

**EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DEL COEFICIENTE DE LA ECUACIÓN DE LA
RESISTENCIA A CORTANTE EN ELEMENTOS DE CONCRETO**

**DANIEL ALEJANDRO MARTÍNEZ DIAZ
CARLOS HUMBERTO ORTÍZ CARILLO**

DIRECTOR

PhD. NÉSTOR IVÁN PRADO GARCÍA

**UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
ESCUELA DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2019**

**EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DEL COEFICIENTE LA ECUACIÓN DE LA
RESISTENCIA A CORTANTE EN ELEMENTOS DE CONCRETO**

**DANIEL ALEJANDRO MARTÍNEZ DIAZ
CARLOS HUMBERTO ORTÍZ CARILLO**

**DIRECTOR
PhD. NÉSTOR IVÁN PRADO GARCÍA**

Firma de aprobación para optar por el título de ingeniero civil

**UNIVERSIDAD PONTIFICIA BOLIVARIANA
ESCUELA DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2019**

DEDICATORIA

A la memoria de grandes matemáticos:

Newton

Einstein

Pascal

Euler

Lagrange

Comte

Gracias a ellos por contribuir para la ciencia y la humanidad siendo las bases teóricas para ser ingenieros.

AGRADECIMIENTO

Daniel A. Martínez Díaz

Las palabras se quedan cortas para expresar a mis padres el amor que les tengo, por ese esfuerzo diario que han hecho conmigo ofreciéndome lo mejor para mi vida, y su más valiosa herencia que me han dejado es la educación.

Unos especiales agradecimientos a mis abuelitos, Pedro Ramón, Cecilia e Isabel, por acompañarme en mi formación personal y profesional, por sus sabios consejos y sus infinitas anécdotas sobre sus enseñanzas de vida.

Al ingeniero Néstor Prado por permitirnos desarrollar esta investigación, ser nuestro director del proyecto de investigación y nuestro referente a seguir para ser un excelente profesional con gran sentido humano.

A mi novia Milena, por su amor, y su apoyo emocional y sentimental en esta etapa de mi vida antes de finalizar con mis estudios profesionales.

A mis grandes amigos, Simón, Juan Camilo, Julián y Mayrón porque aquel que conserve una amistad conserva un tesoro.

A todos los diferentes docentes y laboratoristas que tuvimos a lo largo de nuestra carrera por sus conocimientos y experiencias brindadas.

A todos gracias totales.

Carlos H. Ortiz Carrillo

Como no expresar la enorme gratitud que tengo hacia mis padres y familia que cada día se esforzaron en el negocio de comidas rápidas para poder solventar y tener lo necesario para poder sacar adelante esta carrera profesional.

Un especial énfasis a mi madre que siempre me motivo y estuvo ahí en los momentos más difíciles de esta carrera y dio todo de ella para yo poder seguir esforzándome y a mi padre le agradezco la paciencia y comprensión que requiere una carrera profesional como esta y el acompañamiento que me hizo.

Gracias a Ernesto Mendoza por guiarme y abrirme las puertas de esta maravillosa carrera que día a día fui descubriendo lo majestuosa que es.

Gracias a todos los compañeros que estuvieron a lo largo de esta carrera compartiendo conocimiento y colaborándonos el uno con el otro, en especial a Daniel Martínez por su amistad y compañerismo que siempre se ha tenido desde que lo conocí en esta carrera y ha sido motor y motivación para trabajar arduamente.

También agradezco a cada uno de los docentes que me instruyeran en este largo camino y me compartieron ese valioso conocimiento.

Por último un maravilloso agradecimiento a mi mujer Valentina Chanaga que ha estado en los últimos y más difíciles momentos de esta carrera siendo un gran apoyo psicológico y emocional.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	10
2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	11
2.1. ENUNCIADO.....	
2.2. OBJETIVOS.....	12
Objetivo general.....	12
Objetivos específico.....	12
2.3. JUSTIFICACIÓN.....	13
2.4. HIPOTESIS.....	13
2.5. ALCANCE.....	13
3. MARCO TEORICO.....	14
3.1. Antecedentes.....	14
3.2. Concepto de cortante y tensión diagonal en vigas.....	15
3.3. Resistencia a cortante directa del concreto.....	15
3.4. Vigas de concreto reforzado sin refuerzo a cortante.....	15
3.5. Formación de grietas diagonales.....	16
3.6. Comportamiento de vigas agrietadas diagonalmente.....	16
3.7. Vigas de gran peralte.....	16
3.8. Comportamiento de vigas de gran peralte.....	17
3.9. Disposiciones del reglamento NSR 10 para el diseño de vigas de gran peralte.....	17
4. METODOLOGÍA.....	18
4.1. Recopilación de información y diseños de prototipos.....	18
4.2. Fase experimental: Caracterización del material.....	18
4.2.1. Diseño de mezcla.....	30
4.2.2. Fundida de los 9 especímenes con sus respectivos testigos.....	35
4.2.3. Ensayos de resistencia a la compresión del concreto.....	36
4.2.4. Ensayos de resistencia al cortante utilizando una viga simple con carga en los tercios medios.....	37
4.3. Análisis de datos, y discusiones.....	39
5. CONCLUSIONES.....	45
6. RECOMENDACIONES.....	46
ANEXOS.....	47
REFERENCIAS.....	49

TABLAS

Tabla 1.	Masa mínima de la muestra de ensayo.	19
Tabla 2.	Resultados del análisis granulométrico del agregado grueso.	21
Tabla 3.	Resultados del análisis granulométrico del agregado fino.	22
Tabla 4.	Resultados de la densidad y la absorción del agregado fino.	27
Tabla 5.	Cantidades mínimas para ensayo.	27
Tabla 6.	Resultados de la densidad y la absorción de agregado grueso.	28
Tabla 7.	Resultados la densidad del cemento hidráulico.	31
Tabla 8.	Asentamientos requeridos para concretos.	31
Tabla 9.	Contenido aproximado del aire en el concreto para varios grados de exposición.	32
Tabla 10.	Contenido de agua en el concreto para diferentes asentamientos y los tamaños máximos del agregado.	33
Tabla 11.	Relación entre la resistencia a la compresión y la relación agua cemento.	33
Tabla 12.	Volumen de agregado por unidad de volumen de concreto.	35
Tabla 13.	Resumen resultados del ensayo de resistencia a compresión de especímenes cilíndricos de concreto.	36
Tabla 14.	Resultados de ensayos de cortante en las vigas.	38
Tabla 15.	Resumen de los resultados de los coeficientes de cortante empleando ec. 28.	44
Tabla 16.	Comparación de los coeficientes de la resistencia a cortante.	44

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.	Tamices.	20
Figura 2.	Fracción retenida en cada tamiz.	20
Figura 3.	Curva Granulométrica.	23
Figura 4.	Comparación del frasco con la muestra orgánica y la paleta de referencia.	24
Figura 5.	Ensayo de cono de arena.	25
Figura 6	Masa del picnómetro con el agua y los 500 g de agregado fino en estado saturada y superficialmente seca.	26
Figura 7.	Agregados en estado suelto.	29
Figura 8.	Agregado fino en estado compacto.	29
Figura 9.	Agregado grueso en estado compacto.	30
Figura 10.	Desencofrado de viga de concreto reforzado y su testigo.	36
Figura 11.	Esquema de aplicación de las dos cargas puntuales.	37
Figura 12.	Montaje en máquina universal.	37
Figura 13.	Montaje en el marco de carga.	38
Figura 14.	Curvas carga vs deflexión con una relación de esbeltez 1,0.	39
Figura 15.	Curvas carga vs deflexión con una relación de esbeltez 1,5.	39
Figura 16.	Curvas carga vs deflexión con una relación de esbeltez 2,0.	40
Figura 17.	Falla a cortante presente en un elemento de concreto reforzado.	40
Figura 18.	Diagramas de reacciones y cortante de la viga.	41

RESUMEN GENERAL DE TRABAJO DE GRADO

TITULO: EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DEL COEFICIENTE DE LA ECUACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE EN ELEMENTOS DE CONCRETO

AUTOR(ES): Daniel Alejandro Martínez Díaz
Carlos Humberto Ortiz Carillo

PROGRAMA: Facultad de Ingeniería civil

DIRECTOR(A): Néstor Iván Prado García

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación se evaluó experimentalmente el coeficiente de la ecuación de resistencia a cortante en elementos de concreto reforzado. Este trabajo tiene como finalidad comparar experimentalmente el coeficiente de la ecuación de la resistencia al cortante propuesto por el Reglamento Sismo Resistente, NSR (2010), con los arrojados por los ensayos de resistencia a cortante de las vigas, utilizando diferentes relaciones de esbeltez (d/bw) bajo una misma cuantía de refuerzo longitudinal, esto debido a que la NSR (2010) sólo comenta que es conveniente emplear un coeficiente de 0.17 pero no tiene en cuenta la relación de esbeltez (d/bw) del elemento ni fueron concebidas con los concebidas con los materiales

PALABRAS CLAVE:

Resistencia al cortante, relación de esbeltez en vigas, coeficiente de cortante

GENERAL SUMMARY OF WORK OF GRADE

TITLE: EXPERIMENTAL EVALUATION OF THE EQUATION OF SHEAR STRENGTH IN CONCRETE ELEMENTS

AUTHOR(S): Daniel Alejandro Martínez Díaz
Carlos Humberto Ortiz Carrillo

FACULTY: Facultad de Ingenieria civil

DIRECTOR: Néstor Iván Prado García

ABSTRACT

In the present research work the coefficient of the shear strength equation was evaluated in concrete elements. This research has as a goal to compare experimentally the coefficient of the shear strength equation established by the El Reglamento Sismo Resistente, NSR (2010) with the test results of the shear strength in the same longitudinal reinforcement quality, this because the NSR (2010) only mentions that is convenient to use a coefficient of 0.17, but does not considers the slenderness ration (d/bw) of the element nor were conceived with our region materials

KEYWORDS:

Shear strength, slenderness ratios, coefficient of the shear strength

1. INTRODUCCIÓN

Dentro de los sistemas constructivos que se concibe en Colombia está el tradicional, y más empleado, es el sistema a porticado. Este sistema hace uso de los principales elementos estructurales de concreto reforzado que son vigas y columnas. La elección entre estos y otros sistemas constructivos dependerá de los requisitos funcionales, de las cargas suministradas, de las luces y espesores admisibles de los elementos, al igual que de factores sociales, económicos y estéticos.

A estos aspectos mencionados anteriormente le damos mayor importancia a la hora de ejecutar una obra, y a veces los ingenieros solo se limitan a mandar al personal a cargo para cumplir con lo que está estipulado en las especificaciones técnicas y teniendo en cuenta la normativa vigente, pero nunca se detienen a pensar más allá, ni el entender el por qué de las cosas.

Ya que en cada país en el mundo se rige por normas establecidas en sus reglamentos de construcción, y en el peor de los casos estos reglamentos son adaptados de otros países, como es el caso del el Reglamento Colombiano Sismo Resistente NSR-10, de la AIS (2010), el cual rige actualmente en Colombia, y este a su vez está basado en la norma internacional del Instituto Americano del Concreto, ACI-318 (2008). Es por esto que siempre hay incertidumbre en algunos valores de los coeficientes de las ecuaciones propuestas.

Este trabajo busca confrontar los valores obtenidos experimentalmente del coeficiente de la ecuación de la resistencia a cortante de los elementos de concreto reforzados con los propuestos por la AIS (2010) haciendo uso de diferentes relaciones de la esbeltez en los especímenes a fallar bajo una misma cuantía de refuerzo longitudinal y con materiales de nuestra región.

2. PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA

2.1. ENUNCIADO

El diseño a cortante es uno de los parámetros que se debe revisar a la hora de elaborar un diseño estructural de elementos de concreto reforzado. Las fallas producidas por este tipo de esfuerzo son de tipo frágiles, es decir, puede ocurrir una falla en cualquier momento sin dar previo aviso.

Actualmente en el diseño a cortante de un elemento de concreto reforzado sometido únicamente a cortante y flexión implica determinar su fuerza resistente (ϕV_c) mediante las ecs. (1) a (3), de acuerdo a lo establecido en la NSR-10 de la AIS (2010).

$$\phi V_c = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (1)$$

$$\phi V_c = \phi \left(0,16 \lambda \sqrt{f'_c} + 17 \rho_w V_u d / M_u \right) b_w d \leq \phi 0,29 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2)$$

Donde,

$$V_u d / M_u \leq 1.0 \quad (3)$$

Los coeficientes implícitos en estas ecuaciones no tienen en cuenta la relación de esbeltez (d/b_w) del elemento ni fueron concebidas con los materiales de nuestra región. Además, de la AIS (2010) sólo comenta que es conveniente emplear un coeficiente de 0.17 en la ec. (1) para realizar un diseño a cortante.

2.2. OBJETIVOS

GENERAL

Verificar experimentalmente el coeficiente de la ecuación de la resistencia al cortante propuesta por la NSR-10 de la AIS (2010), utilizando diferentes relaciones de esbeltez (d/b_w) del elemento bajo una misma cuantía de refuerzo longitudinal.

ESPECÍFICOS

- ✓ Alcanzar experimentalmente la carga de falla a cortante de los prototipos a ensayar.
- ✓ Evaluar el coeficiente de cortante de acuerdo a la relación de esbeltez (d/b_w) de los prototipos estudiados.
- ✓ Confrontar el coeficiente de cortante obtenido experimentalmente con el valor establecido en la NSR-10 de la AIS (2010)
- ✓ Valorar el uso de la ecuación de la resistencia a cortante propuesta por la NSR-10 de la AIS (2010), para los procesos de diseños estructurales.

2.3. JUSTIFICACIÓN

Los autores del presente estudio consideran que resultaría conveniente realizar una verificación experimental del coeficiente de cortante de la ec. (1) aplicada a elementos sometidos a flexión y cortante, colocando como variable la relación de esbeltez de la sección transversal del elemento y los materiales empleados en nuestra región.

Como bien es sabido, la NSR-10 de la AIS (2010) es basada en las especificaciones del ACI 318 (2008), la cual no tiene en cuenta los materiales del entorno Santandereano para el planteamiento de los coeficientes de las ecuaciones.

Los resultados de este trabajo experimental sobre las posibles variaciones en el valor del coeficiente de la ecuación de cortante, podría aportar algunos de los primeros datos estadísticos que conlleven a una modificación de este valor de acuerdo a la relación de esbeltez (d/b_w) del elemento, y a su vez, a una reflexión si actualmente se está realizando un diseño a cortante conservador o poco conservador.

2.4. HIPOTESIS

La hipótesis de la presente propuesta de investigación está basada en que la relación de esbeltez de la sección transversal de una viga y los materiales de nuestra región alteran el valor del coeficiente de cortante de 0.17 establecido en la AIS (2010).

2.5. ALCANCE

La presente investigación se realizará en tres fases. Una primera fase que consiste en la recopilación de la información y/o búsqueda de antecedentes sobre el tema o temas relacionados con la resistencia al cortante de elementos de concreto. Paralelo a esta actividad, se realizará el diseño de los prototipos de las vigas a ensayar teniendo en cuenta los aditamentos y equipos que se disponen actualmente en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Pontificia Bolivariana.

Una segunda fase o etapa experimental en donde se realizarán los ensayos a los materiales para el diseño de la mezcla de concreto, y lograr así, la resistencia a la compresión deseada. En esta fase se construirán y ensayarán todos los prototipos de vigas de acuerdo a las diferentes relaciones de esbeltez que se hayan establecido en el diseño. Finalmente, una tercera fase en donde se analizarán y discutirán los resultados obtenidos de la fase anterior, y con base en esto, se esbozarán una serie de conclusiones y recomendaciones.

El alcance de este proyecto de investigación será determinar el valor experimental del coeficiente de la resistencia al cortante y su posible variación. Este coeficiente se obtendrá de los resultados de los ensayos de un total de nueve (9) prototipos de vigas con tres (3) diferentes relaciones de esbeltez, tres (3) vigas por cada una de estas relaciones mencionadas.

3. MARCO TEÓRICO

3.1. ANTECEDENTES

Se han realizado algunos estudios experimentales sobre el tema a cortante en vigas pero lastimosamente esta literatura es de más de 50 años, por este motivo es conveniente revisar nuevamente el diseño a cortante y tensión diagonal.

Una de las investigaciones más relevantes sobre el tema es el estudio de Kani (1963), el cual demostró experimentalmente que la resistencia al cortante de una viga rectangular es más influenciada por el valor de la cuantía del refuerzo longitudinal que por la resistencia a compresión del concreto (f'_c). Posteriormente, otro estudio de Kani (1967), se enfocó en el comportamiento de la resistencia al cortante de elementos colocando como variables, el peralte efectivo, el porcentaje de cuantía suministrada y la relación de longitud de corte (a/d), definida en este estudio como la distancia entre la aplicación de la carga hasta el apoyo dividido en el peralte de la viga.

McGregor y Hanson (1969), incorporaron cambios en el diseño a cortante y tensión diagonal propuestos por el ACI 318 (1970), en la cual se incluye una disposición mínima para el refuerzo en el alma, al igual que un procedimiento de diseño para vigas de concreto reforzado bajo tensión y compresión axial y un procedimiento simplificado de diseño alterno para vigas de concreto presforzado.

Sin embargo, recientemente el estudio de Mulett (2018) se enfocó en la determinación experimental del coeficiente de cortante obteniendo un valor de 0.23. Este estudio se basó a partir de especímenes de 15 x 15 x 60 cm, utilizados generalmente en el ensayo a flexión del concreto. También se han realizado otros estudios con el objetivo de mejorar la capacidad a cortante utilizando láminas de fibra de carbono (Restrepo, 2015), en donde se logró constatar que las láminas incrementaron la capacidad de carga a flexión y cortante de las vigas hasta un 78% con respecto a las vigas que no fueron reforzadas con polímeros de fibra de carbono. Medrano (2011), se enfatizó en las características del comportamiento de los elementos según la configuración de anclaje y refuerzo usado con láminas de fibras de carbono.

Rajai y Mohsen (2016) se enfocaron en el uso de compuestos Polímeros Reforzados de Fibra de Carbono (CFRP) como una técnica efectiva para mejorar la capacidad de corte de las vigas de concreto reforzado y que estos elementos unidos externamente pueden aumentar la capacidad de corte de la viga en un intervalo de 15 a 19%. Frederick (2017), comprobó que los Polímeros Reforzados con Fibra (FRP) pueden mejorar significativamente la capacidad de resistencia al corte de vigas de concreto reforzado mejorando su comportamiento hasta un 48% con respecto a vigas reforzadas tradicionalmente. En el estudio realizado por Ababneh, Alhassan y Alqadami (2017), se constató que las Fibras Sintéticas Estructurales Discontinuas (DSSF) tienen una adición significativa a la resistencia

al cortante de las vigas de concreto reforzado, y mejoran su comportamiento especialmente en términos de modos de grietas, tenacidad y falla. Gutiérrez (2011) verificó que la adición de fibras de polipropileno en concretos convencionales genera un refuerzo distribuido aleatoriamente en tres direcciones, el cual proporciona durabilidad en términos de propagación de fisuras a la estructura construidas con dicho material.

Ninguno de los trabajos anteriores se enfocó en estudiar el comportamiento del valor del coeficiente de la resistencia al cortante de elementos con diferente relación de esbeltez bajo una misma cuantía de refuerzo longitudinal, por tanto, los autores de la presente propuesta de investigación se centrarán en dicho aspecto.

3.2. CONCEPTO DE CORTANTE Y TENSIÓN DIAGONAL EN VIGAS

La falla a cortante presente en elementos de concreto reforzado, mejor conocido en el medio ingenieril, como falla a tensión diagonal, recibe este nombre porque es difícil de predecir con exactitud que puede ocurrir una falla en cualquier momento sin dar previo aviso.

Las vigas se deben diseñar para que presenten un buen comportamiento a la resistencia a flexión, y se verifica para descartar que no falle por cortante, además las vigas también cuentan con un factor de seguridad amplio en los diseños estructurales, esto permite sobre estimar la resistencia del concreto (f'_c) y obligar a que el elemento trabaje con la resistencia del acero ofrecida por el refuerzo longitudinal (f_y), ya que estas presentan un mejor comportamiento al ser sometidas a flexión.

3.3. RESISTENCIA A CORTANTE DEL CONCRETO

Los esfuerzos cortantes en las vigas se encuentran en la mayor parte muy por debajo de la resistencia a cortante del concreto. McCormac, (2013) afirma que “la verdadera incertidumbre está en que si se encuentra con los esfuerzos de tensión diagonal, ya que estos surgen de la combinación de varios esfuerzos como por ejemplo de los esfuerzos cortantes y de los esfuerzos a flexión.”(pg.106)

3.4. VIGAS DE CONCRETO REFORZADO SIN REFUERZO A CORTANTE

Cuando una viga se diseña sin el refuerzo transversal y se sobrecarga hasta llegar a la falla, esta puede presentarse un colapso del elemento por cortante sin dar previo aviso.

A medida que se va incrementando la carga a la viga, se empieza formar una grieta a tensión en la zona donde los esfuerzos de tensión son máximos y esto causaría la falla inmediata de la viga. Los mayores esfuerzos son causados por flexión y estos se presentan en las fibras inferiores externas de la sección transversal de la viga. (McCormac, 2013, p. 109)

A pesar de la formación de las grietas de tensión en el concreto, el acero proporciona la resistencia que se requiere para la resistencia a flexión, entonces los esfuerzos cortantes aumentan proporcionalmente con las cargas aplicadas, en consecuencia, se generan esfuerzos de tensión diagonal en regiones de altas fuerzas cortantes y en teoría se pueden apreciar cerca de los apoyos. (McCormac, 2013, p. 119)

Puesto que el refuerzo longitudinal que se ha suministrado a la viga de concreto simple principalmente para resistir la tensión por flexión, pero no proporciona refuerzo al concreto a resistir los esfuerzos de tensión.

3.5. FORMACIÓN DE GRIETAS DIAGONALES

El efecto combinado de los esfuerzos de cortante y flexión, cuando estos esfuerzos alcanzan magnitudes suficientes para generar grietas a tensión adicionales, en dirección perpendicular a la del esfuerzo de tensión local, éstas se conocen como grietas diagonales que ocurren en zonas de grandes fuerzas cortantes. La aparición de grietas de tensión diagonal en vigas sin refuerzo resulta muy perjudicial para la viga. (McCormac, 2013, pg. 128).

Las grietas diagonales se presentan en la viga cuando aparecen los esfuerzos de tensión diagonal, resultado de una grieta con una inclinación aproximada de 45°. La mayor parte de estas grietas diagonales se formarán cerca de los apoyos y se propagarán a partir de ese punto. McCormac, 2013 afirma que “la formación de estas grietas llamadas de cortante en el alma, se espera que ocurran cuando el esfuerzo de tensión en las proximidades del eje neutro alcanza valores similares al de la resistencia a la tensión del concreto.”(pg.129).

3.6. COMPORTAMIENTO DE VIGAS AGRIETADAS DIAGONALMENTE

La grieta diagonal una vez formada, se prolonga a lo largo de la viga de forma inmediata, sometida a una carga superior a la resistencia última a la tensión del concreto, desde el refuerzo a tensión hasta la cara a compresión y la separa en dos produciendo en consecuencia la falla. Este proceso es súbito y no da aviso al colapso de la estructura.

De otra manera, como lo afirma McCormac, 2013 en una parte de libro argumentando “la grieta diagonal una vez formada, se propaga por la viga parcialmente por dentro de la zona de compresión, pero se detiene antes de la penetración de la cara a compresión. En este caso particular no ocurre un colapso súbito y la carga de falla puede ser significativa mayor que aquella para la cual se formó la grieta diagonal.” (Pg.130).

3.7. VIGAS CON GRAN PERALTE

Algunos elementos de concreto reforzado tienen una altura mayor respecto a la relación al alma, mientras que el ancho en la dirección perpendicular es menor

que la luz y que el peralte. Las vigas de gran peralte simplemente pueden apoyarse o ser continuas. Las cargas también puede aplicarse más o menos en forma uniforme a todo lo alto, por otros elementos de gran altura que se unen en ángulo recto y las reacciones también pueden distribuirse a todo lo alto. A causa de las proporciones de sus dimensiones, su resistencia tiende a ser controladas por cortante. Su resistencia a cortante tiende ser mayor que las obtenidas con las ecuaciones convencionales.

3.8. COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE GRAN PERALTE

Los esfuerzos en vigas de gran peralte antes del agrietamiento se pueden estudiar con los métodos de elasticidad bidimensional, o por análisis de elementos finitos. Estos estudios de McCormac confirman que “la hipótesis de las secciones planas permanece igual antes y después de la flexión, pero esto no se cumple para vigas de gran peralte. Por consiguiente, los esfuerzos de flexión no se distribuyen linealmente ni siquiera en el intervalo elástico y no se puede aplicar los métodos usuales para calcular la sección y los esfuerzos.”(pg.132).

La resistencia a cortante de vigas de gran peralte puede ser hasta 2 o 3 veces mayor que la que se obtiene con las ecuaciones convencionales del Reglamento Sismo Resistente Colombiano, NSR-10 (2010) desarrolladas para elementos dimensiones normales, es decir, las ecuaciones (1) y (2). De este documento para vigas de gran peralte una parte significativa de la carga se transfiere en forma directa desde el punto de aplicación a los apoyos a través de unos puntales diagonales a compresión. (Reglamento sismo resistente NSR-10, 2010, C.11-7)

3.9. DISPOSICIONES DE LA NSR-10 PARA EL DISEÑO DE VIGAS DE GRAN PERALTE

El Reglamento enuncia “en el C.11.7.1 que deben ser aplicadas a elementos con ln que no exceda cuatro veces la altura total del elemento o a las regiones de la viga cargadas con cargas concentradas dentro del doble de la altura del elemento desde el apoyo y que estén cargados en una de sus caras y apoyada en su cara opuesta, de manera tal que puedan desarrollarse puntales de compresión entre las caras y los apoyos.”(pg.208).

4. METODOLOGÍA

Este trabajo se dividió en diferentes etapas para el desarrollo de la investigación como se mencionó inicialmente en el alcance.

4.1. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN Y DISEÑOS DE PROTOTIPOS

En primera instancia para el buen desenvolvimiento de la investigación, se recopiló la información acerca de esta temática mediante el uso de la herramienta de la base de datos de la universidad, consulta de textos y libros de las bibliotecas UIS y UPB, también se obtuvo información de fuentes de internet confiable como repositorios de tesis de pregrado, postgrado y doctorales.

Con base en esta información, se debatió sobre los posibles prototipos de vigas teniendo en cuenta la relación de esbeltez (d/bw) de su sección transversal donde d = (altura efectiva) y bw = (ancho efectivo) de la viga.

Se tuvo en cuenta tres prototipos de vigas de 2 metros de largo de diferentes dimensiones las cuales variaba en su altura pero conservaban su ancho de 0.15 metros, las alturas correspondientes para que diera una relación de esbeltez (d/bw) aproximada a 1, 1.5 y 2 fueron de 0.20 m, 0.25 m y 0,35 m respectivamente. Por cada prototipo se estableció que iban a ser 3 vigas las cuales suman un total de 9 especímenes.

Se prosiguió por el diseño estructural de las vigas sin tener en cuenta el refuerzo transversal o estribos. Para las relaciones de esbeltez igual a 1.0, 1.5 y 2.0 se optó por un refuerzo longitudinal de dos varillas de acero corrugado N°4 ($\frac{1}{2}$ "), N°5 ($\frac{5}{8}$) y N°6 ($\frac{6}{8}$) los cuales mediante la fórmula de $\rho=h/(b*d)$ arrojaron unos resultado de cuantía $\rho=0.01012$, $\rho=0.01206$ y $\rho=0.01183$ respectivamente. Estos resultados de cuantía fueron los más cercanos entre las diferentes relaciones de esbeltez. No se tiene en cuenta su influencia en la resistencia a flexión debido a que no se está realizando el estudio para ese tipo de falla.

4.2. SEGUNDA FASE EXPERIMENTAL:

En donde se realizó la caracterización de los materiales, el diseño de la mezcla de concreto, y los ensayos correspondientes para lograr así, la resistencia a la compresión deseada. En esta fase se construyó y ensayó todos los prototipos de vigas de acuerdo a las diferentes relaciones de esbeltez que se hayan establecido en el diseño inicial.

4.2.1. CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL

La vida útil de concreto dependerá del estado de los elementos que la componen, por esta razón, se debió verificar los agregados, bien sea el caso de los agregados finos, como el de los agregados gruesos, y el cemento. Esto con el fin de comprobar la calidad de los materiales a ensayar, antes de realizar el diseño de mezcla del concreto, con el objetivo alcanzar la resistencia propuesta escogida inicialmente en la investigación.

Se cumplió con los requisitos de gradación y calidad para los agregados finos y gruesos para concretos de acuerdo con la Norma Técnica Colombiana (NTC 174) y se verificó experimentalmente mediante los ensayos de laboratorio siguientes.

ANÁLISIS GRAULOMETRICO DE LOS AGREGADOS FINOS Y GRUESOS.
I.N.V. E- 213-13.

Para comenzar con el ensayo se debió preparar el material con anterioridad para proseguir con el desarrollo del mismo. Se escogió el material necesario para el análisis granulométrico siguiendo los parámetros de la Tabla 1.

Tabla 1. Masa mínima de la muestra de ensayo.

TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL TAMICES CON ABERTURAS CUADRADAS MM (PG).	MASA MÍNIMA DE LA MUESTRA DE ENSAYO KG (LB).
9.5 (3/8)	1 (2)
12.5 (1/2)	2 (4)
19.0 (3/4)	5 (11)
25.0 (1)	10 (22)
37.5 (1 1/2)	15 (33)
50.0 (2)	20 (44)
63.0 (2 1/2)	35 (77)
75.0 (3)	60 (130)
90.0 (3 1/2)	100 (220)
100.0 (4)	150 (330)
125.0 (5)	300 (660)

Para el análisis granulométrico el tamaño máximo nominal de los agregados grueso adquirido fue de 19.0 mm ($\frac{3}{4}$ "), es por esta razón que se analizó 5 Kg por cada uno de los agregados tanto grueso como fino.

Posteriormente las muestras se lavaron y se llevaron al horno a una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$ por 24 ± 4 horas aproximadamente hasta obtener una masa constante. Para el caso de los agregados finos la masa mínima requerida el análisis granulométrico después del secado fue de 300 g.

Se prosiguió a seleccionar un grupo de tamices comúnmente empleados para el análisis granulométrico de los agregados. Para el caso de los agregados finos se adicionó más tamices para la fracción más fina. Se

encajaron los tamices de orden decreciente dependiendo el tamaño de abertura hasta el fondo como se ilustra en la Fig. 1.



Figura 1. Tamices.

Se colocó una porción de la muestra previniendo sobrecargas de los tamices individuales y se colocó la tapa para agitar durante un minuto de manera constante los tamices, a fin de determinar la distribución de los tamaños de las partículas pasando por los diferentes tamices como se puede ilustrar en la Fig. 2.



Figura 2. Fracción retenida en cada tamiz.

Se anotó la masa de la fracción retenida en cada tamiz, verificando que la suma de las masas retenidas en los tamices fuera igual a la masa total de la muestra utilizada para el análisis granulométrico de los agregados. Con las formulas descritas en la norma se procedió a realizar los cálculos

$$\% \text{ Retenido} = \frac{\text{Peso retenido}}{\text{Peso Total}} \quad (4)$$

$$\% \text{ Retenido Acumulado} = \% \text{ Retenido} + \% \text{ Acumulado anterior} \quad (5)$$

$$\% \text{ Pasa} = 100 - \% \text{ Acumulado anterior} \quad (6)$$

Tabla 2. Resultados del análisis granulométrico del agregado grueso.

MUESTRA AGREGADO GRUESO [g]
5000

ANÁLISIS GRANULOMETRICO DE LOS AGREGADOS GRUESOS					
TAMIZ		RETENIDO			PASA
Mm	pulg	PARCIAL [g]	PARCIAL [%]	ACUMULADA [%]	[%]
25,0	1	86	1,72	1,72	98,28
19,0	¾	1306	26,12	27,84	72,16
12,5	½	1759	35,18	63,02	36,98
9,5	3/8	747	14,94	77,96	22,04
4,75	N°4	942	18,84	96,8	3,2
FONDO		160	3,2	100	0
TOTAL		5000			

Tabla 3. Resultados del análisis granulométrico del agregado fino.

	MUESTRA AGREGADO FINO [g]
	4904
	MUESTRA AGREGADO FINO LAVADA POR EL TAMIZ N°200 [g]
	4841
GRAVAS [%]	2,88
ARENAS [%]	95,84
FINOS [%]	1,28

TAMIZ		RETENIDO			PASA
Mm	Pulg	PARCIAL [g]	PARCIAL [%]	ACUMULADA [%]	[%]
25,0	1	0	0,00	0,00	100
19,0	¾	21	0,43	0,43	99,57
12,5	½	29	0,59	1,02	98,98
9,5	3/8	27	0,55	1,57	98,43
4,75	N°4	64	1,31	2,88	97,12
2,36	N°8	96	1,96	4,83	95,17
1,18	N°16	1235	25,18	30,02	69,98
0,60	N°30	1722	35,11	65,13	34,87
0,30	N°50	1362	27,77	92,90	7,10
0,15	N°100	209	4,26	97,17	2,83
0,075	N°200	74	1,51	98,67	1,33
FONDO		2	0,04	98,72	1,28
TOTAL		4841			

MF	2,90
----	------

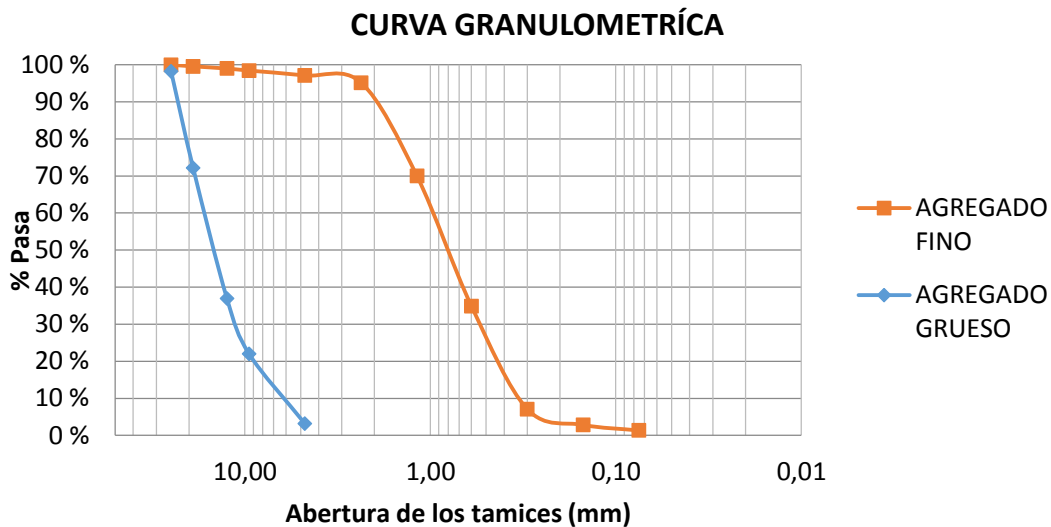


Figura 3. Gráfica curva granulométrica.

PRESENCIA DE IMPUREZAS ORGÁNICAS EN ARENAS USADAS PARA LA PREPARACIÓN DE MORTEROS O CONCRETOS I.N.V. E- 220- 13.

Para iniciar con el ensayo se debió preparar el material con anterioridad, se seleccionó 100 g de agregados finos para el análisis de impurezas orgánicas, posteriormente la muestra se llevó al horno a una temperatura de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ por 24 ± 4 horas aproximadamente hasta obtener una masa constante.

Posteriormente se tomó un muestra significativa del agregado no mayor a 130 cm^3 tomados con una probeta graduada. Se agregó la muestra de agregado fino dentro del recipiente de vidrio al cual se adicionó una solución de sulfato de sodio (6g) disuelta en agua.

Se dejó la muestra 24 ± 4 horas aproximadamente en reposo procurando que la temperatura del ensayo no sea mayor a $21 \pm 5^{\circ}$ Celsius. Se colocó la paleta de colores de referencia a lado del frasco con la muestra con el fin de verificar el color de muestra del frasco con los de la paleta de colores como se evidencia en la Fig. 4.



Figura 4. Comparación del frasco con la muestra orgánica y la paleta de referencia.

NOTA: Los resultados obtenidos en el presente ensayo fue cualitativos y dependen del criterio del observador.

Se obtuvo que el agregado fino presenta material orgánico y se encontró en la mitad de la escala, es decir, que el material si es compatible para hacer un diseño de mezcla y no fue un material altamente orgánico.

NTC 237. INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA. MÉTODO PARA DETERMINAR LA DENSIDAD Y LA ABSORCIÓN DEL AGREGADO FINO.

Para empezar con el ensayo se debió preparar el material, se escoge la cantidad de muestra mínima requerida para este ensayo que es de 1 Kg, en este caso particular se analizó 1150 g de agregado fino. Después se llevó la muestra al horno a una temperatura de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ por 24 ± 4 horas aproximadamente hasta obtener una masa constante. Posteriormente de este secado inicial, la muestra se sumergió durante un período de 24 ± 4 horas con el fin de llenar sus poros permeables.

Se retiró el agua excedente del recipiente, y se extendió la muestra en una superficie plana en la cual se seca las partículas superficiales del agregado fino utilizando como herramienta una pistola de calor y con la ayuda de la luz solar hasta punto en que las partículas pudieran fluir libremente.

Para verificar que la muestra estuviera en la condición de saturada y superficialmente seca se empleó el molde cónico al cual se introdujo el material por el orificio llenado hasta el tope, se prosiguió dando 25 golpes con la varilla aprisionando la muestra con el fin que al levantar el molde cónico la arena quedará asentada en el suelo como se puede ilustrar en la *Fig. 5*.



Figura 5. Ensayo de cono de arena.

Posteriormente se seleccionó 500 g de la muestra para el análisis por el método volumétrico, empleando un picnómetro, el cual previamente se calibró con agua a una temperatura de 23° Celsius hasta la marca de calibración.

Se anotó la masa del picnómetro vacío; la masa del picnómetro con el agua a una temperatura de 23° Celsius; la masa del picnómetro con el agua a una temperatura de 23° Celsius y los 500 g de agregado fino en estado saturada y superficialmente seca como se puede mostrar en la *Fig. 6*.



Figura 6. Masa del picnómetro con el agua y los 500 g de agregado fino en estado saturada y superficialmente seca.

Finalmente se vació en un recipiente y la muestra se llevó al horno a una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$ por 24 ± 4 horas aproximadamente hasta obtener una masa constante. Al día siguiente se anotó el peso seco de la muestra.

Con las formulas descritas en la norma se procedió a realizar los cálculos

$$\text{Densidad Aparente} = \frac{0.9975 \cdot A}{(B+S-C)} \text{ [g/cm}^3\text{]} \quad (7)$$

$$\text{Densidad Aparente (sss)} = \frac{0.9975 \cdot S}{(B+S-C)} \text{ [g/cm}^3\text{]} \quad (8)$$

$$\text{Densidad nominal} = \frac{0.9975 \cdot A}{(B+A-C)} \text{ [g/cm}^3\text{]} \quad (9)$$

$$\text{Absorción} = \left[\frac{S-A}{A} \right] * 100 \text{ [\%]} \quad (10)$$

Dónde:

A: Masa de la muestra secada al horno, gramos;

B: Masa del picnómetro lleno con agua, gramos;

C: Masa del picnómetro con la muestra y el agua hasta la marca de calibración, gramos;

S: Masa de la muestra saturada y superficialmente seca, gramos;

Tabla 4. Resultados de la densidad y la absorción del agregado fino.

C	998,80	MUESTRA AGREGADO FINO [g]	1150
Dsaparente [g/cm ³]	2,55	VOLUMEN DEL AGUA AGREGADA AL PICNÓMETRO [cm ³]	500
Dsaparente (sss) [g/cm ³]	2,59	MASA DEL PICNÓMETRO VACÍO [g]	162
Dsnominal [g/cm ³]	2,65	MASA AGREGADO FINO SATURADO Y SUPERFICIALMENTE SECO [g]	500
Absorción [%]	1,38	MASA AGREGADO FINO SECO [g]	493,2
		MASA DEL PICNÓMETRO LLENO DE AGUA [g]	691,4
		TEMPERATURA DEL AGUA [CELSIUS]	23

NTC 176. INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA. MÉTODO DE ENSAYO PARA DETERMINAR LA DENSIDAD Y LA ABSORCIÓN DEL AGREGADO GRUESO

Se escogió la cantidad mínima de la muestra de agregado grueso para ejecutar este ensayo establecido en la Tabla 5.

Tabla 5. Cantidades mínimas para ensayo.

TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL		MASA MÍNIMA DE LA MUESTRA DE ENSAYO	
mm	Pg	Kg	Lb
12.5	½	2	4.4
19.0	¾	3	6.6
25.0	1	4	8.8
37.5	1 ½	5	11
50.0	2	8	18
63.0	2 ½	12	26
75.0	3	18	40
90.0	3 ½	25	55
100.0	4	40	88
125.0	5	75	165

El tamaño máximo nominal del agregado grueso adquirido fue de 19.0 mm (¾"), por esta razón se analizó 3 Kg.

Consecuentemente se llevó la muestra al horno a una temperatura de 110 ±5°C por 24 ±4 horas aproximadamente hasta obtener una masa constante. Posteriormente de este secado inicial, la muestra se sumergió durante un período de 24 ±4 horas con el fin de llenar sus poros permeables.

Se retiró el agua excedente del recipiente, se secó las partículas superficiales del agregado grueso utilizando una toalla y se anotó su masa en la condición saturada y superficialmente seca. Consiguientemente, se sumergió la muestra en agua empleando el método de desplazamiento de agua y se anotó su masa. Finalmente la muestra se llevó al horno a una temperatura de 110 ±5°C por 24 ±4 horas aproximadamente hasta obtener una masa constante y se anotó su masa seca.

Con las formulas descritas en la norma se procedió a realizar los cálculos

$$Densidad\ Aparente\ (bulk) = \frac{0.9975 * A}{(B - C)} [g/cm^3] \quad (11)$$

$$Densidad\ Aparente\ (sss) = \frac{0.9975 * B}{(B - C)} [g/cm^3] \quad (12)$$

$$Densidad\ nominal = \frac{0.9975 * A}{(A - C)} [g/cm^3] \quad (13)$$

$$Absorción = \left[\frac{B - A}{A} \right] * 100 [\%] \quad (14)$$

Dónde:

A: Masa de la muestra de ensayo secada al horno, gramos;

B: Masa de la muestra de ensayo saturada y superficialmente seca, gramos;

C: Masa en el agua de la muestra de ensayo saturada, gramos;

Tabla 6. Resultados de la densidad y la absorción de agregado grueso.

Bulk [g/cm3]	2,48	MUESTRA AGREGADO GRUESO [g]	3000
Dsaparente [g/cm3]	2,52	MASA AGREGADO GRUESO SATURADO Y SUPERFICIALMENTE SECO [g]	3034
Dsnominal [g/cm3]	2,59	MASA AGREGADO GRUESO SATURADO [g]	1835
Absorción [%]	1,77	MASA AGREGADO GRUESO SECO [g]	2981,2
		TEMPERATURA DEL AGUA [CELSIUS]	23

Posteriormente a estos ensayos se verificó la densidad de los agregados en estado suelto y compacto por medio de la norma I.N.V. E-217- 13.

Para iniciar se preparó el material teniendo en cuenta el tamaño de la muestra indicado para llenar el recipiente cilíndrico. En este caso particular se analizó 12000 g de agregado grueso y 16000 g de agregado fino. Las muestras de los agregados se llevaron al horno a una temperatura de 110 ±5°C por 24 ±4 horas aproximadamente hasta obtener una masa constante.

Se llenó el recipiente cilíndrico mediante el uso de una pala, de modo que el agregado no fuera descargado desde una altura no mayor de 50 mm (2") hasta colmarlo, teniendo cuidado que no se segreguen las partículas de la muestra, una vez lleno el recipiente se enrasa la superficie del agregado con una regla, finalmente se anotó la masa del recipiente con el agregado en estado suelto como se ilustra en la *Fig. 7*.



Figura 7. Agregados en estado suelto.

Para la segunda parte de este ensayo, se colocó el agregado dentro del recipiente cilíndrico, en tres capas aproximadamente iguales hasta llenarlo, se aprisionó la capa dando 25 golpes con una varilla de acero distribuido uniforme sobre la capa evitando que la varilla toque el fondo del recipiente o que atraviese otra capa, al llegar a la última capa, se enrasó la superficie del agregado con una regla, finalmente se anotó la masa del recipiente con el agregado en estado compacto como se ilustran en la *Fig. 8* e *Fig. 9*.



Figura 8. Agregado fino en estado compacto.



Figura 9. Agregado grueso en estado compacto.

Con las formulas descritas en la norma se procede a realizar los cálculos

$$M = \frac{G-T}{v} \quad (15)$$

Dónde:

M: Densidad Bulk del agregado, Kg/m^3 ;

G: Masa del agregado más el recipiente de medida, Kg ;

T: Volumen del recipiente de medida, m^3 ;

$$\%vacíos = \frac{(S*\rho_w)-M}{S*\rho_w} * 100 \quad (16)$$

Dónde:

S: Gravedad específica Bulk; **INV E – 223- 13**;

ρ_w : Densidad del agua, $998 Kg/m^3$;

M: Densidad Bulk del agregado, Kg/m^3 .

I.N.V. E- 307- 13. DENSIDAD DEL CEMENTO HIDRAULICO

El cemento hidráulico debió cumplir con las normativas que lo regulan por parte de los fabricantes como es el caso de las Normas Técnicas Colombianas (NTC 121 y NTC 321). Se verificó experimentalmente la densidad del cemento mediante el ensayo de laboratorio siguiendo la norma

Se adecuó el sitio para la realización del ensayo. Previamente se calibró el frasco de Le Chatelier con ACPM hasta la marca de calibración que estas se encuentran alrededor de 0 a 1 ml, y se anota la lectura inicial. Posteriormente se agregó 64 gramos de cemento hidráulico, por medio de un embudo de vidrio sin dejar que se adhiriera a las paredes del frasco así hasta agregar todo el contenido del cemento al frasco, esto con el fin que volumen de ACPM se desplace, finalmente se anotó la lectura final.

Con las formulas descritas en la norma se procedió a realizar los cálculos

$$\rho \left(\frac{g}{cm^3} \right) = \frac{Masa\ de\ cemento}{Volumen\ desplazado} \quad (17)$$

Tabla 7. Resultados la densidad del cemento hidráulico.

DENSIDAD DEL CEMENTO HIDRÁULICO	
Lectura inicial [cm3]	0,4
Lectura final [cm3]	23,3
Masa de cemento [g]	64
Volumen desplazado [cm3]	22,9
ρ [g/cm3]	2,79

4.2.2. DISEÑO DE MEZCLA

La dosificación de una mezcla de concreto es uno de los parámetros que un ingeniero civil debió verificar a la hora de elaborar un diseño de mezcla para que cumpla con los requerimientos básicos tales como la resistencia, la manejabilidad, la durabilidad y la apariencia del concreto, con el fin de presentar una propuesta funcional y económica.

Para el detalle de la dosificación de una mezcla de concreto se debió seguir el siguiente lineamiento:

1. SELECCIÓN DEL ASENTAMIENTO

Se escogió el asentamiento teniendo en cuenta los parámetros expuestos en la siguiente página en la Tabla 8.

Tabla 8. Asentamientos requeridos para concretos.

ASENTAMIENTOS RECOMENDADOS PARA CONCRETOS DE DIFERENTES GRADOS DE MANEJABILIDAD		
CONSISTENCIA	ASENTAMIENTO (cm)	TIPO DE ESTRUCTURA Y CONDICIONES DE COLOCACIÓN
Muy seca	0- 2,0	Pilotes o vigas pre-fabricadas de alta resistencia con vibradores de formaleta.
Seca	2,0- 3,5	Pavimentos con máquina terminadora vibratoria.
Semi seca	3,5- 5,0	Pavimentos con vibradores normales. Fundaciones de concreto simple. Construcciones en masa voluminosas. Losas medianamente reforzadas con vibración.
Media	5,0- 10,0	Pavimentos compactados a mano. Losas medianamente reforzadas, con mediana compactación, columnas, vigas, fundaciones, y muros reforzados con vibración
Húmeda	10,0- 15,0	Revestimiento de túneles. Secciones con demasiado refuerzo. Trabajos, donde la colocación sea difícil. Normalmente no es apropiado para compactarlo con demasiada vibración.

Fuente: Método práctico para dosificar mezclas de concreto. Notas técnicas-ICPC. Nota 12.

En este caso particular los especímenes a ensayar fueron vigas por lo tanto los asentamientos que les correspondió estarán entre 5,0 – 10, 0 cm y con una consistencia media.

2. SELECCIÓN DEL TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL (TMN)

El tamaño máximo nominal se obtuvo mediante los resultados del ensayo de análisis granulométrico de los agregados el cual arrojó un tamaño máximo nominal de 19 mm (3/4”).

3. ESTIMACIÓN DEL CONTENIDO DEL AIRE

Se estimó el contenido de aire presente en la mezcla de concreto mediante los parámetros propuestos en la Tabla 9.

Tabla 9. Contenido aproximado del aire en el concreto para varios grados de exposición.

CONTENIDO APROXIMADO DEL AIRE EN EL CONCRETO PARA VARIOS GRADOS DE EXPOSICIÓN					
AGREGADO GRUESO		PORCENTAJE APROXIMADO DE AIRE ATRAPADO	PORCENTAJE TOTAL DEL AIRE RECOMENDADO PARA LOS SIGUIENTES GRADOS DE EXPOSICIÓN		
Pulg	mm		SUAVE	MEDIANO	SEVERO
3/8”	9,5	3,0	4,5	6,0	7,5
1/2”	12,5	2,5	4,0	5,5	7,0
3/4”	19,0	2,0	3,5	5,0	6,0
1”	25,4	1,5	3,0	4,5	6,0
1 1/2”	38,0	1,0	2,5	4,5	5,5
2”	50,8	0,5	2,0	4,0	5,0
3”	76,1	0,3	1,5	3,5	4,5
6”	152,4	0,2	1,0	3,0	4,0

Por medio del tamaño máximo del agregado se obtuvo un contenido de aire del 2% parcial aproximadamente.

4. ESTIMACIÓN DEL CONTENIDO DE AGUA Y AIRE

Se determinó el contenido de agua presente en la mezcla por medio de los diferentes asentamientos y los tamaños máximo del agregado como se indica en la Tabla 10.

Tabla 10. Contenido de agua en el concreto para diferentes asentamientos y los tamaños máximos del agregado.

AGUA EN KILOGRAMOS POR METRO CUBICO DE CONCRETO PARA DIFERENTES ASENTAMIENTOS Y LOS TAMAÑOS MÁXIMOS DEL AGREGADO INDICADOS							
CONCRETO SIN AIRE INCLUIDO							
ASENTAMIENTO (cm)	10 mm	13 mm	20 mm	25 mm	40 mm	50 mm	75 mm
3 a 5	205	200	185	180	160	155	145
8 a 10	225	215	200	195	175	170	180
15 a 18	240	230	210	205	185	180	170
CONTENIDO DE AIRE (%)	3	2,5	2	1,5	1	0,3	0,3
CONCRETO CON AIRE INCLUIDO							
ASENTAMIENTO (cm)	10 mm	13 mm	20 mm	25 mm	40 mm	50 mm	75 mm
3 a 5	180	175	165	160	145	140	135
8 a 10	200	190	180	175	165	155	150
15 a 18	215	205	190	185	170	165	160
CONTENIDO DE AIRE (%)	8	7	6	5	4,5	4	3,5

Fuente: Método práctico para dosificar mezclas de concreto. Notas técnicas-ICPC. Nota 12.

5. SELECCIÓN DE LA RELACIÓN AGUA- CEMENTO (a/c)

La relación agua/cemento (a/c) se determinó mediante la relación entre la resistencia a la compresión y la relación agua cemento como se puede evidenciar en la Tabla 11.

Tabla 11. Relación entre la resistencia a la compresión y la relación agua cemento.

RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN Y LA RELACIÓN AGUA CEMENTO			
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS		CONCRETO SIN AIRE INCLUIDO	CONCRETO CON AIRE INCLUIDO
MPa	PSI	RELACIÓN ABSOLUTA POR PESO	
17,5	2500	0,65	0,56
21	3000	0,58	0,50
24,5	3500	0,52	0,46
28	4000	0,47	0,42
31,5	4500	0,43	0,38
35	5000	0,40	0,35

Se obtuvo una relación de agua/cemento (a/c) de 0,65 de acuerdo con la Tabla 10 para un concreto sin aire incluido.

6. CALCULO DEL CONTENIDO DE CEMENTO

El contenido de cemento necesario en kilogramos por metro cúbico se determinó mediante la división del contenido estimado de agua en la mezcla, como se evidencia en la Ec.18.

Ec.18. Cantidad de cemento en una mezcla de concreto.

$$C = \frac{A}{A/C} \quad (18)$$

Se efectuó esta operación matemática que dio como resultado de 307,69 Kg de cemento. Posteriormente este resultado obtenido, se dividió por la densidad del cemento hidráulico obtenida en dicho ensayo, esto con el fin de obtener el valor del volumen de cemento por metro cúbico, como se evidencia en la Ec.19.

Ec.19. Volumen del cemento por metro cubico.

$$V_c = \frac{C}{\rho} \quad (19)$$

Se efectuó esta operación matemática que dio como resultado de 0,110 m³.

7. SELECCIÓN DE LA PROPORCIÓN DE PORCENTAJE ADECUADO DE AGREGADO

Se selecciona la proporción perfecta de porcentaje adecuado de agregados gruesos para la mezcla de concreto como se muestra en la Fig. 1.

8. ESTIMACIÓN DEL CONTENIDO DE AGREGADOS

Se estimó el contenido de agregados mediante la división de la densidad Bulk y la densidad del agregado como se presenta en la Ec.20.

Ec. 20. Contenido de agregado grueso

$$bo' = \frac{MUC}{\rho g} \quad (20)$$

Se efectuó esta operación que arrojo un valor de 0,61. Posteriormente este resultado obtenido, se multiplica por un factor de relación propuesta por la Ec. 20.

Ec. 21. Volumen de agregado por unidad de volumen de concreto.

$$B = bo' * \frac{b}{bo} \quad (21)$$

Para así obtener el volumen de agregado por unidad de volumen de concreto (b/bo) como se evidencia en la Tabla 12.

Tabla 12. Volumen de agregado por unidad de volumen de concreto.

VOLUMEN DE AGREGADO POR UNIDAD DE VOLUMEN DE CONCRETO (b/bo)					
MÁXIMO TAMAÑO NOMINAL DE LOS AGREGADOS		VOLUMEN DE AGREGADO GRUESO SECADO EN EL HORNO POR UNIDAD DE CONCRETO PARA DIFERENTES MF DE AGREGADO FINO			
		MODULO DE FINURA			
Pulg	mm	2,40	2,60	2,80	3,00
3/8"	9,5	0,50	0,48	0,46	0,44
1/2"	12,5	0,59	0,57	0,55	0,53
3/4"	19,0	0,66	0,64	0,62	0,60
1"	25,4	0,71	0,69	0,67	0,65
1 1/2"	38,0	0,75	0,73	0,71	0,69
2"	50,8	0,78	0,76	0,74	0,72
3"	76,1	0,82	0,80	0,78	0,76
6"	152,4	0,87	0,85	0,83	0,81

9. AJUSTES POR HUMEDAD

Finalmente se evaluó nuevamente la dosificación realizando los ajustes necesarios tanto para humedad como para absorción de los agregados, ya que el material presenta una humedad y esa masa de agua hay que sumársela a la masa seca, tanto absorbida como superficialmente.

10. AJUSTE POR ASENTAMIENTO

Se realizó el último ajuste con el fin de verificar el asentamiento seleccionado producto de la variación de la cantidad de agua indicada en el anterior punto.

4.2.3. **FUNDIDA DE LOS 9 ESPECÍMENES CON SUS RESPECTIVOS TESTIGOS**

Para la elaboración de las vigas de ensayo se usaron formaletas metálicas existentes en el laboratorio de construcciones de la Universidad Pontificia Bolivariana. Se elaboraron 9 vigas, de las cuales se distribuyeron en 3 vigas de (0,15 x 0,20 x 2.0) metros, 3 vigas de (0,15 x 0,25 x 2.0) metros, y 3 vigas de (0,15 x 0,35 x 2.0) metros.

Se elaboró los 9 especímenes con base en el diseño de mezcla y los datos obtenidos experimentalmente en la caracterización de los materiales a utilizar. Se fundieron las 3 primeras vigas de (0,15 x 0,20 x 2.0) metros con un refuerzo longitudinal de dos varillas de acero N°4(1/2"), para cada una de las vigas, y simultáneamente se elaboraron los testigos cilíndricos procurando mínimo uno por cada tanda o batida de concreto. Como se evidencio en la Fig 10.



Figura 10. Desencofrado de viga de concreto reforzado y su testigo

Después se procedió a elaborar las 6 vigas restantes, 3 vigas de (0,15 x 0,25 x 2.0) metros y 3 vigas de (0,15 x 0,35 x 2.0) metros con sus respectivos testigos, posteriormente se procedió al curado de las vigas, se envolvieron en vinipel para procurar guardar la temperatura de fraguado del concreto, y se sumergió los testigos en la piscina de curado dejen deles durante 28 días.

4.2.4. ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE ESPECÍMENES CILÍNDRICOS DE CONCRETO

Transcurrido los 28 días se ensayaron los cilindros de acuerdo a lo estipulado en la norma técnica colombiana (NTC 63) para determinar la resistencia a compresión de los especímenes cilíndricos de concreto y los datos obtenidos se consignaron en la Tabla 13.

Tabla 13. Resultados del ensayo de resistencia a compresión de especímenes cilíndricos de concreto.

ENSAYO DE COMPRESIÓN CILINDROS; RESISTENCIA A LOS 28 DÍAS				
ÁREA PROM. DE LOS CILINDROS = 148518.793 mm ²				
N°	CARGA [KN]	ESFUERZO [MPa]	TIEMPO [min]	VARIACIÓN [%]
1	430,48	22,814	01:38	30,4
2	420,48	22,284	01:36	27,3
3	331,28	17,786	01:37	1,6
4	277,59	14,524	01:09	17,0
5	270,13	14,316	01:07	18,2
6	274,50	14,361	01:07	17,9
7	395,12	20,672	01:43	18,1
8	408,08	21,627	01:47	23,6
9	414,00	21,940	01:49	25,4

4.2.5. ENSAYOS DE RESISTENCIA AL CORTANTE UTILIZANDO UNA VIGA SIMPLE CON CARGA EN LOS TERCIOS MEDIOS

Se procedió a realizar el montaje en el marco de carga y la máquina universal del laboratorio de resistencia y materiales de construcción de la universidad Pontificia Bolivariana para hacer los ensayos a flexión de las vigas, empleando una carga en los tercios medios basándose en la teoría de la norma técnica colombiana (NTC 2871) pero variando su aplicación de la carga, convirtiendo la carga puntual ejercida por el aplicador o el actuador, en dos cargas puntuales mediante el uso de un perfil metálico, el cual tuvo como función distribuir la carga en dos apoyos articulados como se muestra en la fig. 10.

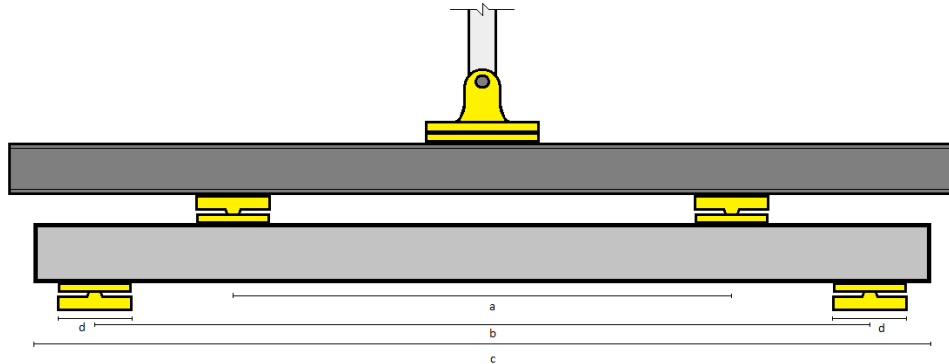


Figura 10. Esquema de aplicación de las dos cargas puntuales.

Dónde:

- (a), es la distancia medida entre los centros de apoyos articulados de la aplicación de la carga que fue 0,60 metros.
- (b), es la distancia medida entre los centros de los apoyos que fue 1,80 metros.
- (c), es la distancia total de la viga que fue de 2,0 metros.
- (d), es la distancia del ancho del apoyo que fue de 0,15 metros.

Los montajes mencionados anteriormente también se evidenciaron en las figs. 11 y 12.



Figura 11. Montaje en máquina universal.



Figura 12. Montaje en el marco de carga.

Se procedió con los ensayos respectivos y se tomaron los datos mediante el Data-Logger y arrojaron los resultados mostrados en la tabla 14.

Tabla 14. Resultados de ensayos de cortante en las vigas

#VIGA	(d/bw)	Pu[kN]	DEFORMACION [mm]
1	1	50,2	5,554
2		53,8	3,604
3		70,2	5,658
4	1,5	91,7	3,534
5		90,8	3,626
6		76,5	3,534
7	2	145,7	7,640
8		147,0	8,792
9		149,9	10,662

4.3. ANÁLISIS DE DATOS, CALCULOS Y DISCUSIONES

Con los datos obtenidos de carga y deformación de cada una de las vigas por medio el Data-Logger, se transfirieron a una hoja de cálculo en Excel donde se procedió a elaborar las curvas de carga vs deflexión de todos los especímenes por cada una de las diferentes relaciones de esbeltez como se muestra en las Figs. 13 a 15.

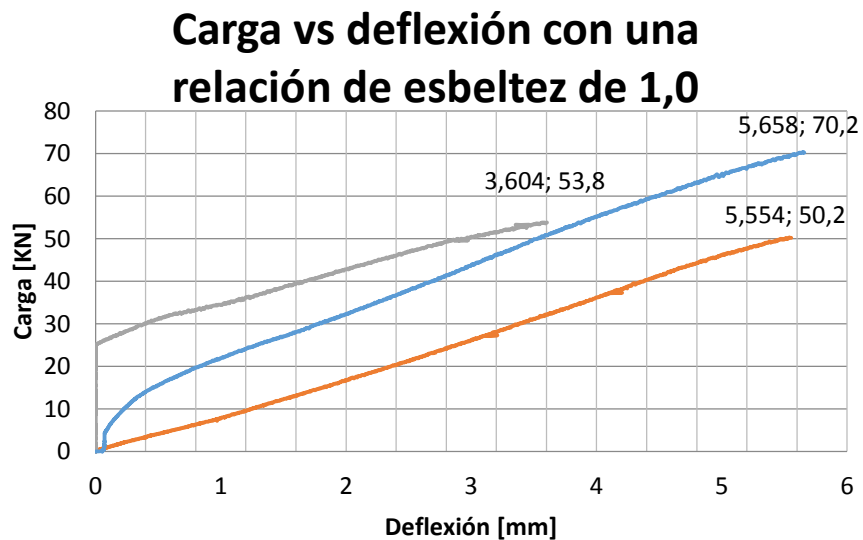


Figura 13. Curvas carga vs deflexión con una relación de esbeltez 1,0.

Carga vs deflexión con una relación de esbeltez de 1,5

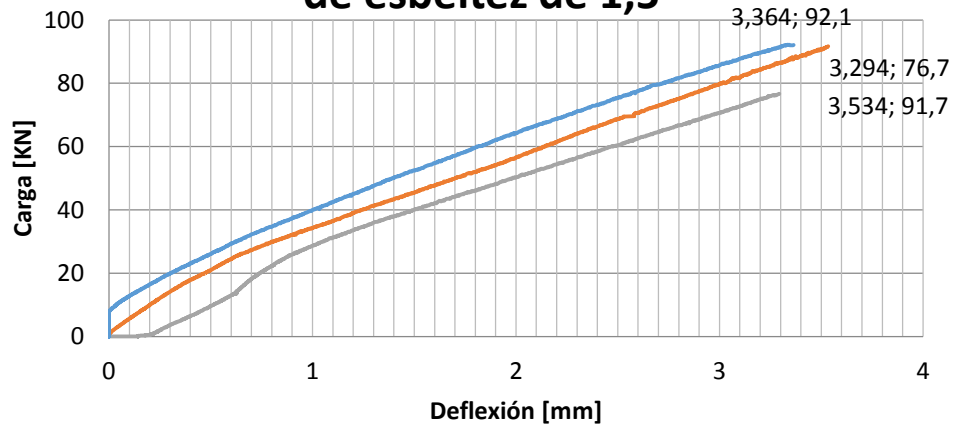


Figura 14. Curvas carga vs deflexión con una relación de esbeltez 1,5.

Carga vs deflexión con una relación de esbeltez de 2,0

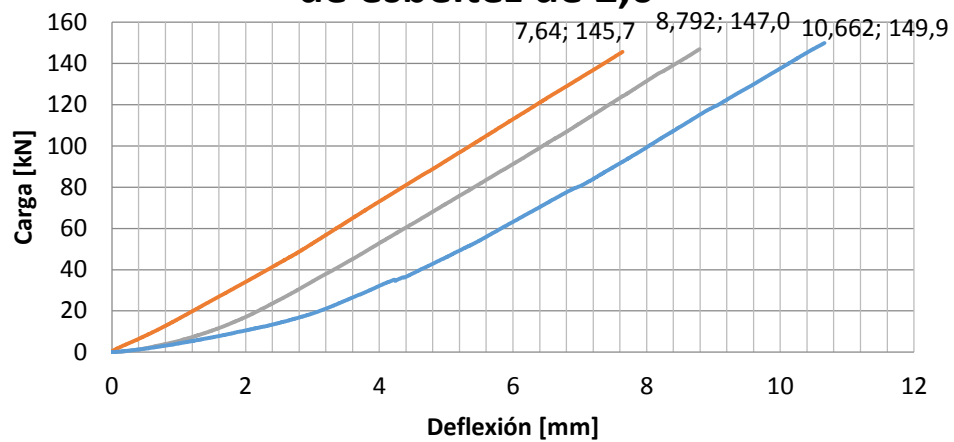


Figura 15. Curvas carga vs deflexión con una relación de esbeltez 2,0.

Se evidencia la falla a cortante de una de las vigas ensayadas en la figura 16.



Figura 16. Falla a cortante presente en un elemento de concreto reforzado.

Nota: La figura 16 comprende de una foto original de la viga (izq) y otra editada que muestra con más detalle la trayectoria de la falla a cortante (der).

Se tomó como la carga última (V_u) el máximo valor de carga (P) obtenido experimentalmente dividido en dos, debido a que la carga efectuada por el actuador se repartió en dos puntos de apoyo de la viga, como se muestra en la figura 17.

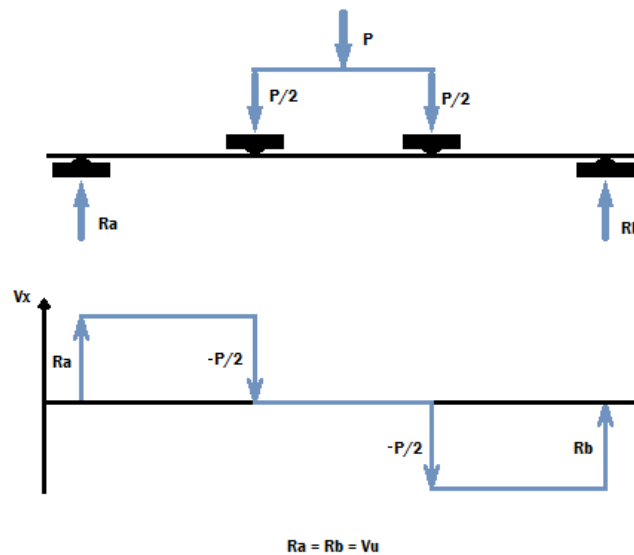


Figura 17. Diagramas de reacciones y cortante de la viga

El valor del cortante último (V_u) es igual al valor de la reacción de los apoyos debido a que la carga está simétricamente aplicada a dos puntos de la viga en sus $1/3$ de distancia entre apoyos. Esto está expresado en las siguientes ecuaciones:

$$\underline{\sum f_y = 0; R_a + R_b = P} \quad (22)$$

Como la carga aplicada es simétrica.

$$\underline{P/2 = R_a = R_b} \quad (23)$$

Entonces.

$$\underline{V_u = R_a = R_b} \quad (24)$$

Por motivos de la investigación y en el peor de los casos la resistencia nominal al cortante (ϕV_n) es igual al valor de cortante último (V_u) expresado en la ec. 25

$$\underline{\phi V_n = V_u} \quad (25)$$

La resistencia nominal al cortante (ϕV_n) está conformada por la resistencia a cortante del concreto y la resistencia nominal del acero expresada en la ec.26

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad (26)$$

Donde ϕV_c es la resistencia nominal a cortante del concreto expresada en la ec. 1 y ϕV_s la resistencia nominal a cortante proporcionada por el acero de refuerzo

Debido a que las vigas no contaban con refuerzo transversal y que las ecuaciones empleadas en este documento son con fines de investigación y no es de diseño, el valor de V_s es igual a cero y el valor de ϕ es igual a 1.

Reemplazando los valores de la ecu. (26) con los de las ecu. (25) se determina que el valor de cortante último (V_u) es igual a la resistencia nominal a cortante ec. (27)

$$V_u = \phi v_n \quad (27)$$

Reemplazando los valores de la ec. 1 en la ec. 27 se obtuvo la fórmula con la cual se halló los coeficientes de cortante de cada viga, ec. 28

$$V_u = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \quad (28)$$

Se realizó la corroboración del coeficiente de la resistencia a cortante, para ello se procedió a emplear la ec. 28 del presente documento. Para el caso del valor del coeficiente de seguridad dado por el reglamento se tomó como un valor unitario, ya que el diseño fue elaborado para condiciones de laboratorio y por ende no corresponde a un diseño estructural.

Con base en las anteriores ecuaciones, se desarrollaron haciendo un paso a paso para cada una de las vigas con el fin de despejar la incógnita planteada al principio de la investigación.

VIGA I:

$$V_u = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\rightarrow \frac{50,2}{2} = 1,0 * coef * 1,0 * \sqrt{22,814} * 10^3 * 0,15 * 0,17$$

$$\rightarrow coef = 0,21$$

VIGA II:

$$V_u = \phi 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\rightarrow \frac{53,8}{2} = 1,0 * coef * 1,0 * \sqrt{22,284} * 10^3 * 0,15 * 0,17$$

$$\rightarrow coef = 0,22$$

VIGA III:

$$Vu = \emptyset 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\rightarrow \frac{70,2}{2} = 1,0 * coef * 1,0 * \sqrt{17,786} * 10^3 * 0,15 * 0,17$$

$$\rightarrow coef = 0,16$$

VIGA IV:

$$Vu = \emptyset 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\rightarrow \frac{91,7}{2} = 1,0 * Coef * 1,0 * \sqrt{14,524} * 10^3 * 0,15 * 0,22$$

$$\rightarrow coef = 0,36$$

VIGA V:

$$Vu = \emptyset 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\rightarrow \frac{90,8}{2} = 1,0 * coef * 1,0 * \sqrt{14,316} * 10^3 * 0,15 * 0,22$$

$$\rightarrow coef = 0,36$$

VIGA VI:

$$Vu = \emptyset 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\rightarrow \frac{76,5}{2} = 1,0 * coef * 1,0 * \sqrt{14,361} * 10^3 * 0,15 * 0,22$$

$$\rightarrow coef = 0,31$$

VIGA VII:

$$Vu = \emptyset 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\rightarrow \frac{145,7}{2} = 1,0 * coef * 1,0 * \sqrt{20,672} * 10^3 * 0,15 * 0,32$$

$$\rightarrow coef = 0,33$$

VIGA VIII:

$$Vu = \emptyset 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\rightarrow \frac{147,0}{2} = 1,0 * coef * 1,0 * \sqrt{21,627} * 10^3 * 0,15 * 0,32$$

$$\rightarrow coef = 0,33$$

VIGA IX:

$$Vu = \emptyset 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$\rightarrow \frac{149,9}{2} = 1,0 * coef * 1,0 * \sqrt{21,940} * 10^3 * 0,15 * 0,32$$

$$\rightarrow coef = 0,33$$

Con los resultados obtenidos anteriormente de los ensayos de los cilindros se obtuvo las resistencias ($f'c$) y por medio de la ec (28) se obtuvieron los coeficientes de cortante de cada una de las vigas, y estos resultados se pueden apreciar en la tabla 15.

Tabla 15. Resumen de los resultados de los coeficientes de cortante empleando ec. 28

#VIGA	V_u [KN]	coef ϕ	$f'c$	λ	bw	h	d	Rec
1	25,1	0,21	22,814	1,0	0,15	0,20	0,17	0,03
2	26,9	0,22	22,284	1,0	0,15	0,20	0,17	0,03
3	35,1	0,33	17,786	1,0	0,15	0,20	0,17	0,03
4	45,85	0,36	14,524	1,0	0,15	0,25	0,22	0,03
5	45,4	0,36	14,316	1,0	0,15	0,25	0,22	0,03
6	38,25	0,31	14,361	1,0	0,15	0,25	0,22	0,03
7	72,8	0,33	20,672	1,0	0,15	0,35	0,32	0,03
8	73,5	0,33	21,627	1,0	0,15	0,35	0,32	0,03
9	75,0	0,33	21,940	1,0	0,15	0,35	0,32	0,03

Posterior a eso, se compararon los datos obtenidos experimentalmente con el valor teórico del coeficiente de la resistencia a cortante dado por el reglamento NSR-10 de la AIS (2010).

En la tabla 16 se constató la comparación con los valores teóricos del coeficiente de la resistencia a cortante dada por el reglamento con el valor promedio de cada una de las diferentes relaciones de esbeltez.

Tabla 16. Comparación de los coeficientes de la resistencia a cortante.

RELACIÓN (d/bw)	VALOR PROMEDIO	VALOR TEORICO	PORCENTAJE DE ERROR
1,0	0,198	0,17	16%
1,5	0,345		103%
2,0	0,332		95%

5. CONCLUSIONES

De acuerdo a los resultados de la presente investigación, el grupo investigador concluyo lo siguiente:

Se verificó que existe una variación en los coeficientes de la resistencia a cortante dependiendo de la relación de esbeltez empleada (d/b_w), es decir, que al aumentar la relación de esbeltez, el coeficiente de la resistencia a cortante tiende al aumento.

Se apreció que los valor del coeficiente de la resistencia a cortante arrojados experimentalmente fueron más conservadores que el propuesto por el reglamento NSR-10 de la AIS (2010), y estos permiten acercarse a un valor más real en campo, a pesar que el valor establecido por el reglamento es conservador para un diseño estructural.

Se alcanzó la carga de falla a cortante de las vigas y estas fueron superiores a las esperadas, esto debido a una incertidumbre al momento del curado de los especímenes y sus respectivos testigos.

Se confrontó los valores obtenidos experimentalmente con el valor establecido en la NSR-10 de la AIS (2010) y se obtuvo una diferencia promedio del doble del valor establecido.

Se valoró el uso de la ecuación de la resistencia a cortante en elementos de concreto reforzado, y se concluyó que es importante el uso del coeficiente debido a que genera una brecha de seguridad a la hora de realizar un diseño estructural, ya que estaría sobre estimando la resistencia real del elemento de concreto.

Se observó que el uso del vinipel o película plástica, beneficia la resistencia adquirida por elemento de concreto reforzado, ya que permite conservar la humedad y la temperatura, y con esto tener buenas condiciones para un fraguado del elemento.

6. RECOMENDACIONES

En general este tipo de investigación a nivel de pregrado, le permite al estudiante poner en práctica los conocimientos teóricos adquiridos en clase y acercarse al campo laboral. El grupo investigador recomienda lo siguiente:

Al momento de fundir las vigas tener especial cuidado en la colocación de los ganchos de agarre para facilitar el transporte de las vigas, esto debido a que si se pone en el espacio que comprende la zona no confinada podría afectar su resistencia a cortante debido a que actuaría como un refuerzo transversal y beneficiaría la resistencia del elemento como tal.

En futuras investigaciones experimentar con relaciones de esbeltez mayores de 2,0 para comparar con los resultados obtenidos experimentalmente en esta investigación y así verificar el comportamiento de los coeficientes a cortante, siempre y cuando tenga en cuenta las condiciones de curado de los especímenes con sus respectivos testigos procurando ser idénticas para lograr una veracidad en los resultados y no tener incertidumbres en valores que se tenían ya conocidos en estudio.

Continuar con los estudios en el área estructural, y proponer un semillero de investigación para llevar a cabo investigaciones a fines. Elaborando más especímenes de prueba, para contar con una base de datos, esto con el fin de obtener resultados más precisos, ya que por cuestiones del alcance y de los recursos de la investigación, no se contó con una base de datos estadística amplia.

7. ANEXOS

7.1. Anexo A.1. Tabla de resultados de la densidad Bulk y el porcentaje de vacíos de los agregados en estado suelto y compacto. (I.N.V. E- 217-13).

CALIBRACIÓN DEL RECIPIENTE		
Volumen recipiente	0,0099	[m ³]
Diametro	0,205	[m]
Altura	0,30	[m]
Peso Recipiente	3,975	[Kg]

MASA UNITARIA SUELTA		
Peso Rec+Muestra	18,065	[Kg]
MUSg	1422,96	[Kg/m ³]

MASA UNITARIA SUELTA		
Peso Rec+Muestra	17,606	[Kg]
MUSf	1376,60	[Kg/m ³]

MASA UNITARIA COMPACTA		
Peso Rec+Muestra	19,023	[Kg]
MUCg	1519,71	[Kg/m ³]

MASA UNITARIA COMPACTA		
Peso Rec+Muestra	19,080	[Kg]
MUCf	1525,46	[Kg/m ³]

PORCENTAJE DE VACÍOS	
Densidad del agua [kg/m ³]	998
Densidad bulk de los agregados gruesos [kg/m ³]	2,48
Gravedad específica de los agregados gruesos [kg/m ³]	1519,71
%Vacíos	38,60

PORCENTAJE DE VACÍOS	
Densidad del agua [kg/m ³]	998
Densidad bulk de los agregados gruesos [kg/m ³]	2,55
Gravedad específica de los agregados gruesos [kg/m ³]	1525,46
%Vacíos	40,06

7.2. Anexo A.2. Tabla de resultados de la resistencia a la degradación de los agregados por medio de la máquina de los ángeles. (I.N.V. E- 218- 13)

PERDIDAS [%]	36,46
MASA AGREGADO GRUESO SECO ÁNTES DEL ENSAYO [g]	5000
MASA AGREGADO GRUESO SECO DESPUÉS DEL ENSAYO PREVIO LAVADO SOBRE EL TAMIZ N°12 [g]	3177

7.3. Anexo A.3. Tabla de resultados del contenido de agua (humedad) de los agregados. (I.N.V. E- 122- 13).

CONTENIDO DE AGUA (HUMEDAD) DE LOS AGREGADOS		
AGREGADO FINO	W (Contenido de agua)[%]	2,65
	W1 [g]	1545
	W2 [g]	1507
	WC [g]	74
AGREGADO GRUESO	W (Contenido de agua)[%]	1,27
	W1 [g]	1664
	W2 [g]	1644
	WC [g]	65

REFERENCIAS

- Ababneh, A., Al-Rousan, R., Alhassan, M., & Alqadami, M. (2017). Influencia de las fibras sintéticas en el comportamiento de corte de vigas de hormigón ligero. *Advances in Structural Engineering 2017*, 20 (11), 1671-1683.
- American Concrete Institute, ACI, Committe 318 (2011). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute, ACI.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Bogotá, Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS.
- Contreras, J. (2008). *Evaluación analítica de la rigidez a cortante pos fluencia en secciones fisuradas de concreto reforzado (tesis de pregrado)*. Bogotá, D.C, Pontificia Universidad Javeriana.
- Frederick, F. (2017). *Influencia del anclaje final en el cortante fortalecimiento de vigas de hormigón compuestos de CFRP (tesis de doctorado)*. Bogotá, D.C, Pontificia Universidad Javeriana.
- Gómez, A., Ramírez, D., & Tavera, J. (2017). *Guía metodológica para el diseño de la superestructura de un puente en sección compuesta con vigas de alma (tesis de maestría)*. Bucaramanga, Universidad Industrial de Santander.
- Harmsen, M. (2002). Diseño de Estructuras de Concreto Armado (3era Ed). En Esfuerzo cortante y tracción diagonal (pág. 127). Perú: Universidad Católica del Perú.
- Kani, G.N. (1963). Basic Facts Concerning Shear Failure. *ACI Journal*, 63(32), 675-692.
- Kani, G.N. (1967). How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams? *ACI Journal*, 64(12), 128-141.
- Lievano, M., & Gutiérrez, A. (2011). *Caracterización de las fisuras en las vigas de concreto reforzado con adición de fibras de polipropileno sometidas a flexión dinámica (tesis de maestría)*. Bogotá, D.C, Pontificia Universidad Javeriana.
- McCormac, Jack C., Brown, Rusell M (2013). *Diseño de concreto reforzado. Octava edición con el Código ACI 318- 08*, México DF, México: Alfaomega grupo editor, S.A.
- McGregor, J.G., & Hanson, J.M (1969). Proposed Changes in Shear Provisions of Reinforced and Prestressed Concrete Beams. *ACI Journal*, 66(24), 276-288.
- Medrano, M.J. (2011). *Estudio del comportamiento y mejoramiento estructural a cortante de vigas de concreto armado reforzado con CFRP (tesis de maestría)*. Bogotá, D.C, Pontificia Universidad Javeriana.

- Mulett, V. (2016). *Determinación experimental de la resistencia a cortante del concreto utilizando materiales del departamento de Santander (tesis de pregrado)*. Bucaramanga, Universidad Pontificia Bolivariana.
- Nilson, A.H, Winter G (1994). *Diseño de estructuras de concreto. Undécima edición*, Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw Hill Inc.
- Ochoa, .I, & Guerrero, E. (2015). *Deflexiones a largo plazo en vigas concreto (tesis de pregrado)*. Bucaramanga, Universidad Industrial de Santander.
- Rajai, Z.A., & Mohsen, A.I. (2016). The effect of beam depth on the Shear behavior of reinforced concrete beams externally strengthened with carbon fiber- reinforces polymer composites. *Advances in Structural Engineering 2016*, 19 (11), 1769-1779.
- Restrepo, J. (2015). *Estudio de la efectividad del refuerzo a flexión o cortante con polímeros reforzados con fibra de carbono instalado en vigas existentes (tesis maestría)* Bucaramanga, Universidad Industrial de Santander.