se decidió estudiar cada diseño por aparte y luego comparar los resultados del momento máximo y nominal y posterior encontrar el factor de seguridad para cada modelo como se describe en la siguiente formula.

$$F. S. = \frac{M_n}{M_{ELS}} \quad (2)$$

Donde M_{ELS} es el momento de diseño máximo que se encuentra a un medio de la longitud de la luz y M_n es el momento nominal que también se encuentra en la mitad de la luz, para condiciones donde el esfuerzo por las cargas externas es igual al esfuerzo máximo de servicio del concreto.

De acuerdo con las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NRS-10¹⁴ el máximo esfuerzo admisible sobre el concreto a compresión. Para las cargas totales, es igual a $0.6 F'c$ (C.18.4). De acuerdo con el código de diseño de puentes Método LRFD, AASHTO, el esfuerzo a compresión “en puentes diferentes a los construidos segmentalmente debido a las cargas permanentes transitorias y durante el embarque y manejo es de $0.6f'c$ ”.

De acuerdo al diseño preliminar se obtuvieron valores para el momento de diseño que se muestran en la tabla 11, (ver anexo D).

Con una deflexión máxima del centro de luz de 0,0376 m producido por las cargas vivas y una deflexión máxima admisible de 0,03875 m

Tabla 11. Factores de seguridad para los cuatro modelos en desarrollo

		1	2	3	4
		Teórico	Real	Real sup	Real inf
f'c viga		350	353	337	383
f'c losa		245	232	232	232
	MELS	Mn	Mn	Mn	Mn
Md	209,594	209,5941	209,5941	209,5941	209,5941
Mds	24,5055	24,5055	24,5055	24,5055	24,5055
M(l+i)	172,545	386,5186	395,2026	482,0417	348,8883
	406,645	620,6182	629,3022	716,1413	582,9879
F.S		1,526	1,548	1,761	1,434

4.1 FACTOR DE SEGURIDAD DEL DISEÑO TEÓRICO

De acuerdo con las condiciones planteadas para el diseño teórico se tiene una resistencia admisible del concreto a compresión de 210.0 kg/cm^2 . Con momentos de diseño y nominales como se muestran en la tabla 11, columna 1. (Ver anexo E y F).

De acuerdo a la tabla 11, columna 1 se calcula un factor de seguridad de 1.526 (ver anexo F). Con una deflexión en el centro de luz de 0,0376 m. (ver anexo E)

4.2 FACTOR DE SEGURIDAD PARA EL DISEÑO REAL.

Para condiciones reales del estado actual del puente de Aguablanca con una resistencia admisible a la compresión del concreto de 211.8 kg/cm^2 . Con momentos de diseño y nominales como se muestran en la tabla 11, columna 2 (Ver anexo E y F).

Para las condiciones mostradas en la tabla 11, columna 2 se calcula un factor de seguridad de 1.548 (ver anexo F). Con una deflexión en el centro de luz de 0,0374 m. (ver anexo E)

4.3 FACTOR DE SEGURIDAD PARA EL DISEÑO REAL LÍMITE SUPERIOR.

El límite superior para el factor de seguridad fue evaluado con la máxima resistencia de las muestras ensayadas de las vigas postensadas, con una resistencia admisible a la compresión de 229.8 kg/cm². Con momentos de diseño y nominales como se muestran en la tabla 11, columna 3. (Ver anexo E y F)

El factor de seguridad para el límite superior de acuerdo a las condiciones de la tabla 11, columna 3, es de 1.761 (ver anexo F) con una deflexión máxima en el centro de luz de 0,0359 m (ver anexo E)

4.4 FACTOR DE SEGURIDAD PARA EL DISEÑO REAL LÍMITE INFERIOR.

El límite inferior para el factor de seguridad fue evaluado con la resistencia menor dentro de los datos reales de los ensayos a compresión, con el fin de valorar el rango en el que posiblemente puede variar el factor de seguridad en la estructura de Aguablanca, con una resistencia admisible a la compresión del concreto de 202.2 kg/cm². Con momentos de diseño y nominales como se muestran en la tabla 11, columna 4. (Ver anexo E y F).

Con los valores de la tabla 11, columna 4, se tiene un factor de seguridad para la resistencia más baja de los ensayos de los cilindros de concreto de las vigas postensadas de 1.434, (ver anexo F) con una deflexión en el centro de luz de 0,03831 m. (ver anexo E).

En resumen se muestra la tabla 12 los factores de seguridad para las 4 resistencias de los concretos analizados.

Factores de seguridad para las cuatro resistencias del concreto en estudio.

	f'_c (kg/cm ²)	Esf admisible (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	δ (m)	F.S
Teórico	350	210	233853,58	0,0376	1,526
Real	353	211.8	234853,68	0,0374	1,548
Real sup	337	202.2	229469,49	0,0359	1,761
Real inf	383	229.8	244629,82	0,0383	1,434

5. CONCLUSIONES

En la caracterización mecánica de los materiales para la viga en estudio se observó que la resistencia a la compresión era mayor en un tercio de la luz libre, con lo que se puede decir que los esfuerzos en la parte superior de la sección en este punto son menores, permitiendo que el concreto no pierda resistencia comparado con otros puntos a lo largo de la luz.

En el análisis de las muestras también se observó que la resistencia en un medio de la luz libre de la viga postensada fue la menor comparada con las otras dos muestras tomadas, ya que a un medio de la luz el esfuerzo de la parte superior de la sección se hace mayor a la hora de soportar la carga de servicio y el peso muerto de la superestructura comparado con otros puntos a lo largo de la dirección longitudinal de esta.

En el análisis de la resistencia de la losa de la estructura se verificó que hay variación de los datos obtenidos a un descartando muestras con acero incluido. De esto se deduce que la placa si representa un deterioro representativo en la resistencia a la compresión por su alta desviación de las muestras ensayadas. Visualmente se pudo identificar que la losa presenta descascaramiento y desgaste en el material.

Para encontrar el factor de seguridad teórico del puente de Aguablanca fue necesario utilizar los límites del concreto de la CCP-14, ya que los límites representados en el CCDSP-95 no cumplen con el diseño propuesto. Por esta razón se pudo establecer un factor de seguridad de diseño dentro de un margen aceptable, sin cambiar las propiedades geométricas de la sección del puente.

En la evaluación del factor de seguridad real del puente de Aguablanca, también se utilizó los esfuerzos admisibles para el concreto de la CCP-14, para este diseño real se propuso la realización de tres modelos (diseño real, diseño límite superior y diseño límite inferior) que identificaran los estados límites reales del concreto ya que a lo largo de la luz de la viga el concreto se deteriora o pierde su capacidad al esfuerzo a una tasa distinta.

El factor de seguridad del diseño teórico comparado con el real representa un valor menor, ya que la resistencia media de los núcleos está por encima de la resistencia teórica de diseño, lo que podría decir que esta resistencia probablemente no es el valor inicial con la que se diseñaron las vigas postensadas, y que posiblemente después del periodo de servicio al que se vio expuesta la estructura, este valor representó una degradación de su media, concluyendo que a un centro de la luz se encuentra un máximo deterioro de la estructura y evidenciando que la resistencia de diseño se acerca más a la resistencia del límite superior, ya que este núcleo fue tomado en un punto donde su esfuerzo de servicio es menor.

En el análisis de deflexiones de los cuatro diseños para una carga viva descrita por el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCDSP-95)², el máximo valor es de 0,0383 m, que se evidencia en el límite inferior del factor de seguridad. Del análisis también se puede concluir que para efectos de seguridad, la estructura del puente de Aguablanca representa un rango límite entre 1.434 a 1.761.

6. RECOMENDACIONES

Es fundamental para la extracción de muestras escoger un diámetro que esté dentro de los valores de estudio antes realizados para realizar análisis basados en valores estandarizados. En el caso de obtención de núcleos de este proyecto se hicieron con un diámetro interior de 3 pulgadas el cual dentro de la Normas Técnicas Colombianas no se establece un rango de muestras aceptables para su cálculo de la resistencia a la compresión, por lo que fue necesario utilizar las especificaciones técnicas de SDDOT¹⁰

Por cuestiones del acelerado llenado del embalse Hidrosogamoso no fue posible tomar más muestras de núcleos del puente de Aguablanca, por lo que nuestro estudio se limitó a 3 muestras de concreto para toda la viga. Por lo anterior sería recomendable tomar como mínimo 3 muestras de cada sección sometida a diferentes esfuerzos para analizar un valor más exacto de la resistencia de este punto.

BIBLIOGRAFIA

AIS-Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica; Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, 1ª edición, Bogotá, 1995.

Fondo Nacional de Caminos Vecinales; SUPERESTRUCTURAS EN CONCRETO POSTENSADO; Bogotá 1993.

Google Maps; <https://www.google.com/maps/@7.0812927,-73.3416983,14736m/data=!3m1!1e3> (Consultado el 20 de enero 2015).

Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC); NTC 3658 ingeniería civil y arquitectura. Método para la obtención y ensayo de núcleos extraídos y vigas de concreto aserradas (ASTM C42); Apartado 14237 Bogotá, D.C.

Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC); NTC 673 ingeniería civil y arquitectura. Ensayo de resistencia a la compresión de cilindros normales de concreto. (ASTM C39); 3º Actualización. Apartado 14237 Bogotá, D.C.

Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC); NTC 504 ingeniería civil y arquitectura. Refrentado de especímenes cilíndricos de concreto (ASTM C617-87); 1º Actualización. Apartado 14237 Bogotá, D.C.

Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC); NTC 1377 ingeniería civil y arquitectura. Elaboración y curado de muestras de concreto en el laboratorio. (ASTM C192-90); 1º Actualización. Apartado 14237 Bogotá, D.C.

Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC); NTC 3658 ingeniería civil y arquitectura. Método para la obtención y ensayo de núcleos extraídos y vigas de concreto aserradas (ASTM C42); Apartado 14237 Bogotá, D.C.

INVIAS-Instituto Nacional de Vias; Norma Colombiana de diseño de puentes, 1ª edición, Bogotá, Noviembre 2014.

INVIAS-Instituto Nacional de Vias; Norma Colombiana de diseño de puentes, 1ª edición, Bogotá, Noviembre 2014.

Ministro de Obras Públicas y Transporte (MOPT); MODELO DE PUENTES DE CARRETERAS;1998.

NORMA COLOMBIANA SISMO RESISTENTE, NSR-10.

Rincón Luis y Sanabria Rafael; Evaluación de la rigidez a flexión de puentes de viga y losa en concreto pre-esforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: puente Aguablanca vía la renta – San Vicente de Chucuri [Tesis de Pregrado]. Bucaramanga, Colombia. Universidad Industrial de Santander. Agosto 2014

SDDOT; STRUCTURAL CONCRETE; speccs;contractors; <http://www.sddot.com/business/contractors/specs/specbook04/460.pdf> (Consultado el 25 de enero 2015)

REFERENCIAS

-
- ¹ Google Maps; <https://www.google.com/maps/@7.0812927,-73.3416983,14736m/data=!3m1!1e3> (Consultado el 20 de enero 2015).
- ² AIS-Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica; Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, 1ª edición, Bogotá, 1995.
- ³ INVIAS-Instituto Nacional de Vías; Norma Colombiana de diseño de puentes, 1ª edición, Bogotá, Noviembre 2014.
- ⁴ Rincón Luis y Sanabria Rafael; Evaluación de la rigidez a flexión de puentes de viga y losa en concreto pre-esforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: puente Aguablanca vía la renta – San Vicente de Chucuri [Tesis de Pregrado]. Bucaramanga, Colombia. Universidad Industrial de Santander. Agosto 2014
- ⁵ Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC); NTC 3658 ingeniería civil y arquitectura. Método para la obtención y ensayo de núcleos extraídos y vigas de concreto aserradas (ASTM C42); Apartado 14237 Bogotá, D.C.
- ⁶ Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC); NTC 673 ingeniería civil y arquitectura. Ensayo de resistencia a la compresión de cilindros normales de concreto. (ASTM C39); 3º Actualización. Apartado 14237 Bogotá, D.C.
- ⁷ Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC); NTC 504 ingeniería civil y arquitectura. Refrentado de especímenes cilíndricos de concreto (ASTM C617-87); 1º Actualización. Apartado 14237 Bogotá, D.C.
- ⁸ Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC); NTC 1377 ingeniería civil y arquitectura. Elaboración y curado de muestras de concreto en el laboratorio. (ASTM C192-90); 1º Actualización. Apartado 14237 Bogotá, D.C.
- ⁹ Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC); NTC 3658 ingeniería civil y arquitectura. Método para la obtención y ensayo de núcleos extraídos y vigas de concreto aserradas (ASTM C42); Apartado 14237 Bogotá, D.C.
- ¹⁰ SDDOT; STRUCTURAL CONCRETE; speccs;contractors; <http://www.sddot.com/business/contractors/specs/specbook04/460.pdf> (Consultado el 25 de enero 2015)

¹¹ Fondo Nacional de Caminos Vecinales; SUPERESTRUCTURAS EN CONCRETO POSTENSADO; Bogotá 1993.

¹² Ministro de Obras Publicas y Transporte (MOPT); MODELO DE PUENTES DE CARRETERAS;1998.

¹³ INVIAS-Instituto Nacional de Vias; Norma Colombiana de diseño de puentes, 1ª edición, Bogotá, Noviembre 2014.

¹⁴ NORMA COLOMBIANA SISMO RESISTENTE, NSR-10.