

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

Escuela de Posgrado
Maestría en Ingeniería Civil



ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIGAS
DE CONCRETO REFORZADAS CON VARILLAS DE BASALTO

HINOSTROZA YUCRA, Johan James

Tesista

Mag. Quiun Wong, Daniel

Asesor

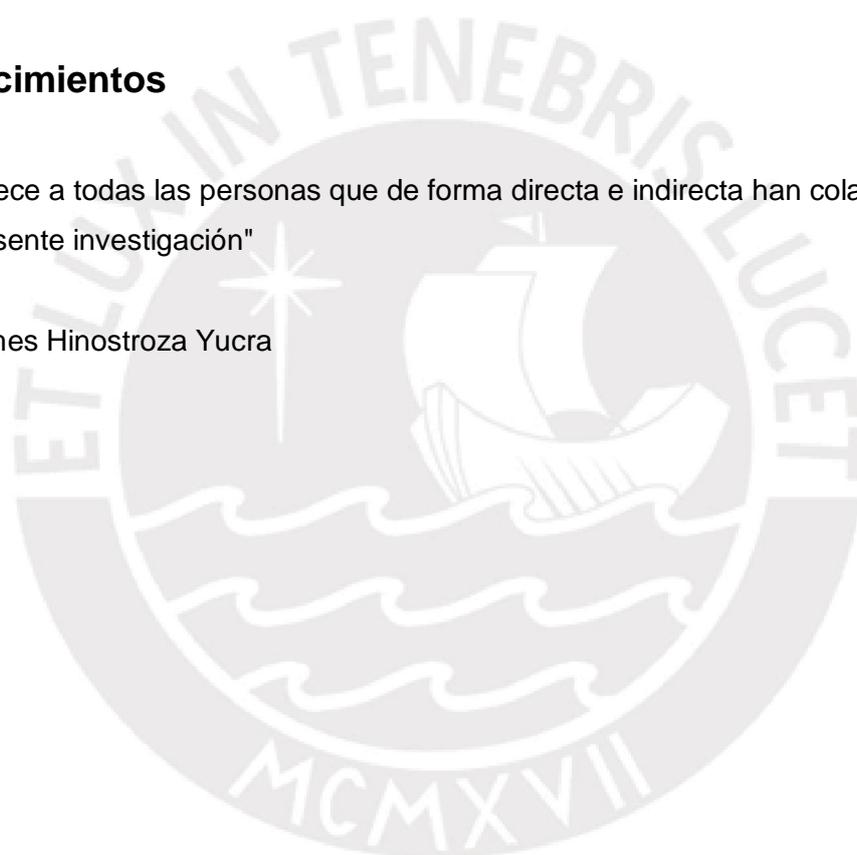
Lima-Perú

2018

Agradecimientos

"Se agradece a todas las personas que de forma directa e indirecta han colaborado con la presente investigación"

Johan James Hinostraza Yucra



Resumen

Es ampliamente conocido el problema de la corrosión que afecta a las varillas de acero usadas en concreto armado, el cual es como un cáncer que causa un impacto negativo. Por ejemplo, en el 2012 la India gastó en estructuras que sufrieron corrosión 70.3 billones de dólares con un PBI 1670 billones, en otras palabras 4.2% del PBI (Gerhardus et al 2016); el costo de corrosión en Estados Unidos en el 2016 fue de 2.5 billones de dólares (nace.org/publications/Cost-of-Corrosion-Study/G2MT). Según Boyle y Karbhari (1994), el costo de la corrosión en puentes se puede estimar como dos veces el costo original del puente. Por esta razón, es necesario seguir haciendo estudios relacionados a la mitigación de la corrosión.

Recientemente las varillas de basalto se han empezado a usar como refuerzo alternativo a las varillas de acero en el concreto. La ventaja de las varillas basalto sobre las barras de acero radica en que no sufren corrosión. Dichas varillas de basalto son la fusión de fibras de basalto provenientes de la roca y resina.

En la presente investigación se muestra los estudios a flexión y cortante de las vigas reforzadas con varillas de basalto, además de las buenas propiedades de las varillas para resistir fuerzas de tracción superiores al acero convencional. Adicionalmente se desea estudiar las propiedades estructurales de este material, para mostrar su diseño y uso como refuerzo alternativo en estructuras de concreto armado. Se revisa las experiencias publicadas en ensayos de laboratorios.

INDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Planteamiento del problema	3
1.2.1. Problema Principal.....	3
1.2.2. Problema Secundario	3
1.3. Justificación	3
1.4. Hipótesis.....	4
1.5. Objetivos	4
1.5.1. Objetivo General	4
1.5.2. Objetivos específicos	4
2. MATERIALES COMPUESTOS Y COMPOSICION DE BASALTO	5
2.1. Revisión bibliográfica de los materiales compuestos	5
2.1.1. Concepto de material compuesto	5
2.1.2. Componentes de un material compuesto.	5
2.1.3. Clasificación.....	5
2.1.4. Tipos de matrices orgánicas	6
2.1.5. Tipos de resinas	6
2.1.6. Roca de basalto	7
2.1.7. Fibra de basalto.	7
2.1.8. Las varillas de basalto.	7
3. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA DE LAS VARILLAS Y VIGAS DE CONCRETO REFORZADAS CON BASALTO.....	8
3.1. Revisión bibliográfica del artículo de Vladimir Brik et al (1998) “Performance Evaluation of 3-D basalt fiber Reinforced Concrete and Basalt Rod Reinforced Concrete”	8
3.1.1. Resumen.....	8
3.1.2. Ensayos.....	8
3.1.3. Conclusiones.....	13

3.2.	Revisión bibliográfica de paper de Vladimir Brik (2003) “Advanced concept concrete using basalt fiber composite rebar reinforcement”	14
3.2.1.	Resumen.....	14
3.2.2.	Ensayos.....	14
3.2.3.	Conclusiones.....	21
3.3.	Revisión bibliográfica de tesis de Sudeep Adhikari (2009) “Mechanical properties and flexural applications of basalt fiber reinforced polymer(BFRP) bars”	22
3.3.1.	Resumen.....	22
3.3.2.	Ensayos.....	25
3.3.3.	Conclusiones.....	28
3.4.	Revisión bibliográfica de tesis de Subhashini Neela (2010) “Flexural behavior of basalt FRP bar reinforced concrete members with and without polypropylene fiber”	30
3.4.1.	Resumen.....	30
3.4.2.	Ensayo de losas.....	30
3.4.3.	Conclusiones.....	35
3.5.	Revisión bibliográfica de tesis de Thilan Ovitigala (2012) Structural Behavior of Concrete Beams Reinforced with Basalt Fiber Reinforced Polymer (BFRP) bars.	36
3.5.1.	Resumen.....	36
3.5.2.	Ensayo de adherencia.....	38
3.5.3.	Análisis de resultados de ensayos.....	39
3.5.4.	Conclusiones.....	43
3.6.	Revisión bibliográfica de Mohamed Elarbi Moh Mahroug (2013) “Behaviour of continuous concrete slabs reinforced with FRP bars”	48
3.6.1.	Resumen.....	48
3.6.2.	Ensayos:.....	49
3.6.3.	Conclusiones.....	60
3.7.	Revisión bibliográfica de Mohammed Amine (2014) “Bond Durability of Basalt Fibre-Reinforced Polymers (BFRP) bars under freeze-and-thaw conditions”	63
3.7.1.	Resumen.....	63
3.7.2.	Ensayo 1	63
3.7.3.	Ensayo 2	66

3.7.4.	Modelos Analíticos	67
3.7.5.	Conclusiones.....	70
3.8.	Revisión bibliográfica del artículo de Thilan Ovitigala et al (2016) Serviciability and Ultimate Load Behavior with Basalt Rebar Polymer Bars.	74
3.8.1.	Resumen.....	74
3.8.2.	Ensayos.....	74
3.8.3.	Conclusiones.....	77
3.9.	Revisión Bibliografica del artículo de Thilan et al (2016) "Shear Behavior of Basalt Fiber Reinforced Concrete Beams with and without Basalt FRP Stirrups"	77
3.9.1.	Resumen.....	77
3.9.2.	Ensayos.....	78
3.9.3.	Resultados	80
3.9.4.	Conclusiones.....	82
4.	ESTUDIO COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE VIGAS REFORZADAS CON VARILLAS DE BASALTO Y ACERO.....	84
4.1.	Estudio comparativo a Flexión.....	84
4.1.1.	Ejemplo de cálculo de área de basalto mediante el momento último.....	88
4.1.2.	Ejemplo de cálculo de factor de reducción.....	90
4.1.3.	Ejemplo de cálculo del área de refuerzo de acero para el mismo momento.....	91
4.2.	Estudio Comparativo Usando el Diagrama de Momento Curvatura.....	92
4.2.1.	Varillas Poliméricas (FRP).....	92
4.2.2.	Modelos constitutivos del concreto	93
4.2.3.	Cálculo de momento nominal.....	95
4.2.4.	Diagrama momento-curvatura	100
4.3.	Estudio Comparativo a Cortante	107
4.3.1.	Normas para diseño por cortante.....	108
4.3.2.	Ejemplos de cálculo según cada norma	117
4.3.3.	Cuadro comparativo por el método ACI440-2R.....	129
4.4.	Estudio Comparativo de deflexión.....	129
4.4.1.	Parámetros asociados a la viga reforzada con barras de basalto:	129
4.4.2.	Parámetros asociados a la viga reforzada con barras de acero:	131

4.4.3.	Cuadro comparativo	133
4.5.	Estudio Comparativo del cálculo de ancho de grieta.....	134
4.5.1.	Parámetros asociados a la viga reforzada con barras de basalto:	136
4.5.2.	Parámetros asociados a la viga reforzada con barras de acero:	138
5.	APLICACIONES DE BFRP EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES y ANÁLISIS DE COSTOS	140
5.1.	Uso en el sector de la construcción	140
5.1.1.	Aplicaciones.....	140
5.2.	Aplicaciones reales de edificaciones que utilizan GRP.....	143
5.3.	Costo de varillas de basalto	145
5.3.1.	Cotización de precios de varillas de basalto	145
5.3.2.	Cotización de Flete	145
5.3.3.	Comparación costo de varilla de basalto y costo de varilla de acero.....	146
5.3.4.	Comparación entre el costo de reparación de una edificación por corrosión y el costo de la construcción de una edificación a base de acero basalto	148
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	151
6.1.	Barras de basalto	151
6.2.	Flexión	151
6.3.	Momento Curvatura.....	151
6.4.	Cortante	152
6.5.	Deflexión	152
6.6.	Ancho de Grieta.....	153
6.7.	Costo	153
6.8.	Comparación entre una varilla de basalto y una varilla de acero	Error! Marcador no definido.
6.9.	Recomendaciones	154
7.	BIBLIOGRAFIA.....	155

Índice de Figuras

Figura 1.- Falla de barra de 14.25 mm de diámetro.	9
Figura 2.- Prueba de tensión para el Basalto	10
Figura 3.- Detalles de viga.	11
Figura 4.- Detalles de viga.	11
Figura 5.- Procedimiento del Ensayo de adherencia.....	15
Figura 6.- Detalles de la posición del refuerzo para el ensayo	16
Figura 7.- Gráfica de Carga vs Deflexión para barra de basalto (BRC-1)	16
Figura 8.- Grafica de Carga vs Tensión de concreto para basalto (BRC-1).....	17
Figura 9.- Se muestra la falla de la viga primero por flexión y luego por cortante.....	18
Figura 10.- Grafica de carga vs deflexión para la viga -3	18
Figura 11.- Viga BRC-4 falla en flexión pura	18
Figura 12.- Gráfica de Carga vs deflexión para viga BRC-4	19
Figura 13.- Viga BRC-5 falla en flexión pura seguidamente de una falla en corte.....	20
Figura 14.- Grafica de Carga vs deflexión para viga BRC-4	20
Figura 15.- Esfuerzo vs deslizamiento de la barra de 4 ranuras en la posición horizontal superior	21
Figura 16.- Disposición de las cargas aplicadas a la losa.	31
Figura 17.- Gráfica de Carga en compresión vs deformación unitaria de barra de 5mm	31
Figura 18.- Gráfica de Carga en compresión vs deformación unitaria de barra de 7mm	32
Figura 19.- Gráfica de carga en tracción vs deformación unitaria de barra de 5mm	32
Figura 20.- Gráfica de carga en tracción vs deformación unitaria de barra de 7mm	33
Figura 21.- Gráfica de Carga en compresión vs deformación de barra de 5mm.....	33
Figura 22.- Gráfica de Carga en compresión vs Esfuerzo de barra de 7mm.....	34
Figura 23.- Gráfica de carga en tracción vs deformación unitaria de barra de 5mm	34
Figura 24.- Gráfica de carga en tracción vs deformación unitaria de barra de 7mm	34
Figura 25.- Espécimen a flexión para adherencia.	38
Figura 26.- Metodologías para extracción por adherencia.	39
Figura 27.- Vigas para ensayo de flexión y adherencia.	40
Figura 28.- Detalle del refuerzo y vaciado de vigas C-B-OU y C-B-UO.	50
Figura 29.- Detalle de distribución de basalto en losas S-B-O y S-B-U.....	52
Figura 30.- Detalle de la distribución de losas continuas.....	52
Figura 31.- Detalle del equipo para la experimentación.....	53
Figura 32.- Grafica de Tamaño de grieta vs Cargas puestas al centro del paño	54
Figura 33.- Tamaño de grieta vs Cargas puestas al centro del soporte	55

Figura 34.- Detalle de falla tipo 1(Primero falla en mitad de soporte (derecha) y luego falla en corte en el extremo (izquierda)	56
Figura 35.- Detalle de falla tipo 2: Primero en la mitad del tramo (derecha) y luego en la mitad de soporte (izquierda)	56
Figura 36.- Detalle de falla tipo 3.....	57
Figura 37.- Gráfica de capacidad de carga vs los tipos de losas ensayadas	57
Figura 38.- Grafica de la deflexión a lo largo de las vigas ensayadas.....	58
Figura 39.- Grafica de deflexión vs capacidad de carga en el centro	59
Figura 40.- Las siguientes figuras muestran las típicas relaciones de historias entre esfuerzo y deslizamiento para BFRP barras que tienen diferentes diámetros y longitudes de anclaje (embebido) para barras de 5 y 7 veces el diámetro de barra.	64
Figura 41.- Compara las curvas de desplazamiento en los especímenes BFRP y GFRP en los extremos descargados con barras de 10 mm.....	65
Figura 42.- Relación del esfuerzo de adherencia con la fuerza última al inicio de deslizamiento en el extremo cargado.....	66
Figura 43.- Esfuerzo de adherencia promedio de especímenes en condiciones ambientales (barra negra), con 100 ciclos de exposición (barra gris) y con 200 ciclos de exposición (barra gris clara) para barras de 8, 10 y 12 mm	67
Figura 44.- Grafica de Resultados experimentales vs resultados analíticos usando los modelos del BPE y el mBPE para ambas Barra de BFRP y GRFP con (a) $l_d = 5d$ (b) $l_d = 10d$	70
Figura 45.- Aplastamiento y patrones de grieta en vigas con BFRP.....	75
Figura 46.- Aplastamiento y patrones de grieta en vigas con BFRP.....	79
Figura 47.- Aplastamiento y patrones de grieta en vigas con BFRP.....	80
Figura 48.- Tableros reforzados con FRP en puentes isostático 48	142
Figura 49.- Fachada de edificio Eyecatcher	143
Figura 50.- Vista general de la pasarela construida con GRP en Lleida, España.....	143
Figura 51.- Esquema del reforzamiento para el puente sobre el Río Chirripó – Ruta 32 donde se indica usar material GRP para reforzar la losa del puente.....	144
Figura 52.- Puente Asturias	144

Índice de Tablas

Tabla 1: Detalles de vigas que se evaluaron en el laboratorio.....	11
Tabla 2: Comparación de momentos calculados y ensayados (Para vigas de BRC-A hasta F).....	12
Tabla 3: Detalles de varillas de basalto usadas para reforzar el concreto	12
Tabla 4: Comparación de momentos calculados y ensayados	13
Tabla 5: Comparación de momentos calculados y actuantes	17
Tabla 6: Comparación de momentos calculados y actuantes	20
Tabla 7: Porcentaje de aumento de la Capacidad de Carga de losas con la adición de polipropileno. Unidades en N.....	35
Tabla 8: Porcentaje de Aumento en Capacidad Máxima de Carga de losas con el aumento de Fuerza compresiva.....	35
Tabla 9: Diámetros y longitud de barras de los 20 especímenes	38
Tabla 10: Parámetros de evaluación para 24 especímenes de extracción por adherencia	39
Tabla 11: Cuantías y refuerzos.....	53
Tabla 12: Propiedades mecánicas del FRP y varillas de acero de refuerzo	53
Tabla 13, 14 y 15: Resultados del momento de capacidad de ACI 440-1R-06; ISIS-M03-07; CSA S806-06.....	60
Tabla 16: Valores medio y coeficientes de variación de los parámetros de los modelos para especímenes de BFRP y GFRP incondicionales.....	69
Tabla 17: Resultados de deflexiones para cada tipo de viga	75
Tabla 18: Características de las vigas ensayadas.....	79
Tabla 19: Resistencia a fuerza cortante en las vigas con estribos y sin estribos	82
Tabla 20: Resistencia a fuerza, modulo de Elasticidad y Deformación unitaria	84
Tabla 21: Propiedades mecánicas de barras FRP y el acero	92
Tabla 22: Valores obtenidos del cálculo para antes y después de la fisuración comunes a los 3 modelos constitutivos del concreto	101
Tabla 23: Puntos de quiebre del momento-curvatura para la viga con acero de refuerzo	106
Tabla 24: Puntos de quiebre del momento-curvatura para la viga refuerzo de barras FRP	106
Tabla 25: Thilan Ovitigala demostró que la norma japonesa tiene mejor aproximación	107
Tabla 26: Coeficiente de reducción por ambiente C_E. Fuente ACI440.1R	108
Tabla 27: Resumen de fórmulas para el cálculo de cortante	116
Tabla 28: Resumen de resultados.....	129
Tabla 29: Resumen de resultados.....	133

Tabla 30: Resumen de resultados.....	134
Tabla 31: Resumen de resultados.....	145
Tabla 32: Precio del flete marítimo.....	146
Tabla 33: Costo de varillas de acero longitudinal.....	147
Tabla 34: Costo de varillas de basalto longitudinales.....	147
Tabla 35: Costo de estribos en vigas reforzadas con acero.....	147
Tabla 36: Costo de estribos en viga reforzada con acero.....	148
Tabla 37: Referencias	149
Tabla 38: Referencias	150
Tabla 40: Modulo de elasticidad de las varillas de basalto, según diferentes autores	151



1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

El basalto es una roca ígnea de color oscuro. Está compuesto por silicatos de magnesio y hierro y constituye la tercera parte de la corteza terrestre. El fondo de los océanos está totalmente compuesto por basalto. El proceso de producción de las fibras de basalto consiste en pulverizar las rocas de basalto. Luego, los fragmentos de la roca de basalto son sometidos a altas temperaturas, para ser extruidas por máquinas y obtener las fibras de basalto. Las fibras de basalto frías son estructuras sustancialmente más resistentes que el acero o la fibra de vidrio en tensión. La primera producción de fibras de basalto se dio en los Estados Unidos en 1923. El objetivo del material, mencionado anteriormente, era ser utilizado en la fabricación de armas de guerra y naves aeroespaciales, debido a su bajo peso. La primera producción de fibra de basalto de manera industrial fue en Kiev-Ucrania en 1985 (Patnaik 2009). Por otro lado, las varillas de basalto son materiales compuestos que resultan de la combinación de fibras de basalto, resina epóxica y resina poliéster. Los estudios sobre el uso del basalto son relativamente nuevos. Entre ellos se puede mencionar:

En el año 1998 se publicó un estudio realizado por Vladimir Brik y un grupo de investigadores. Gracias al programa Innovations Deserving Exploratory Analysis Programs (IDEA), se ensayaron fibras y varillas de basalto, y vigas reforzadas con varillas de basalto. En pruebas de concreto con fibras de basalto se ve un incremento en la absorción de la energía. En el caso de vigas reforzadas con barras de basalto se obtuvieron fallas por deslizamiento de las varillas de basalto, mientras en las que sí hubo buena adherencia se encontraron fallas frágiles.

En el año 2003 Vladimir Brik gracias al programa IDEA, estudió la adherencia de las varillas de basalto, así como el comportamiento a flexión de vigas de concreto reforzadas con varillas de basalto. Se encontró buena adherencia en barras de cuatro y ocho corrugaciones, además de obtener una excelente aproximación en el cálculo de momento

nominal respecto de la norma ACI 440R.06.

En la Universidad de Reikjavik (Islandia), se estudiaron las propiedades mecánicas de la fibra de basalto, la resistencia a los álcalis, la resistencia al agua y su estabilidad térmica (Ólafsson y Porhallsson 2009).

En la Universidad de Akron (Estados Unidos), se estudió la fibra de basalto y se realizó la primera aplicación en elementos de concreto armado y su aplicación en infraestructuras de transporte. Además, la varilla de basalto tiene mayor resistencia a la corrosión que la varilla convencional de acero (Patnaik 2009).

En la universidad de Akron (Estados Unidos), se estudió el comportamiento a flexión de elementos de concreto reforzados con barras de basalto con y sin fibras de polipropileno. Se encontró que las relaciones de la norma ACI 440R.06 tienen una excelente aproximación con los ensayos experimentales (S. Neela 2010).

En la Universidad de Illinois (Estados Unidos), Ovitigala estudió la adherencia de las varillas de basalto mediante ensayos PULLOUT, además de ensayar vigas a flexión y corte. Se hace un análisis comparativo entre la norma norteamericana, canadiense, británica y japonesa sobre la resistencia de las vigas a corte. Se encontró que la norma japonesa es la que da los resultados más aproximados respecto a los ensayos (Ovitigala 2012).

En la Universidad de Bradford (United Kingdom), Mahroug estudió el comportamiento de losas continuas reforzadas con barras poliméricas (varillas de basalto y varillas de carbono). Se encontró que, para el cálculo de deflexiones, la norma canadiense CSA e ISIS dan excelentes resultados (B. Mahroug 2013).

En la Universidad de Laval (Canadá), Amine estudió el anclaje de las barras de basalto, así como la respuesta mediante el PULLOUT del anclaje de varillas de vidrio y varillas de basalto, ensayándose barras de diferentes diámetros. (M. Amine 2014).

1.2. Planteamiento del problema

Es ampliamente conocido el problema de corrosión que afecta a las varillas de acero usadas en concreto armado, ya que, pese a los avances tecnológicos, el problema de la corrosión sigue siendo latente. En el campo de la construcción, está el uso de materiales compuestos y dentro de este grupo recientemente las varillas de basalto como refuerzo del concreto. Se desea estudiar las propiedades mecánicas y físicas de las varillas de basalto, para proponer su uso como refuerzo en estructuras de concreto armado frente a cargas de gravedad. Se revisa las experiencias publicadas en ensayos de laboratorios.

1.2.1. Problema Principal

¿De qué manera el uso de las varillas de basalto tendrá mayor ventaja estructural que las varillas de acero frente a cargas de gravedad?

1.2.2. Problema Secundario

¿De qué manera ensayar las propiedades mecánicas de las varillas de basalto?

¿De qué manera los usos de las varillas de basalto sustituirían a las varillas de acero ASTM615?

1.3. Justificación

Esta investigación es necesaria para la ingeniería civil en general por qué se muestra el uso de un material de construcción relativamente nuevo en el Perú. Además, no se tiene antecedentes del uso de las varillas de basalto en la construcción de edificaciones en América Latina; sin embargo, en América del Norte y Europa existen estructuras construidas con dicho material. Por otro lado, la producción del acero ha dado como consecuencia un gran impacto ambiental que incluye el agotamiento de recursos no renovables hídricos y el calentamiento global (Rajesh et al. 2007). En suma, es importante el estudio de nuevos materiales alternativos al acero como los polímeros y los materiales compuestos, dentro de este grupo se ubican las varillas de basalto.

1.4. Hipótesis

Las varillas de basalto pueden reemplazar con ventaja a las varillas de acero en la construcción de vigas y losas de concreto armado.

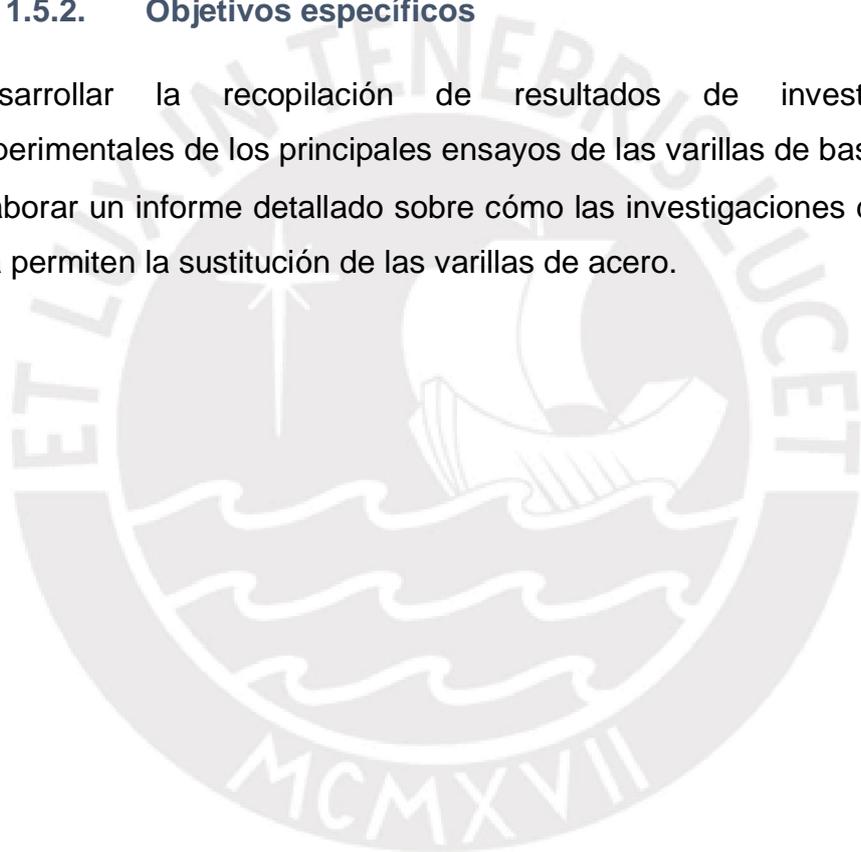
1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

Estudiar las posibilidades técnicas del uso de las varillas de basalto como alternativa a las varillas de acero en vigas frente a cargas de gravedad.

1.5.2. Objetivos específicos

- Desarrollar la recopilación de resultados de investigaciones experimentales de los principales ensayos de las varillas de basalto.
- Elaborar un informe detallado sobre cómo las investigaciones de hoy en día permiten la sustitución de las varillas de acero.



2. MATERIALES COMPUESTOS Y COMPOSICION DE BASALTO

2.1.Revisión bibliográfica de los materiales compuestos

2.1.1. Concepto de material compuesto

Un material compuesto es la fusión de dos o más materiales que producen el efecto de sinergia. Esta fusión da como resultado un material cuyas propiedades superan las propiedades que tienen cada uno (Mazumdar 2003). Los materiales compuestos cumplen las siguientes características:

- Están formados de dos o más componentes distinguibles físicamente y separables mecánicamente.
- Comprenden fases químicamente diferentes, completamente insolubles entre sí y separadas por una interface.
- Sus propiedades mecánicas son superiores a la simple suma de las propiedades de sus componentes (sinergia).
- No pertenecen a este rubro, las aleaciones metálicas, en las que mediante un tratamiento térmico se cambian la composición de las fases presentes.

2.1.2. Componentes de un material compuesto.

- Refuerzo: Es el componente que le brinda la resistencia, es la parte discontinua (Guerrero et al 2011).
- Matriz: Es el responsable de las propiedades físicas y químicas. Transmite los esfuerzos al agente reforzante, asimismo le da protección y cohesión, siendo un componente continuo (Guerrero et al 2011).

2.1.3. Clasificación

Existen muchos tipos de clasificación, una de ellas es la clasificación por el tipo de Matriz:

- Materiales compuestos de matriz metálica o MMC (Metal Matrix Composites).

- Materiales compuestos de matriz cerámica o CMC (Ceramic Matrix Composites).
- Materiales con matriz de carbón.
- Materiales compuestos de matriz orgánica o RP (Reinforced Plastic)

Dentro de las matrices orgánicas (reforzadas con fibras), tenemos:

- Materiales compuestos de fibra de carbono.
- Materiales compuestos de fibra de vidrio.
- Materiales compuestos de fibra de basalto.

2.1.4. Tipos de matrices orgánicas

Son vulgarmente conocidas como plásticos. (Poveda 2010) Se clasifican:

- Termoplásticos: Usados en aplicaciones de bajos requisitos mecánicos.
- Elastómeros: Usados en neumáticos y cintas transportadoras.
- Dura plásticos o Termoestables: Las más empleadas en materiales compuestos con altas prestaciones, denominadas también resinas.

2.1.5. Tipos de resinas

Epoxy: son los de uso más general por sus altas prestaciones.

Bismelaidas: Para uso en altas temperaturas como los bordes de ataque de las alas de un avión tipo Eurofighter-2000.

Poliamidas: Para aplicación en altas temperaturas (300 °C).

Fenólicas: Resistentes al fuego, usadas como mamparas contra incendios.

Poliésteres: Poco usadas en construcción por sus bajas características mecánicas.

Cianoesteres: Aplicaciones radio eléctricas (antenas), ya que presentan baja absorción de humedad (Poveda 2010).

2.1.6. Roca de basalto

El basalto es la roca más común del mundo, aproximadamente ocupa el 70% de la corteza terrestre. El basalto es una roca ígnea compuesta por plagioclasas, piroxena y minerales de olivino, a menudo presentan una apariencia vítrea.

Esta roca nace del interior de la tierra como lava; además tiene un alto contenido de hierro y magnesio. La roca de basalto es conocida por sus propiedades térmicas, su resistencia y durabilidad. Las densidades de la roca están entre 2.8 g/cm³ y 2.9 g/cm³. También posee una dureza entre 5 - 9 en la escala de Mohs. Además, es comúnmente usada como agregados (Subramanian 2010).

2.1.7. Fibra de basalto.

Las rocas de basalto son pulverizadas y sometidas a temperaturas de 1400 °C a 1700 °C durante 6 horas para luego ser extruidas por máquinas, para producir fibras de basalto. Las fibras de basalto frías son materiales sustancialmente más resistentes que el acero o la fibra de vidrio en tensión. Las fibras de basalto típicamente son de 6, 9 y 13 micras de diámetro. Además, estas fibras son mucho más baratas que las fibras de carbono y las fibras de vidrio (Subramanian 2010).

2.1.8. Las varillas de basalto.

Las varillas de basalto nacen de la fusión de fibras de basalto, resina epoxy con poliéster usando el proceso de poltrusión. Tienen un bajo costo, alta resistencia, alto módulo de elasticidad y una alta resistencia a la corrosión. Sin embargo, tiene el problema de tener un comportamiento frágil (Subramanian 2010).

3. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA DE LAS VARILLAS Y VIGAS DE CONCRETO REFORZADAS CON BASALTO.

3.1.Revisión bibliográfica del artículo de Vladimir Brik et al (1998) “Performance Evaluation of 3-D basalt fiber Reinforced Concrete and Basalt Rod Reinforced Concrete”

3.1.1. Resumen

Se ensayaron fibras de basalto, barras de basalto y vigas reforzadas con barras de basalto. Las pruebas al concreto mezclado con fibras de basalto muestran un incremento en la absorción de la energía, así como una mayor ductilidad. Las pruebas realizadas en vigas reforzadas con barras de basalto muestran que una parte de las vigas ensayadas fallaron por deslizamiento de la barra de basalto con el concreto, lo que no permitió llegar a la resistencia última de la viga. Las vigas con barras que sí lograron anclar correctamente, tuvieron una falla súbita y frágil.

Además, se hizo un análisis comparativo de la carga última, del momento de agrietamiento y de la deflexión entre las vigas. El ensayo de tracción se hizo entre las barras de basalto y cables de basalto entrelazados. Además, se obtuvieron los gráficos de esfuerzo-deformación, y el módulo de elasticidad de las barras de basalto.

3.1.2. Ensayos

3.1.2.1. Ensayo de concreto con fibras de basalto.

Se hicieron los siguientes especímenes:

- Seis vigas de sección 10cmx10cm y 35cm de largo para su ensayo ante cargas verticales que produjeron la flexión estática.
- Seis cilindros estándares (15cmx30cm), para ensayó a compresión y el cálculo del módulo de elasticidad.
- Seis cilindros de 6.3cm de diámetro y 15.2cm de altura para un ensayo de impacto.

Se realizó “Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson’s Ratio of Concrete in Compression” (Método de prueba estándar para el módulo estático de elasticidad y la relación de Poisson del hormigón en la compresión) según ASTM C469 y resistencia a compresión según ASTM C39 a los siete y veintiocho días. También el ensayo estándar para la tenacidad a la flexión del concreto reforzado con fibra según ASTM C1018. Además, un ensayo de impacto según ACI 544.

3.1.2.2. Ensayo de tensión de varillas de basalto.

El ensayo se dio en barras de basalto con 14.25mm y 6 mm de diámetro (Figura 1), y en un cable de basalto de 6 mm de diámetro. Debido al pequeño diámetro de los elementos de 0.6 cm no se pudieron usar strain gages, así que sólo se pudieron obtener las curvas de esfuerzo deformación de las varillas de 1.4 cm de diámetro. Ambas varillas tuvieron una falla frágil. (Figura 2). Además, el módulo de elasticidad obtenido en el ensayo fue de 62052 MPa.

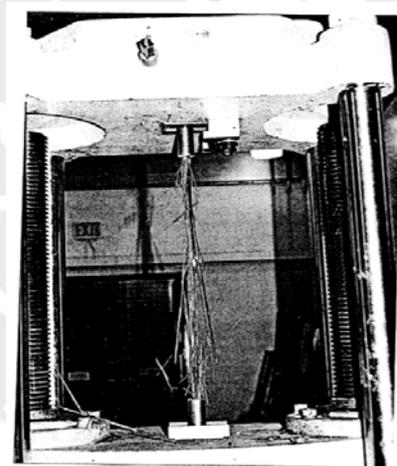


Photo 2 Specimen at failure in the machine
Diameter of bar = 14.25mm(0.56 in.)

Figura 1.- Falla de barra de 14.25 mm de diámetro.

Fuente. - Vladimir Brik et al (1998)

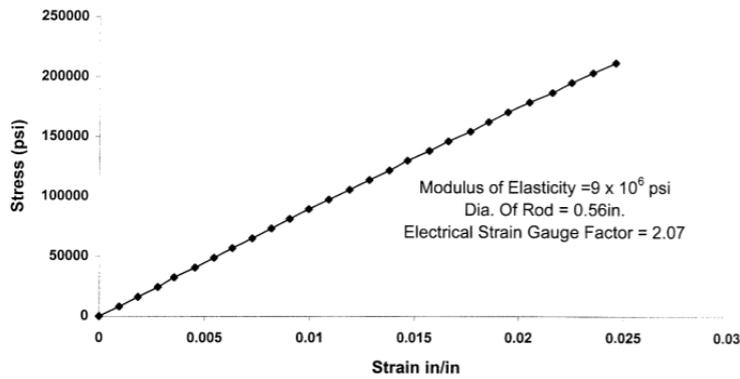


Fig. 6 Tension Test for Basalt Rod (No.1)

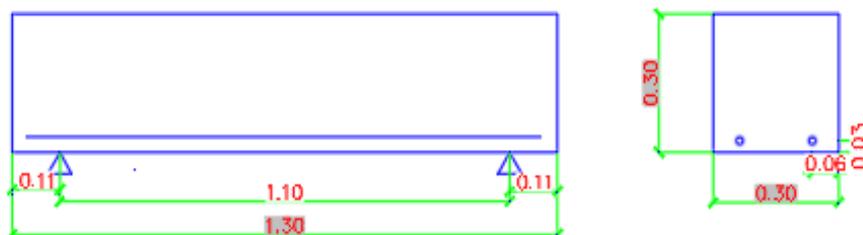
Figura 2.- Prueba de tensión para el Basalto
Fuente. - Vladimir Brik et al (1998)

3.1.2.3. Ensayo de vigas reforzadas con barras de basalto

Como detalle innovador del proyecto, las barras de basalto usadas poseían un 80% de fibra de basalto con 20% de epóxico. No existe publicación previa de ensayos de vigas de concreto reforzadas con barras de basalto. Se buscó determinar el momento de rotura, estudiar las deflexiones, observar la longitud de anclaje de las barras, la medida de la deformación del concreto, estudiar los modos de falla.

Se ensayaron once vigas, de las cuales seis fueron hechas en laboratorio: viga A, viga B, viga C, viga D, viga E, viga F y cinco fueron donadas por Research & Technology Inc: viga 1, viga 2, viga 3, viga 4, viga 5. Se hicieron también tres vigas de control P1, P2, P3. El ensayo consistió en la aplicación de 2 cargas simétricas desde el centro. (Fig. 3 y 4 y tablas 1, 2, 3 y 4).

VIGA A:



VIGA B:



Figura 3.- Detalles de viga.

Fuente. – Fuente propia

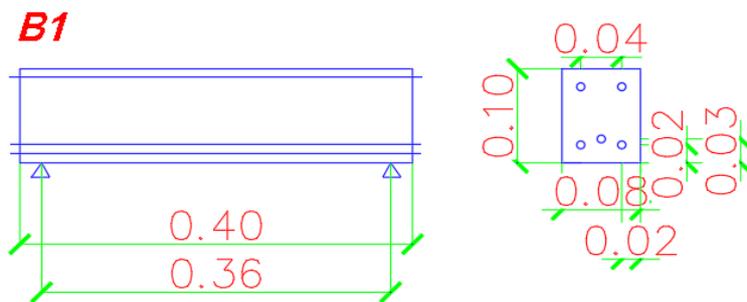


Figura 4.- Detalles de viga.

Fuente. - Fuente propia

Tabla 1: Detalles de vigas que se evaluaron en el laboratorio

Viga No.	Dimensiones(m)	Detalles de Refuerzo
Viga A	0.305x0.305x1.295	Dos barras de basalto de 14.2 mm de diámetro y longitud de 1.22 m. El recubrimiento fue de 25.4 mm y la longitud de desarrollo de 0.114 m en cada lado.
Viga B	0.254x0.254x1.295	Dos barras de basalto de 14.2 mm de diámetro y longitud de 1.22 m. El recubrimiento fue de 25.4 mm y la longitud de desarrollo de 0.114 m en cada lado.
Viga C	0.305x0.305x1.295	Dos barras de basalto de 14.2 mm de diámetro y longitud de 1.22 m. El recubrimiento fue de 88.9 mm y la longitud de desarrollo de 0.114 m en cada lado.
Viga D	0.254x0.254x1.295	Dos barras de basalto de 14.2 mm de diámetro y longitud de 1.22 m. El recubrimiento fue de 82.6 mm y la longitud de desarrollo de 0.114 m en cada lado.
Viga E	0.152x0.152x1.295	Dos barras de basalto de 14.2 mm de diámetro y longitud de 1.22 m. El recubrimiento fue de 25.4 mm y la longitud de desarrollo de 0.305 m en cada lado.
Viga F	0.152x0.152x1.68	Dos barras de basalto de 14.2 mm de diámetro y longitud de 1.22 m. El recubrimiento fue de 25.4 mm y la longitud de desarrollo de 0.381 m en cada lado.

Tabla 2: Comparación de momentos calculados y ensayados (Para vigas de BRC-A hasta F)

Viga No.	Carga ultima KN(lbs)	Carga de Rotura KN(lbs)	Momentos del ensayo		Momentos Calculados	
			Ultima KN.m	Rotura KN.m	Ultima KN.m	Rotura KN.m
Viga A	71.20(16000)	66.00(15000)	16.27	15.25	119.80	17.82
Viga B	44.50(10000)	37.80(8500)	10.17	8.65	92.60	9.98
Viga C	68.50(15400)	57.80(13000)	15.66	13.22	89.60	17.76
Viga D	43.00(9700)	35.60(8000)	9.87	8.14	69.69	9.98
Viga E	45.00(10100)	40.00(9000)	6.85	6.10	35.90	2.26
Viga F	12.20(2750)	11.10(2500)	2.33	2.12	3.57	2.25

Tabla 3: Detalles de varillas de basalto usadas para reforzar el concreto

Nombre	Dimensiones de viga (m)	No. de barras	Descripción de Barras	Fibras gruesas (%)
Viga 1	0.0762x0.102 x0.356	5	2 varillas con diámetro de 6.75 mm (0.265 pulg, superior) & 1 varilla teniendo 2 cables trenzados de 3mm (0.118 pulg) de diámetro & 2 varillas con 6.75mm (0.27 pulg) de diámetro en el fondo.	1.5
Viga 2	0.0762x0.102 x0.356	5	2 varillas con diámetro de 6.75 mm (0.265 pulg, superior) & 1 varilla de 8mm (0.32 pulg) en diámetro & 2 cables de 6.75mm (0.27 pulg) de diámetro en el fondo.	2
Viga 3	0.0762x0.102 x0.356	5	2 varillas con diámetro de 6.75 mm (0.265 pulg, superior) & 1 varilla teniendo 2 cables trenzados de 3mm (0.118 pulg) de diámetro & 2 varillas con 6.75mm (0.27 pulg) de diámetro en el fondo.	1.5
Viga 4	0.0762x0.102 x0.356	5	2 varillas con diámetro de 6.75 mm (0.265 pulg, superior) & 1 varilla teniendo 2 cables trenzados de 3mm (0.118 pulg) de diámetro con 2 varillas de 8mm (0.32 pulg) de diámetro en el fondo.	-
Viga 5	0.0762x0.102 x0.356	4	2 varillas con diámetro de 6.75 mm & 2 varilla varillas en el fondo con 6mm (0.24 pulg) de diámetro. Las fibras fueron ROVING RB-15 (cortados) & 10mm (0.4pulg) en longitud.	2

Tabla 4: Comparación de momentos calculados y ensayados

Viga No.	Carga última KN	Carga de Rotura KN	Momentos del ensayo		Momentos Calculados	
			Ultima KN.m	Rotura KN.m	Ultima KN.m	Rotura KN.m
Viga 1	20.00	17.70	1.27	1.12	4.07	0.33
Viga 2	18.20	16.00	1.16	1.02	4.30	0.33
Viga 3	15.60	12.40	0.99	0.79	4.07	0.33
Viga 4	21.00	19.00	1.33	1.21	5.50	0.33
Viga 5	16.00	15.00	1.02	0.95	3.20	0.33

3.1.3. Conclusiones

- a) Del ensayo de fibras de basalto en concreto y realizado en el artículo, se presentan las siguientes conclusiones:
- La mejor trabajabilidad se logra con un volumen de fibras de 0.5% del volumen total, además se logra un gran incremento de la tenacidad.
 - El comportamiento de las fibras de basalto resultó muy parecido al comportamiento de las fibras de polipropileno comunes en el mercado actual.
 - El hecho de añadir las fibras de basalto originó un cambio en el modo de falla: de frágil a dúctil cuando el concreto esté sujeto a compresión, flexión e impacto.
- b) Del ensayo de vigas reforzadas con barras de basalto, se extrajeron las siguientes recomendaciones:
- Las pruebas indican que la adherencia entre las barras de basalto lisas y el concreto es insuficiente ya que existe deslizamiento entre éstos luego de la carga última, el autor recomienda usar barras de basalto corrugadas.

- La falla observada en las vigas fue dúctil debido al deslizamiento gradual de las barras.
- Las vigas proporcionadas por el proveedor tuvieron una falla frágil y se partieron en dos debido al deslizamiento, mientras que las hechas en el laboratorio fallaron en flexión.

3.2.Revisión bibliográfica de paper de Vladimir Brik (2003) “Advanced concept concrete using basalt fiber composite rebar reinforcement”.

3.2.1. Resumen

Este informe presenta los resultados de una investigación experimental que se llevó a cabo para evaluar las características del desempeño en las vigas de concreto armado reforzadas con varillas de basalto. Las varillas de basalto fueron suministradas por Research and Technology Corporation, Madison.

El objetivo principal de esta investigación fue determinar la fuerza del anclaje entre las barras de basalto y el concreto, y comparar la capacidad de momento final experimentalmente determinada en vigas de concreto armado de barras de basalto y sus capacidades calculadas de momentos finales de acuerdo con el diseño recomendado por el reglamento ACI-318.

3.2.2. Ensayos

3.2.2.1. Estudiar la adherencia entre las varillas y cables de basalto con el concreto mediante ensayos de acuerdo a la norma ASTM C 234.

Una investigación anterior “Performance Evaluation of 3D basalt fiber reinforced and basalt rod reinforced concrete” (Brik et al 1998) reveló que los momentos finales teóricos por el ACI 440 fueron mayores a los experimentales. Esto se debió al deslizamiento de las varillas en el concreto durante el ensayo de flexión de la viga. Para evitar este tipo de falla, los investigadores desarrollaron cables de basalto con rugosidades

y barras de basalto rugosas (ranuras), con el fin de mejorar la adherencia de las barras con el concreto, además se analizó la fuerza de anclaje de las barras y cables de basalto con el concreto.

Hay varios ensayos para determinar la calidad de la adherencia del elemento de refuerzo. Uno de éstas es la prueba de extracción "Pull out Test". En este ensayo, el concreto se somete a compresión y la barra de refuerzo a tensión, y tanto la barra como el concreto circundante son sometidos a la misma tensión. (Fig.5.)

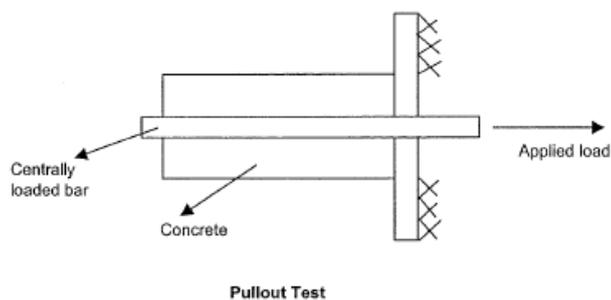


Figura 5.- Procedimiento del Ensayo de adherencia
Fuente. - Vladimir Brik (2003)

Se ensayó una barra con cuatro corrugaciones, una con ocho corrugaciones y una barra lisa, luego ensayaron cables trenzados dobles y triples. El procedimiento utilizado para la prueba fue realizado según la norma ASTM C 234.

3.2.2.2. Determinar la carga de rotura y carga última de dos vigas sub- reforzadas, y encontrar los modos de falla de las vigas reforzadas con barras de basalto.

Se construyeron 7 vigas variando el refuerzo longitudinal. Se ensayaron ante cargas verticales simétricas de tal modo que el tramo central de 12" entre las cargas quede en flexión pura.

La viga 1 tuvo un área de refuerzo menor que la requerida según el ACI-318, mientras que la viga 2 tuvo el refuerzo mínimo recomendado.

La viga 1 fue reforzada con cables de basalto (3.25 mm de diámetro). (Fig.6.)

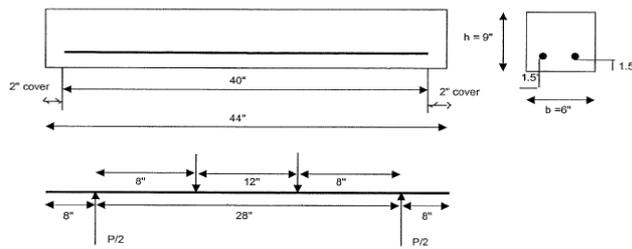


Figura 6.- Detalles de la posición del refuerzo para el ensayo
Fuente. - Vladimir Brik (2003)

La barra de refuerzo se quebró sin deslizar, esto indica que hubo una buena adherencia entre esta y el concreto. Las gráficas Carga vs Deflexión y Carga vs Deformación del concreto se muestran a continuación. (Ver Fig.7., 8. y tabla 3)

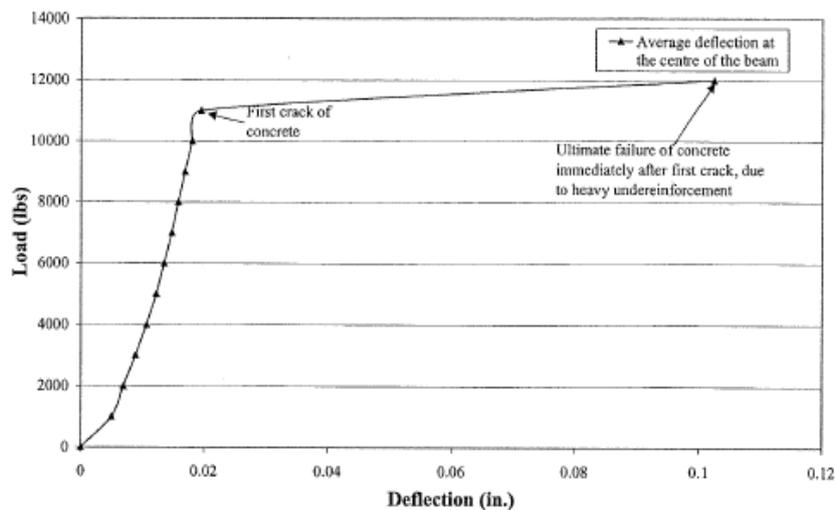


Figura 7.- Gráfica de Carga vs Deflexión para barra de basalto (BRC-1)
Fuente. - Vladimir Brik (2003)

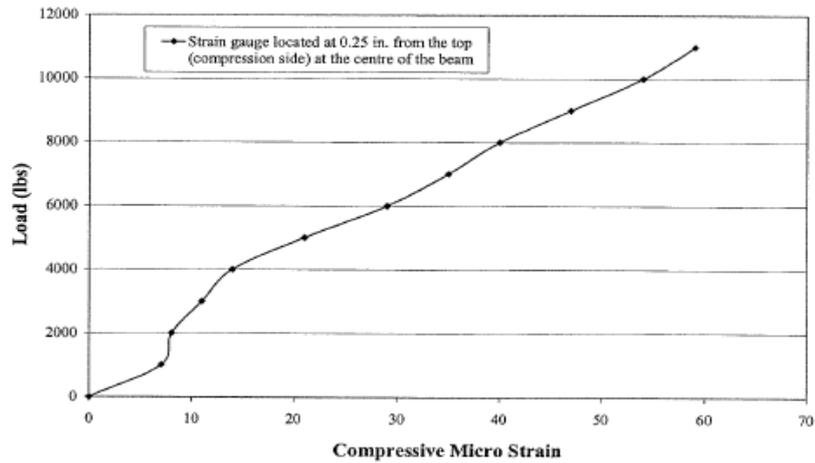


Figura 8.- Grafica de Carga vs Tensión de concreto para basalto (BRC-1)
Fuente. - Vladimir Brik (2003)

Tabla 5: Comparación de momentos calculados y actuantes

Viga N°	Momentos actuantes		Momentos calculados		Tipos de falla
	Último N-m (lb-in)	Cracking N-m (lb-in)	Último N-m (lb-in)	Cracking N-m (lb-in)	
Viga-1	5038 (44588)	4992 (44180)	4997 (44218)	4997 (44218)	Falla de flexión. La viga falló al dividirse en dos piezas debido a la fractura completa de las varillas. Esto se debe a que tenía menor refuerzo que el mínimo.
Viga-2	63457 (561570)	23691 (209658)	72340 (640179)	28116 (248815)	Primer agrietamiento por flexión seguido por falla de corte. Típica falla a flexión.

3.2.2.3. Determinar la carga de rotura y carga última de cinco vigas sub-reforzadas, y encontrar los modos de falla de las vigas reforzadas con barras de basalto.

La viga 3 fue diseñada ligeramente sub-reforzada con una barra de basalto corrugada de 8.6 mm de diámetro. (Fig.9. y 10.)

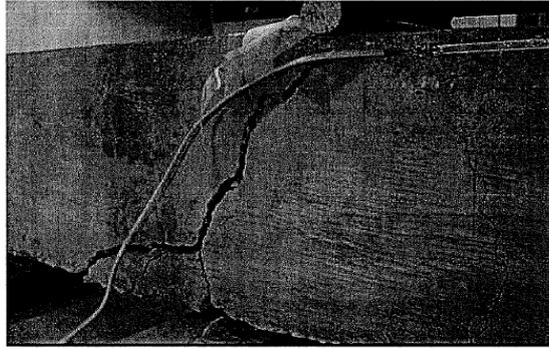


Figura 9.- Se muestra la falla de la viga primero por flexión y luego por cortante
Fuente. - Vladimir Brik (2003)

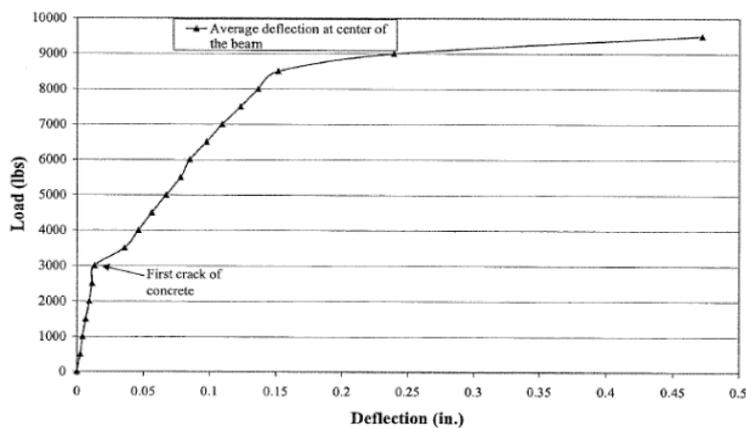


Figura 10.- Grafica de carga vs deflexión para la viga -3
Fuente. - Vladimir Brik (2003)

La viga 4 también fue sub-reforzada. La viga falló por flexión. En general la performance de la viga fue buena y los hilos se partieron parcialmente al fallar, indicando una buena resistencia de adherencia. (Fig.11. y 12.)

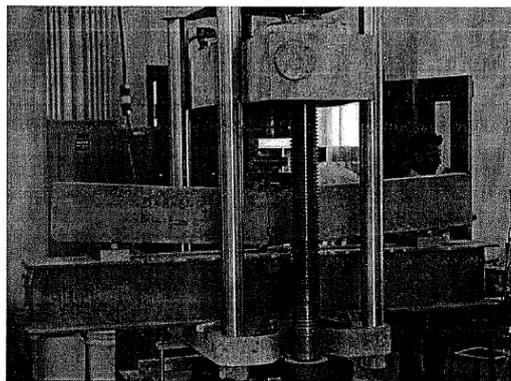


Figura 11.- Viga BRC-4 falla en flexión pura
Fuente. - Vladimir Brik (2003)

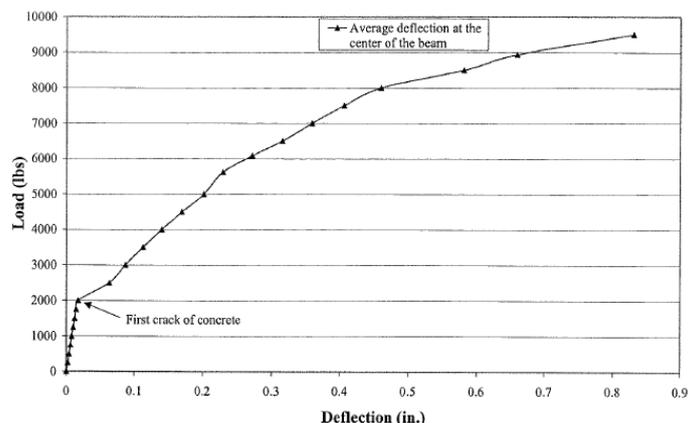


Figura 12.- Gráfica de Carga vs deflexión para viga BRC-4
Fuente. - Vladimir Brik (2003)

La viga 5 fue sub-reforzada con un refuerzo de tres cables de basalto de 1041.4 mm (41 pulgadas) de longitud y 3.45 mm (0.136 pulgadas) de diámetro. La viga estaba sub-reforzada. Los cables fueron suministrados por el fabricante, a diferencia de la utilizada en la viga 4 que fue hecha en el laboratorio. Se colocó un medidor de deformación en el lado de compresión de la viga, además el medidor de deformación no pudo ser fijado en la varilla de refuerzo debido a las corrugaciones formadas sobre la varilla.

La viga 5 desarrolló primero una fisura de flexión al 95% del momento de agrietamiento calculado. Después de la primera grieta, la viga tomó 2,4 veces más momento (menor que las otras vigas porque estaba sub-reforzada, y la resistencia a la tracción de la barra también fue menor) que el momento de agrietamiento, indicando una muy buena adherencia entre la barra de refuerzo y el concreto. La viga tomó 49 % más que el momento calculado. La viga falló principalmente por flexión y luego a corte. (Fig.13. y 14.) Los cables no se resbalaron incluso después de alcanzar la carga final.

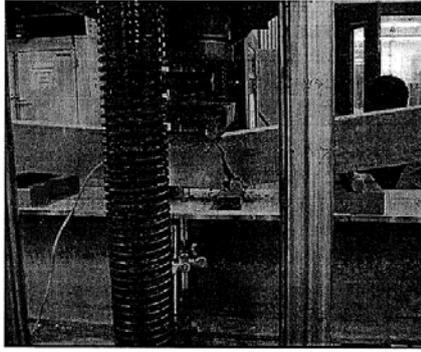


Figura 13.- Viga BRC-5 falla en flexión pura seguidamente de una falla en corte
Fuente. - Vladimir Brik (2003)

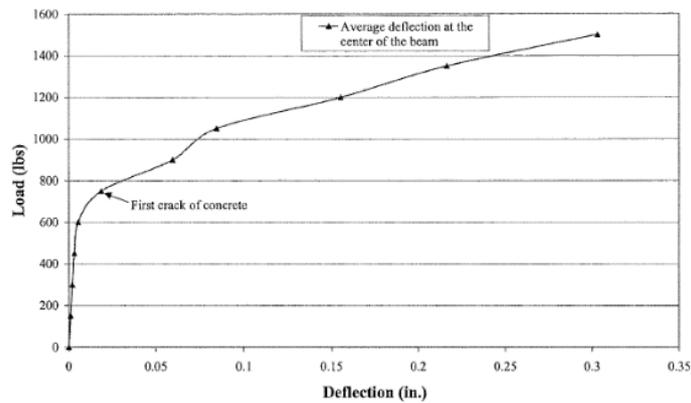


Figura 14.- Grafica de Carga vs deflexión para viga BRC-4
Fuente. - Vladimir Brik (2003)

Se presenta la tabla 6 donde se comparan los valores de momentos teóricamente calculados y los encontrados en los ensayos para cada viga, además de describir el tipo de falla que tuvo cada viga respectivamente:

Tabla 6: Comparación de momentos calculados y actuantes

Viga N°	Momentos actuantes		Momentos calculados		Tipo de falla
	Último N-m (lb-in)	Cracking N-m (lb-in)	Último N-m (lb-in)	Cracking N-m (lb-in)	
viga-3	8407 (74400)	3107 (27497)	8619 (76273)	3260 (28852)	Insuficiencia de flexión y falla de cortante
viga-4	12577 (111300)	2551 (22575)	12983 (114895)	3376 (29879)	Fallo de flexión típico con fractura parcial de los filamentos
viga-5	1137 (10063)	481 (4261)	765 (6772)	505 (4471)	Las vigas fallaron sobre todo en la flexión dividiendo en dos pedazos después de la fractura de la barra de refuerzo

Nota: Las vigas 6 y 7 no se detallan pues se incluyeron especiales de manganeso, níquel y titanio lo cual implica una variación en el comportamiento que se desea analizar en este estudio.

3.2.3. Conclusiones

En el artículo se mencionan las siguientes conclusiones:

- Las barras lisas ensayadas simplemente deslizaron, mientras que las barras corrugadas y cables trenzados tuvieron una buena adherencia.
- Las barras con cuatro corrugaciones no se deslizaron y fueron cargadas hasta la rotura, donde hubo una falla frágil, esto mismo sucedió con las barras con ocho corrugaciones. (Fig.15.)

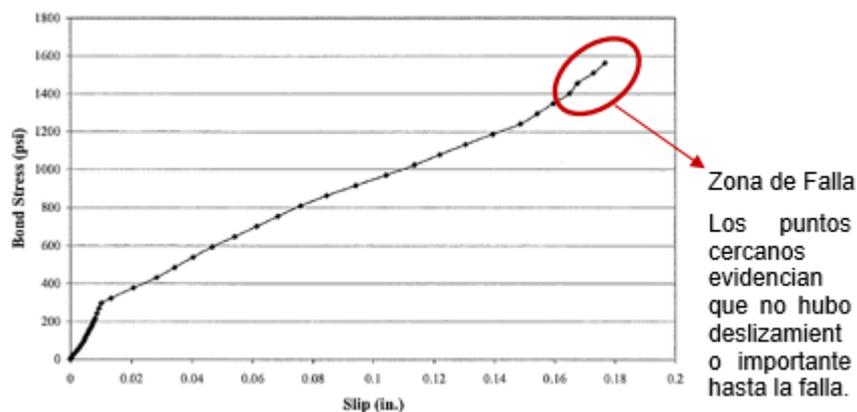


Figura 15.- Esfuerzo vs deslizamiento de la barra de 4 ranuras en la posición horizontal superior
Fuente. - Vladimir Brik (2003)

- Los ensayos nos permiten afirmar que es posible hacer vigas de concreto reforzado con barras de basalto.
- A partir de la primera investigación realizada por Brik se pudo determinó que al usar cables de basalto la adherencia entre el concreto y las barras de basalto mejora de tal forma que su desempeño es el requerido (no hay deslizamiento), esto se nota claramente en el tipo de falla que se obtuvo, la cual fue por rotura y no por deslizamiento.

- El momento último experimental fue mucho más alto que el momento de agrietamiento en todas las vigas ensayadas demostrando una buena adherencia entre barras y cables de basalto con concreto.
- Las deflexiones fueron apropiadas lo cual indica una adecuada ductilidad.
- La mayoría de las vigas presentaron fallas por flexión y unas cuantas experimentaron fallas por corte.
- Todas las vigas fallaron por flexión y en ningún momento las barras de basalto fallaron por deslizamiento, lo que nos permite afirmar que es factible realizar vigas de concreto reforzadas con barras y/o cables de basalto.

3.3.Revisión bibliográfica de tesis de Sudeep Adhikari (2009) “Mechanical properties and flexural applications of basalt fiber reinforced polymer(BFRP) bars”

3.3.1. Resumen

Todo elemento estructural reforzado con fibras poliméricas (FRP) tiene múltiples ventajas debido a su bajo peso específico, resistencia a la corrosión y fatiga. Por ello, son usados tanto como refuerzo interno y externo en las estructuras. Esta tesis en particular estudia las propiedades mecánicas y aplicaciones del BFRP (Basalt Fiber Reinforced Polymer), las características de la adherencia de FRP y el comportamiento de las vigas reforzadas con BFRP. Para el análisis de flexión, se estudiaron 15 distintas vigas, de las cuales dos de ellas fueron reforzadas con acero convencional; el enfoque estuvo dirigido a:

- Estudiar las propiedades mecánicas de BFRP: tensión, ruptura y módulo de elasticidad.
- Realizar pruebas de flexión en vigas y verificar la predicción del ACI 440 sobre el momento nominal de vigas reforzadas con BFRP.

- Verificar la relación entre el momento de inercia de vigas con BFRP para el análisis de deflexión.

Las barras de basalto estudiadas poseían diámetros nominales de 3, 5 y 7 mm. Se utilizó el procedimiento de “Wet lay-up” para la producción de los materiales compuestos de FRP. Dicho procedimiento consiste en poner las fibras con la resina polimérica e impregnarlas de manera que se produzca un material compuesto. Las fibras de las barras FRP de basalto se extrajeron de la roca ígnea de basalto, compuesta entre un 51.6%-57.5% de óxido de sílice. La investigación destaca que las barras FRP poseen características particulares, cuatro de las cuales son de importancia relevante.

Primero, los materiales de FRP poseen una alta resistencia por peso en comparación con los materiales metálicos. Asimismo, presenta transparencia electromagnética que permite el buen funcionamiento de varios dispositivos electrónicos.

Segundo, la gran resistencia a la corrosión provee al ingeniero la flexibilidad para improvisar diversas respuestas estructurales.

Tercero, resistencia a la fatiga. Dado que el material FRP es un material anisotrópico las propiedades estructurales varían con la dirección; es así como la resistencia a la fatiga se debe a la inherente no homogeneidad y anisotropía en la microestructura de estos materiales. Esta característica proporciona un mecanismo adecuado para la absorción de alta energía a escala microscópica.

Cuarto, se caracteriza por un bajo coeficiente de expansión térmica en comparación con los materiales de refuerzo metálico, pues poseen más estabilidad molecular sobre un amplio rango de temperaturas. La organización molecular de la fibra es una combinación de varios compuestos y una matriz polimérica, resultando un polímero formado por combinaciones de grandes moléculas.

La resistencia a tracción de una fibra de vidrio típica, GFRP, es 3275 MPa (475 ksi) y para el caso de fibras de carbono, CFRP, es 3475 MPa (504

ksi). Es claro que hay materiales de gran resistencia y por ende pueden resistir grandes esfuerzos. Debido a ello, su alta resistencia a tracción puede ser explotada plenamente si el material puede ser utilizado como refuerzo de estructuras de concreto de manera que desarrollen una adecuada unión con la matriz de hormigón circundante.

Existen dos grandes diferencias entre el comportamiento de barras de acero y las barras de basalto. La primera diferencia se basa en las propiedades del material. El acero es un material isotrópico por lo que sus propiedades son similares tanto en la dirección transversal como longitudinal. En el caso del basalto, existe una gran diferencia pues es un material anisotrópico: las propiedades longitudinales son gobernadas por las fibras, mientras que las transversales y de corte por las propiedades de la resina. La segunda diferencia se basa en el desarrollo de los esfuerzos de adherencia entre el concreto y el reforzamiento.

La fuerza de adherencia de la barra de basalto depende de cinco factores principales: adhesión química y fricción entre la barra de basalto y la matriz del concreto, el enlace mecánico de la barra de basalto contra el concreto, la presión hidrostática contra las barras debido a la contracción del concreto endurecido y la hinchazón de las barras de basalto debido a los cambios de temperatura y la absorción de la humedad.

Para el estudio del comportamiento de la adherencia en barras de basalto, se realizó un ensayo pull-out a un total de 12 especímenes con barras de 3, 5 y 7 milímetros.

Con respecto al comportamiento de vigas con refuerzo, los esfuerzos de compresión son controlados por el concreto y la tracción por el acero o la barra de FRP. Se asumen dos principales ideas: la hipótesis de Bernoulli y que existe una perfecta adherencia entre el concreto y la barra de refuerzo.

Con respecto al análisis de la deflexión de las vigas de concreto reforzadas, en la etapa previa al agrietamiento, se estudia el comportamiento elástico de la viga. El único parámetro requerido es el

momento de inercia de la sección. Luego en la etapa post-agrietamiento, el concreto en la fibra extrema se quiebra reduciendo significativamente la rigidez de la viga. Su rigidez real se encuentra entre la rigidez bruta y la agrietada. Es así que, a medida que la tensión en el acero alcanza la fluencia, la rigidez de la sección se aproxima a la rigidez agrietada.

Por otro lado, las barras de basalto poseen poca rigidez debido a su bajo módulo de elasticidad longitudinal. Por lo tanto, existe una considerable cantidad de deflexión en comparación al acero bajo un mismo valor de carga. Debido a ello, se producirá un extenso agrietamiento a lo largo de la longitud de la viga produciendo una reducción de la rigidez a la flexión y, por ende, una mayor deflexión.

Para las vigas reforzadas, uno de los parámetros más importantes que rige la respuesta estructural es el fenómeno denominado tensión-rigidez. Este supone que, una vez el hormigón agrietado, la carga de tracción es totalmente llevado por el refuerzo.

En 2004, Bischoff reportó que la relación entre el momento de inercia bruta y el de sección agrietada para las vigas GFRP varía de 5 a 25, mientras que las de acero varían de 2 a 3.

3.3.2. Ensayos

3.3.2.1. Propiedades Mecánicas de Barras BFRP

Este procedimiento consiste en aplicar esfuerzo a la barra de basalto FRP con la máquina de prueba universal hasta lograr la ruptura (método AASHTO).

El modo de falla de las barras de 3 y 5 mm de diámetro nominal fue por tensión, las fibras individuales se separaron y rompieron formando astillas. Para el caso de las barras de 3mm, el módulo de elasticidad es 84144 MPa (12,204 ksi) y la resistencia a tracción de 1737 MPa (252 ksi). Para el caso de las barras de 5mm, este último valor es igual y posee un módulo de elasticidad 86371 MPa (12,527 ksi).

Para las barras de 5 mm de diámetro nominal el modo de falla típico fue

el anclaje de la barra de basalto. Se utilizaron 14 especímenes y de ellos solo dos sufrieron ruptura por tracción. La resistencia a tracción es de 1620 MPa (235 ksi) y un módulo de elasticidad de 87887 MPa (12,747 ksi). No obstante, estos datos no son consistentes pues estas barras no tienen anclajes suficientes con la matriz epoxi para soportar altos esfuerzos de tracción en la dirección longitudinal. Esto se puede atribuir al hecho que la superficie de la barra no proporciona la suficiente rugosidad como para desarrollar esfuerzos de anclaje deseadas.

3.3.2.2. Características de Adherencia en barras de basalto

Estas pruebas fueron realizadas con el fin de estudiar el anclaje de las barras de basalto de la prueba de extracción de cilindro. Estas barras de 137 cm (54 pulgadas) de longitud son incrustadas en un cilindro de concreto de 30 cm (12 pulgadas) de alto y 15 cm (6 pulgadas) de diámetro. El otro extremo de la barra se cierra con los tubos de acero para facilitar el agarre.

En esta parte de la investigación se buscó la resistencia de unión de la barra de basalto de tres tamaños distintos con la matriz de concreto. También se buscó realizar el análisis de deslizamiento de carga. El estudio del deslizamiento de unión se realizó para las 3 barras de basalto de distintos tamaños con la misma longitud de empotramiento.

Para las barras de basalto de 3 mm de diámetro nominal, la carga máxima fue de 14.7 KN. La longitud de anclaje proporcionada era suficiente para desarrollar la resistencia máxima de tracción de 2089 MPa (303 ksi). Para el caso de las barras de 5mm, el esfuerzo de adherencia medio calculado fue de 6.7 MPa.

Con respecto a las barras de 7 mm, la falla principal fue por deslizamiento. De los cuatro especímenes, tres tuvieron este tipo de falla y una presentó falla de rotura por tracción. Ello significa que la longitud de empotramiento proporcionada de 25 cm (10 pulgadas) no fue suficiente para desarrollar la resistencia a la tracción.

3.3.2.3. Vigas reforzadas con barras de basalto

Se construyeron trece vigas de concreto reforzados con barras de basalto con diferentes relaciones de refuerzo. También se ensayaron dos vigas reforzadas con acero convencional simultáneamente con las muestras de control. Todas las secciones de concreto armado eran de 17.5 x 20 cm (7 x 8 pulgadas) y la longitud de las vigas fue 210 cm (84 pulgadas) de largo.

El cálculo de la capacidad de momento flector de las vigas reforzadas BFRP es similar al principio de las vigas convencionales reforzadas con acero. A continuación, se mencionarán dos métodos que pueden ser usados para el cálculo de capacidad de momento flector de las secciones reforzadas. El primero es el método ACI 440.0R-06, el cual se basa en emplear un bloque rectangular equivalente a la distribución no-lineal de la tensión de compresión de la sección del hormigón. El segundo método, es la compatibilidad de deformaciones.

El momento de agrietamiento de las vigas reforzadas BFRP es definido como la magnitud de momento flector originado por una sollicitación externa en donde la fibra extrema de la viga de concreto reforzada alcanza el esfuerzo de tracción del concreto. Esta puede ser expresada con la siguiente ecuación:

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_T}{y_c} \quad 3.1$$

Donde el f_r es el módulo de rotura del concreto, I_T es la inercia transformada y y_c es la distancia entre el extremo de la fibra y el eje neutro.

El análisis de deflexión de las vigas reforzadas BFRP para las trece vigas estudiadas se llevó a cabo utilizando 3 distintas relaciones de momento de inercia, utilizando la siguiente ecuación. Esta consiste en los factores que incorporan la cuantía de refuerzo y el módulo de elasticidad del acero.

$$I_e = \alpha * I_{cr} + (\beta * I_g - \alpha I_{cr}) * \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \quad 3.2$$

Donde

$$\beta = 0.1 * e^{330 * \left(\frac{\rho E_f}{E_s}\right)^{1.2}} \quad 3.3$$

Con respecto al agrietamiento, la viga n°1 presentó fisuras sometida a una carga de 93.4 KN presentando una deflexión de 0.045 cm (0.018 pulgadas). La naturaleza de las grietas no cambió hasta que sucedió la ruptura bajo una carga de 16.83 KN. La viga 2 presentó fisuras bajo 10.7 KN con una deflexión de 0.06625 cm (0.0265 pulgadas).

3.3.3. Conclusiones

a) Propiedades Mecánicas de Barras BFRP

A partir de los análisis de los primeros ensayos realizados, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Se concluyó que, con respecto a la barra de 3 mm, los parámetros de resistencia pueden ser bastante variables debido a la probable no-uniformidad de la distribución de fibras.
- Se obtuvo un módulo de elasticidad promedio de 86.3 Gpa (12,493 ksi).
- Para mejorar el comportamiento del anclaje, las longitudes de los anclajes para las últimas muestras de 7mm se aumentaron a 60 cm (24 pulgadas).

b) Características de Adherencia en FRP

- Para el caso de las barras FRP de basalto de 3mm, la longitud de anclaje proporcionada de 25 cm (10 pulgadas) fue suficiente para desarrollar un enlace adecuado para soportar la resistencia a tracción final de la barra. Para lograr la resistencia a tracción media de 2082 Mpa (302 ksi), se generó un esfuerzo de adherencia promedio de 4.102 Mpa (595 psi). Por otro lado, en las barras de 5mm para desarrollar la resistencia a tracción de 2034 Mpa (295 ksi) se generó una tensión de 6.681 Mpa (969 psi). Finalmente, para la barra de 7 mm, una resistencia de 1600 Mpa (232 ksi) se generó con un esfuerzo de 7.35 Mpa (1066 psi).

- Debido a los ensayos, se concluyó que la longitud de anclaje de 25 cm (10 pulgadas) era suficiente para lograr una resistencia a tracción completa en las barras de 3mm. Incluso, dicho valor puede reducirse a 17.5-20 cm (7-8 pulgadas). Sin embargo, para las barras de 5 y 7 mm, esta longitud inicial no fue suficiente. Por lo tanto, basándose en los datos de deslizamiento de adherencia que se obtuvieron en los ensayos realizados por Brik (2003), se propone la siguiente ecuación para acoplar el esfuerzo de unión y el deslizamiento.

$$\frac{\tau}{\tau_m} = [1 - e^{-60s}]^{0.5} \quad 3.4$$

Donde “ τ ” es la tensión de enlace correspondiente a un deslizamiento “ s ”.
 “ τ_m ” es la tensión de unión máxima desarrollada.

c) Vigas reforzadas con BFRP

- El ACI 440.1R-06 es capaz de predecir el momento de las vigas reforzadas BFRP con exactitud razonable. Asimismo, el método de compatibilidad de deformaciones proporciona una aproximación mejor de acuerdo con la cuantía de reforzamiento de las vigas.
- A partir del análisis del momento de agrietamiento de las vigas reforzadas con BRFP, Brik (2003) observó que debido al bajo módulo de elasticidad de la barra de refuerzo de basalto FRP, la relación modular era relativamente pequeña. Es por ello por lo que el momento de agrietamiento es relativamente independiente de las propiedades de la sección transformada BRFP.
- El momento de agrietamiento predicho tuvo una precisión razonable que varió entre el 2% y 20% del valor experimental.
- El ACI440 proporcionó una mejor aproximación de los valores de deflexión para el 50%-60% de la máxima carga.

3.4. Revisión bibliográfica de tesis de Subhashini Neela (2010) “Flexural behavior of basalt FRP bar reinforced concrete members with and without polypropylene fiber”

3.4.1. Resumen

El concreto reforzado con acero es más dúctil que cualquier otro concreto reforzado con varillas de fibras. Sin embargo, éste es muy susceptible a la corrosión y manchas de óxido. Por ello, las fibras sintéticas como el polipropileno están ganando popularidad por su naturaleza no corrosiva y bajo costo.

Cuando se diseña elementos de concreto con barras de basalto se busca que la falla se dé en el concreto y no en el refuerzo, ya que la barra de basalto tiene una falla más frágil que la falla a compresión del concreto. La falla a compresión puede conllevar a un segundo pico de resistencia.

En vigas reforzadas con barras de basalto, la capacidad de absorción de energía es baja debido a la naturaleza frágil de las barras de basalto.

El trabajo investigó experimentalmente el rendimiento del concreto reforzado con fibras de polipropileno y reforzado con barras de basalto. El objetivo principal fue identificar la relación esfuerzo - deformación que se produce en las losas reforzadas con y sin fibras de polipropileno. También se estudió la relación carga-deformación de las barras de basalto como refuerzo de concreto con y sin fibras de polipropileno.

Los ensayos demostraron que la resistencia a corte aumenta con la adición de fibras de polipropileno. Además, las losas con estas fibras aumentaron su resistencia de carga. Adicionalmente, las deflexiones se redujeron.

3.4.2. Ensayo de losas

Se hicieron pruebas en losas para estudiar el efecto de tracción en las barras de fibra de basalto, y la compresión en el concreto con fibras de polipropileno. Se prepararon varias losas con distintos porcentajes de fibra. Se tuvieron 2 series de losas. En la primera serie, las losas

presentan una cantidad de fibra de 8.9 kg/m³ de volumen (1% por volumen fibra), mientras que en la serie 2 el concreto presenta 4.45 kg/m³ de volumen (0.5% por volumen). Se tuvieron 2 series más de ensayos de losa las cuales estaban reforzadas con barras de FRP, pero no contaban con fibras de polipropileno. En cada serie se tomaron probetas.

Las losas se probaron bajo la condición de simplemente apoyado con 2 cargas concentradas (fig. 16.):

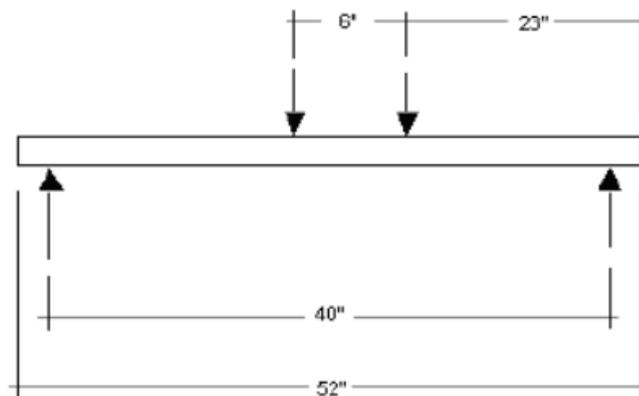


Figura 16.- Disposición de las cargas aplicadas a la losa.
Fuente. - Subhashini Neela (2010)

3.4.2.1. Resultados de la serie 1 (1% de fibra)

Resultados de compresión en concreto (Fig.17 y 18) y de la tracción en basalto (Fig. 19 y 20)

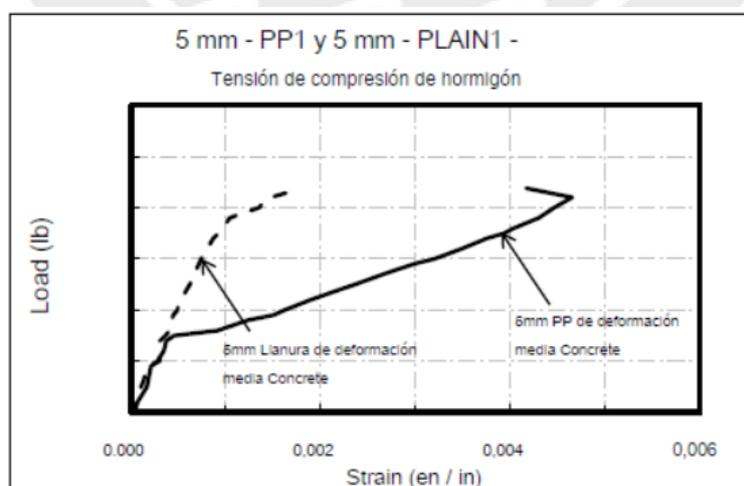


Figura 17.- Gráfica de Carga en compresión vs deformación unitaria de barra de 5mm
Fuente. - Subhashini Neela (2010)

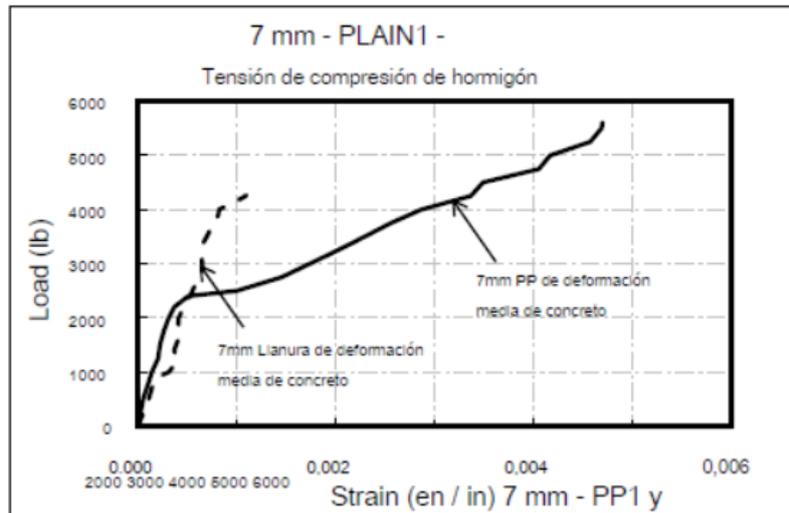


Figura 18.- Gráfica de Carga en compresión vs deformación unitaria de barra de 7mm
Fuente. - Subhashini Neela (2010)

Estas dos primeras gráficas (fig. 17) corresponden a deformaciones promedio por compresión de las losas sin fibras de polipropileno y barras de basalto, mientras que las líneas llenas hacen referencia a las losas con estas fibras y barras de basalto. Las siguientes gráficas (fig. 18) muestran la deformación promedio de las barras de basalto en tracción.

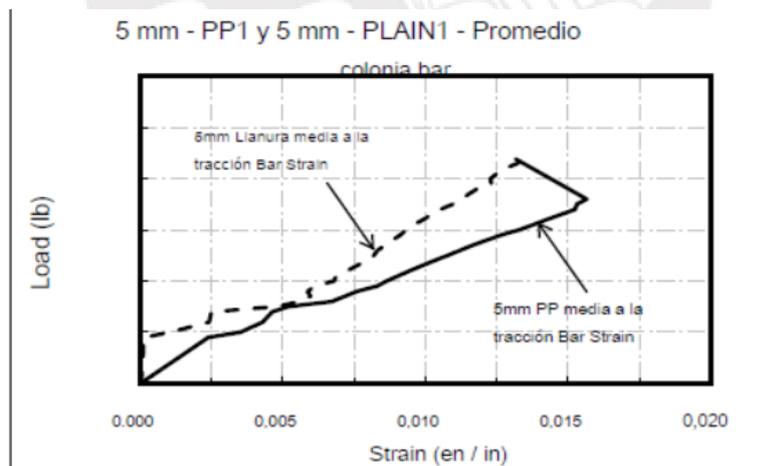


Figura 19.- Gráfica de carga en tracción vs deformación unitaria de barra de 5mm
Fuente. - Subhashini Neela (2010)

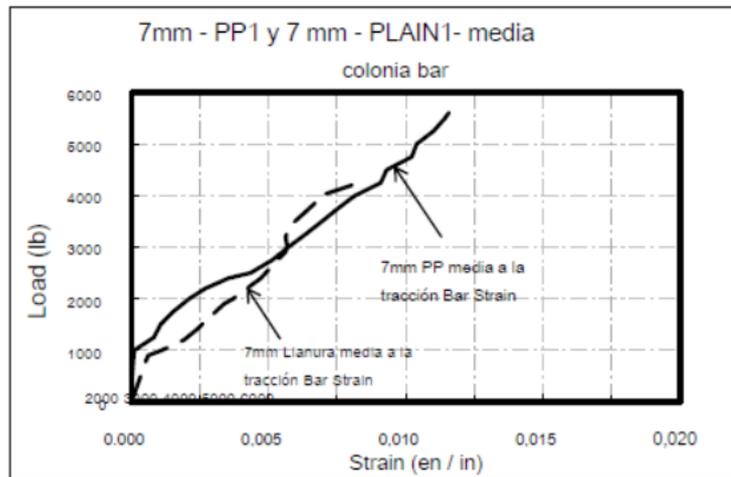


Figura 20.- Gráfica de carga en tracción vs deformación unitaria de barra de 7mm
Fuente. - Subhashini Neela (2010)

En conjunto se denota que existe una mejora en el comportamiento de las losas con la adición de fibras de polipropileno.

3.4.2.2. Resultados de la serie 2 (0.5% de fibra)

Resultados en compresión en concreto (Fig. 21 y 22) y en tracción en basalto (Fig. 23 y 24)

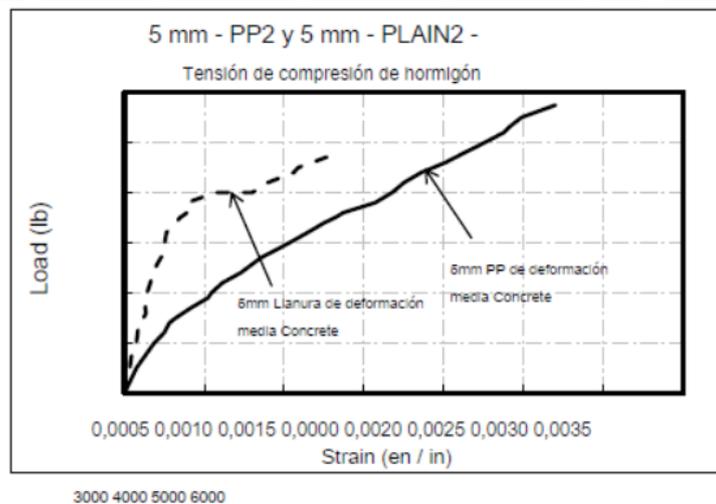


Figura 21.- Gráfica de Carga en compresión vs deformación de barra de 5mm
Fuente. - Subhashini Neela (2010)

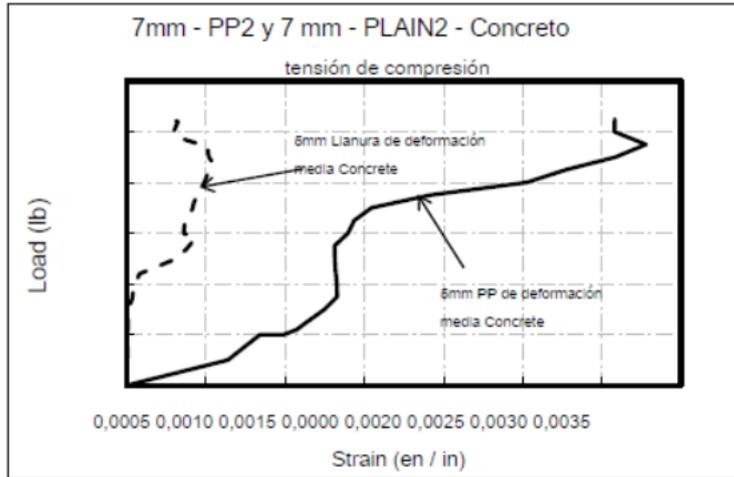


Figura 22.- Gráfica de Carga en compresión vs Esfuerzo de barra de 7mm
Fuente. - Subhashini Neela (2010)

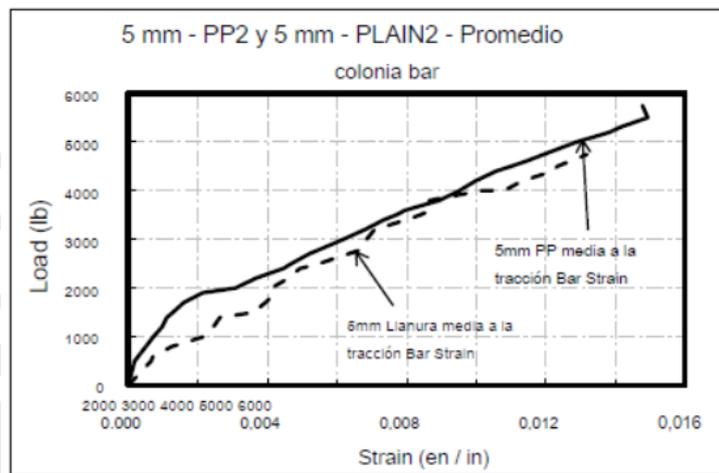


Figura 23.- Gráfica de carga en tracción vs deformación unitaria de barra de 5mm
Fuente. - Subhashini Neela (2010)

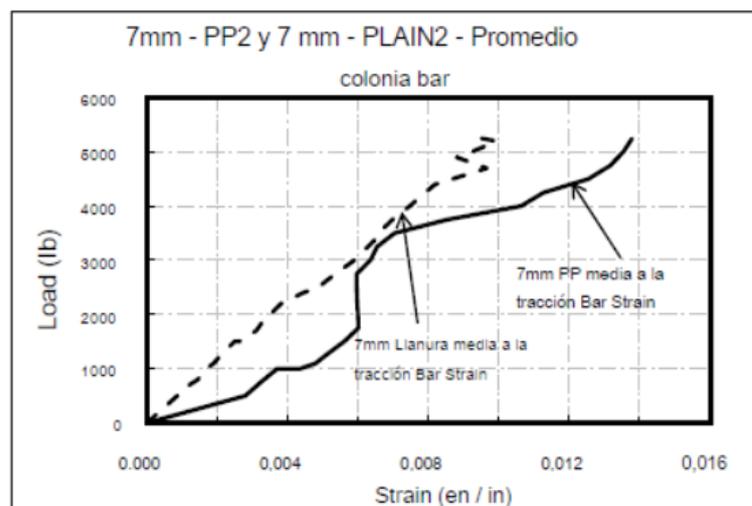


Figura 24.- Gráfica de carga en tracción vs deformación unitaria de barra de 7mm
Fuente. - Subhashini Neela (2010)

3.4.2.3. Análisis de resultados

Se observa en la Tabla 7 que las fibras de polipropileno aumentaron la capacidad de carga de las losas en todos los casos excepto para 5mm Serie 1. Además, en la Tabla 8 la serie 2 (0.5% de fibra de polipropileno) tiene mayor capacidad de carga que las losas de la serie 1 (1% de fibra de polipropileno).

Tabla 7: Porcentaje de aumento de la Capacidad de Carga de losas con la adición de polipropileno. Unidades en N.

5mmPP1 (con fibra)	19942	7mmPP1 (con fibra)	24955
5mmPlain1 (sin fibra)	19848	7mmPlain1 (sin fibra)	18958
% Incremento	-1.85		27.31
5mmPP2 (con fibra)	25564	7mmPP2 (con fibra)	29670
5mmPlain2 (sin fibra)	21093	7mmPlain2 (sin fibra)	23389
% Incremento	19.16		23.68

Tabla 8: Porcentaje de Aumento en Capacidad Máxima de Carga de losas con el aumento de Fuerza compresiva.

Losa	Carga Máxima Experimental (kN)	Resistencia del Concreto (MPa)	Losa	Carga Máxima Experimental (kN)	Resistencia del Concreto (MPa)
6mmPP1	25.56	29.3	7mmPP1	29.67	27.23
5mmPlain1	19.49	24.68	7mmPlain1	24.96	17.59
% Incremento	26.95		% Incremento	17.26	
6mmPP2	21.09	34.54	7mmPP2	23.39	31.07
5mmPlain2	19.86	22.86	7mmPlain2	18.96	21.08
% Incremento	6.04			20.92	

3.4.3. Conclusiones

- La capacidad de carga en compresión en el concreto y tracción en las barras se incrementan con la adición de fibra de polipropileno en el concreto.
- El comportamiento carga-deformación predicho por el ACI 440.1R

fue encontrado razonablemente cercano a los resultados experimentales, mientras que la resistencia a corte predicha dio valores más bajos que los experimentales. Para los elementos reforzados con barras de FRP, el factor de corte fue mayor que lo predicho por ACI y en los ejemplos con fibras de polipropileno, fue mucho mayor aún. Entonces es posible usar las ecuaciones del ACI para resistencia al corte en vigas con barras de basalto y fibras de polipropileno en forma conservadora.

3.5.Revisión bibliográfica de tesis de Thilan Ovitigala (2012) Structural Behavior of Concrete Beams Reinforced with Basalt Fiber Reinforced Polymer (BFRP) bars.

3.5.1. Resumen

Este estudio incluye la determinación de las propiedades mecánicas y la resistencia de adherencia de barras BFRP, y el comportamiento de flexión y de corte de vigas de concreto armado con barras BFRP. La resistencia a la tracción, la deformación por rotura y el módulo de elasticidad se ensayaron según las normas ASTM D 7205 / D7205M (2006) para determinar las propiedades mecánicas de las barras BFRP.

Se utilizó el método de prueba de viga en flexión apoyada y el método de ensayo de “pull-out” para investigar la resistencia de unión o enlace y la longitud de desarrollo requerida. Las vigas de concreto reforzado con BFRP fueron probadas para cuatro puntos de flexión para diferentes áreas de refuerzo y para dos tipos de concreto (normal-NWC y ligero-LWC) en ensayos de flexión. En el caso de cortantes, las vigas de concreto reforzado con BFRP se ensayaron con y sin estribos. Además, ambas fueron ensayadas para diferentes áreas de refuerzo y diferentes relaciones de longitud del peralte.

Las capacidades de momento y las capacidades de corte fueron comparadas con ACI 440.1R (2006) y otros códigos de diseño existentes. Estas ecuaciones existentes se revisaron críticamente y se sugirieron recomendaciones para mejorar las ecuaciones existentes.

3.5.1.1. Momento de agrietamiento

Se obtuvo un momento de agrietamiento tanto experimental como teórico. Este último es conocido como M_{cr} , que depende del módulo de ruptura f_r , I es momento de inercia, y_t distancia desde el centroide al borde con máxima tensión.

$$M_{cr} = \frac{f_r I}{y_t} \quad 3.5$$

3.5.1.2. Capacidad última de momento

El principio usado para el caso reforzado con FRP es similar al convencional de refuerzo con acero, en el cual debe existir un momento resistente el cual equilibra al momento aplicado a la sección por las cargas externas.

Para el caso específico de vigas con refuerzo de BFRP, el momento nominal teórico se halló usando fórmulas del ACI 440-1R (2006), las cuales están basadas en ecuaciones para refuerzo con acero. Aquí hay 2 condiciones: sobre-reforzada o no sobre-reforzada. Ello dependerá de ρ_f / ρ_{fb} . Si ρ_f / ρ_{fb} es menor a 1, la falla comienza por la ruptura de las barras de FRP y cuando ρ_f / ρ_{fb} es mayor a 1 la falla iniciará por compresión del concreto. Sin embargo, para este último caso el cálculo se vuelve más complejo pues no se cumplen las condiciones establecidas por el ACI. Ante ello, ACI propone nuevas fórmulas y un factor de reducción ϕ para la fuerza, el cual depende del refuerzo de FRP. Como se diseña para 2 condiciones mencionadas antes, si el elemento está diseñado a fallar primero por FRP, entonces recomiendan aplicar una cantidad mínima de refuerzo para prevenir su falla antes del concreto.

3.5.1.3. Momento efectivo de inercia y deflexión

Puede ser descrito por 2 parámetros.

Fisuración: El ancho de las fisuras debe estar limitado a condiciones estéticas y como prevención para impedir filtración de agua, lo cual puede ser dañino.

Deflexión: Limitadas de acuerdo con la aplicación estructural. Como los miembros de FRP tienen poco módulo de elasticidad, tienen poca rigidez después del agrietamiento. Añadiendo correcciones debido a la naturaleza del material FRP, la fórmula para hallar la deflexión y el momento de inercia estuvieron basados en Gao (1998), Bischoff (2005), y algunos modelos para hallar primero el momento y luego la deflexión de Alsayed (2000), Bischoff (2007) y Faza y Rao (1992).

3.5.2. Ensayo de adherencia

3.5.2.1. Ensayo de flexión por adherencia

Se ensayaron veinte vigas simplemente apoyadas, reforzadas con barras BFRP de 5 diámetros diferentes y para tres longitudes de unión diferentes. Debido a los pocos estudios referentes a la resistencia de anclaje para vigas apoyadas en flexión, modelar las muestras de vigas apoyadas es difícil comparada con otras muestras.

Se usaron 5 diferentes diámetros (6mm, 10mm, 13mm, 16mm y 25mm) cortados y distribuidos en las vigas, con una longitud de diez, quince y de veinte veces el diámetro de las barras (ver tabla 9 y fig. 25)

Tabla 9: Diámetros y longitud de barras de los 20 especímenes

Diámetro de BFRP	Longitud de barras (cm)		
	10db	15db	20db
6 mm	6.1	9.1	12.2
10 mm	10.2	15.2	20.3
13 mm	13.2	19.8	26.4
16 mm	16.3	24.4	32.5
25 mm	25.4	38.1	50.8

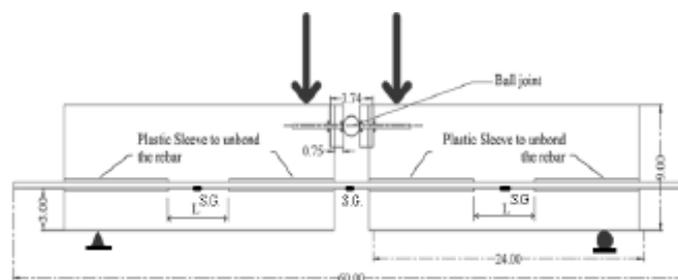


Figura 25.- Especímen a flexión para adherencia.
Fuente. - Thilan Ovitigala (2012)

3.5.2.2. Ensayo de extracción por adherencia

Se ensayaron veinticuatro especímenes cilíndricos, los cuales se podían analizar mediante dos metodologías: Losberg (1963) y RILEM/CEB/FIP (1978), los cuáles son usados comúnmente en ensayos con barras de acero (fig. 26).

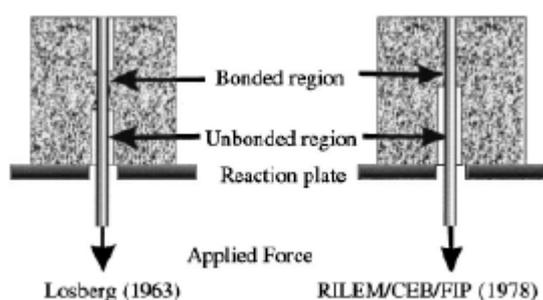


Figura 26.- Metodologías para extracción por adherencia.

Fuente. - Thilan Ovitigala (2012)

Las muestras se ensayaron usando cilindros de concreto de 6 pulgadas de diámetro. Las barras de BFRP tenían diámetros de 6, 10, 13 y 16 mm con 3 diferentes longitudes de diez, veinte y treinta veces el diámetro de las barras (ver tabla 10).

Tabla 10: Parámetros de evaluación para 24 especímenes de extracción por adherencia

Diámetro de BFRP	Long libre (cm)	Long anclaje (cm)	Long de incrustación (cm)		
			10 db	20 db	30 db
6 mm	40.6	52.1	6.4	12.2	17.8
10 mm	40.6	52.1	10.2	20.3	30.5
13 mm	50.8	52.1	12.7	25.4	38.1
16 mm	66.0	52.1	16.5	31.8	48.3

3.5.3. Análisis de resultados de ensayos

3.5.3.1. Ensayo de flexión por adherencia en 20 vigas de concreto ligero (LWC)

Se ensayaron diámetros de 6 mm, 10 mm, 13 mm, 16 mm cinco de cada una. No existen ecuaciones analíticas para obtener una relación entre el esfuerzo de anclaje y el deslizamiento de la barra, esto debido a la gran variabilidad de resultados en los ensayos (fig. 27)

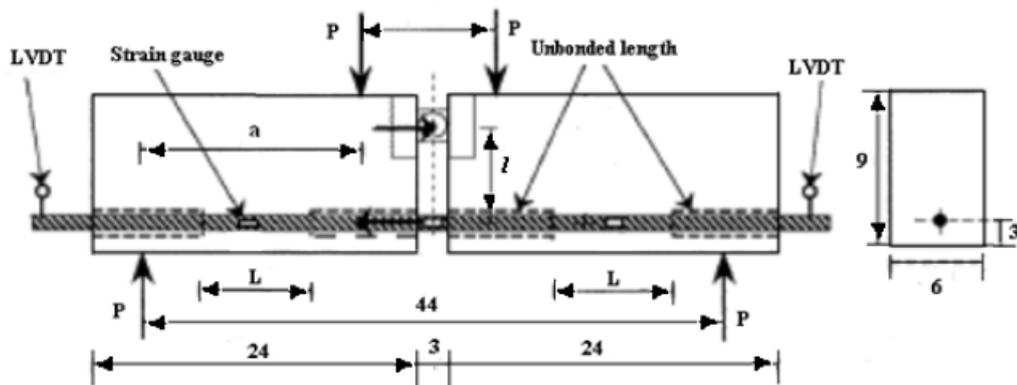


Figura 27.- Vigas para ensayo de flexión y adherencia.

Fuente. - Thilan Ovitigala (2012)

La capacidad de momento y las deflexiones fueron analizados basados en ACI 440.1R (2006) para la construcción y diseño de elementos de concreto reforzado con barras de basalto dado que el diseño es similar al de elementos con barras de acero.

Los materiales compuestos son anisotrópicos, el esfuerzo cortante y comportamiento axial se verán afectados complejamente. A pesar de las notorias diferencias, el comité considero que la fuerza y esfuerzo de trabajo de diseño se asemeja a lo buscado, por lo que el diseño para concreto reforzado con barras de FRP tiene consistencia para ser considerado un diseño base teniendo en cuenta la resistencia requerida, fatiga del concreto, creep. Por ello, el ACI y recientes estudios recomiendan diseñar vigas con condición de sobre-reforzamiento con el fin de evitar fallas catastróficas.

El momento de agrietamiento experimental fue calculado cuando la curva de carga inicia su cambio de pendiente. Los resultados predichos por el ACI resultan mayores que los experimentales para momento de rotura, pero menores para momento último.

El modelo que mejor predice la inercia efectiva y de agrietamiento es aquel propuesto por Bischoff (2007). Se identificó que el valor de M_a/M_{cr} aumenta con el tamaño de las barras de refuerzo. En cuanto al momento de agrietamiento, el valor experimental es muy parecido al valor teórico solo en el caso de vigas de concreto ligero.

Los valores experimentales de deflexión en vigas verificaron que las expresiones brindadas por el ACI son acertadas. El modelo propuesto por Bischoff es más exacto en condiciones de servicio (40% Carga última).

Luego del agrietamiento, el valor de la rigidez de la viga reforzada con BRFP disminuye más en comparación a la reforzada con acero. A partir de lo anterior, la deflexión es mayor en aquellas con BRFP. Sin embargo, lo anterior se puede reducir aumentando el área de fibra.

3.5.3.2. Vigas de concreto normal (NWC)

Las ocho vigas reforzadas con BFRP fallaron por rotura del concreto en el centro, las vigas sobre-reforzadas presentaron un mejor desempeño en el resultado del experimento.

No fue necesario desarrollar nuevas expresiones para estimar el momento nominal, tan solo se planteó un valor del factor de reducción de 0.74. El valor anterior permite utilizar las ecuaciones tanto en el caso de sub-reforzado y sobre-reforzado.

Las expresiones para determinar el valor de refuerzo mínimo se adaptaron a partir de aquellas propuestas por el ACI en el caso de acero. Se corrigió el factor de reducción (0.55) y el valor de resistencia de la fibra. En el caso de secciones sobre-reforzadas no es necesario verificar el refuerzo mínimo.

Se establece el valor de refuerzo máximo para controlar el tipo de falla y lograr secciones económicas. Este se controla con la deformación mínima del refuerzo igual a 0.005.

Los valores de deflexión estimados a partir de las expresiones del ACI están subestimadas, para corregir lo anterior se multiplica los resultados por el factor de 1.5.

A continuación, se comenta el comportamiento a cortante de vigas de concreto reforzadas con BFRP. Las ecuaciones que predicen la capacidad cortante de las vigas reforzadas con barras de basalto aún no existen, pero algunas ecuaciones analíticas del ACI 440.1R (2006) fueron

de ayuda. El ACI establece que la barra de materiales compuestos tiene niveles bajos de módulo de elasticidad, baja resistencia transversal al corte, alta resistencia en tensión y sin fluencia. Su diseño por cortante está basado en el método de diseño por resistencia y cuenta con el mismo factor de reducción como para cortante para acero. Se usaron 5 ecuaciones para hallar la resistencia al cortante: norma norteamericana ACI (2006), norma canadiense CSA (2002), norma japonesa JSCE (1997) y norma canadiense ISIS (2007) y norma británica BISE (1999).

En el caso de comportamiento con estribos nuevamente el ACI aplicó el mismo método que con el acero. La fórmula por usar es

$$V_f = A_{fv} f_{fv} d / s \quad 3.6$$

Se consideraron detalles adicionales para este caso, como que la fuerza de tensión de la parte doblada de una barra de FRP debe ser considerada en vigas con refuerzo de FRP, las fisuras serán más anchas y otros. Los niveles de esfuerzo en refuerzo cortante de FRP deben estar limitados para evitar el agrietamiento en el concreto.

En el caso de vigas sin estribos, el momento resistente crece a medida que el área de refuerzo aumenta y la resistencia a cortante depende del área de refuerzo y de la relación luz-peralte. Los resultados revelan que la falla por cortante se presenta cuando el área de refuerzo crece.

La resistencia a cortante depende principalmente del área de refuerzo y la relación luz-peralte. El modelo que mejor estima la resistencia a corte es la norma japonesa JSCE (1997).

Comportamiento a cortante de vigas de concreto reforzado con BFRP con estribos; la resistencia al corte depende del área longitudinal de refuerzo, el diámetro de las barras y la relación luz-peralte. Los códigos limitan el esfuerzo en los estribos a partir del esfuerzo en la parte curva del estribo de fibra. Las expresiones brindadas por el ACI y BISE no toman en cuenta la variable luz-peralte, sin embargo, se aproximan bien para valores de luz-peralte grandes.

3.5.4. Conclusiones

a) Prueba de adherencia por flexión

La viga simplemente apoyada no puede ser usada para encontrar la longitud de anclaje más larga en un concreto de menor resistencia, ya que puede producirse un fallo de corte de los bloques de concreto antes de alcanzar la ruptura final, especialmente para barras de FRP más largas.

Las siguientes conclusiones se pueden extraer del estudio de la viga simplemente apoyada:

- Las características de las barras de BFRP son mejores que las barras de GFRP y casi las mismas que el refuerzo de acero ya que el valor promedio de esfuerzo último de anclaje de las longitudes de enlace de 10 veces el diámetro de la barra (10 db) mostraron valores más altos comparados con el GFRP y el acero en estudios previos.
- Veinte veces el diámetro de la barra puede considerarse como la longitud de desarrollo para las muestras de las barras reforzada de BFRP, pues fallaron por rotura sin falla de anclaje.
- El máximo promedio del esfuerzo de adherencia aumentó cuando la longitud de anclaje disminuyó para el mismo diámetro de las muestras de barra de BFRP.
- El promedio del esfuerzo de enlace se incrementa conforme decrecen los diámetros de las barras BFRP para las mismas longitudes de desarrollo. Sin embargo, la carga en tensión aumenta cuando el diámetro de la barra BFRP incrementa para la misma longitud de desarrollo.

b) Prueba de anclaje por PULLOUT.

Las conclusiones siguientes se pueden extraer del estudio de la prueba de anclaje por extracción.

- Los especímenes de enlaces BFRP muestran mejores

características que las barras de GFRP y CFRP, ya que el valor del promedio último del esfuerzo de adherencia de los especímenes de 10 db son más altos comparados a las barras GFRP y CFRP.

- 20 veces el diámetro de la barra (20 db) puede considerarse como la longitud de desarrollo para las muestras de las barras reforzadas de BFRP, pues fallaron por rotura sin deslizamiento o falla de concreto.
- El promedio del esfuerzo de adherencia aumentó cuando el diámetro de la barra de BFRP decrece para la misma longitud de desarrollo.

c) Comportamiento por flexión de vigas de concreto ligero (LWC) reforzadas con BFRP

En la investigación se ensayaron ocho vigas reforzadas con BFRP y seis vigas reforzadas con acero para cuatro y tres cuantías de refuerzo diferentes, respectivamente. No existen estudios sobre vigas LWC reforzadas con barras de FRP que se hayan descrito en la literatura. Por lo tanto, sería importante estudiar no sólo barras de refuerzo de BFRP sino también LWC en ACI 440.1R (2006). Las siguientes conclusiones pueden ser hechas basadas en el comportamiento de flexión de vigas LWC reforzadas con BFRP

- La falla de la viga siguió lo esperado por la relación $\frac{\rho_f}{\rho_{fb}}$, significa que cuando $\frac{\rho_f}{\rho_{fb}} < 1$ la falla iniciará por la ruptura de barras BFRP y cuando $\frac{\rho_f}{\rho_{fb}} > 1$ la falla iniciará por rotura del concreto al medio de la viga.

- Las vigas reforzadas con BFRP mostraron mayor capacidad de carga final en comparación con las vigas de refuerzo de acero con menor área de refuerzo.

- Las capacidades de flexión última de las vigas reforzadas con BFRP predicho por ACI 440.1R (2006) fueron conservadoras, ello debido a los menores valores de los factores de reducción de la carga.

- Cuando el área de refuerzo de BFRP se incrementó en un 100%, la capacidad de carga máxima aumentó en un 61% y la deflexión en el final se redujo en un 17%

- La deflexión fue muy alta con cargas bajas en vigas reforzadas con BFRP en comparación con vigas reforzadas con acero debido a un menor módulo de elasticidad de BFRP.

- El modelo racional de Bischoff (2007) y los modelos ACI 440.1R (2006) resultaron ser los mejores modelos para predecir las medidas efectivas de momento de inercia y deflexión

d) Vigas de concreto de peso normal (NWC)

- Ocho vigas de concreto con refuerzo de barras de basalto fueron probadas a flexión. Todas las vigas fueron diseñadas para condiciones sobre reforzadas y con espaciamiento según lo recomendado por el ACI 440.1R (2006) para un control de deflexión. Las vigas fallaron por el aplastamiento del concreto en la longitud media en la cara de la compresión como se esperaba para la condición reforzada.
 1. El aumento en el área de refuerzo de BFRP redujo la deflexión en un 63% y aumentó la capacidad de momento en un 90%.
 2. Las capacidades de flexión última de las vigas reforzadas con BFRP predichas por ACI 440.1R (2006) fueron conservadoras debido al uso de valores más bajos en factores de reducción de resistencia iguales a las vigas LWC.
 3. Los criterios de servicio (límites de deflexión) se pueden lograr aumentando el área de refuerzo con barras de basalto.
 4. Se encontró que el modelo racional de Bischoff (2007) y el modelo ACI 440.1R (2006) eran los modelos más confiables para predecir el momento de inercia efectivo.

e) Aplicación de ecuaciones de diseño de ACI 440.1R (2006) para diseño de viga por flexión

- Las disposiciones del ACI 440.1R (2006) predijeron la capacidad de momento de flexión de 73 especímenes de once diferentes estudios experimentales, incluyendo el estudio actual. Se compararon los valores analíticos con las capacidades de momento de flexión experimental. A partir de esta comparación pueden sacarse las siguientes conclusiones.
- Las ecuaciones existentes para las vigas sobre reforzadas y con poco refuerzo predijeron la capacidad nominal de momento de flexión con gran precisión, así como proporcionaron una desviación estándar del 17% y un coeficiente de correlación de 0,97.
- Las capacidades de momento nominal previstas eran técnicamente correctas, se obtuvieron capacidades de momento de flexión final conservadoras debido a factores de reducción de resistencia más altos.
- Aunque ACI 440.1R (2006) aceptó ambos modos de falla (rotura de FRP y trituración de concreto) para el diseño de elementos de flexión reforzados con barras FRP, si se cumplen los criterios de resistencia y de servicio, no es práctico que los materiales FRP posean un módulo menor de elasticidad.

f) Momento de inercia efectivo y deflexión

- Las deflexiones de los especímenes en flexión se compararon con las deflexiones previstas a partir de cuatro modelos analíticos existentes. Los autores demostraron que los modelos ACI 440.1R (2006) y Bischoff (2007) dieron una mejor predicción y por lo tanto las deflexiones eran más cercanas en comparación con otros modelos. El modelo de Bischoff (2007) resultó ser mejor que el modelo ACI 440.1R (2006).

- Las deflexiones previstas dieron mejores desviaciones estándar y coeficiente de correlación sobre deflexiones experimentales para ambos modelos. Sin embargo, ambos modelos se consideraron con una baja estimación de las deflexiones. Por lo tanto, las deflexiones previstas se pueden multiplicar por un factor de 1,5 para evitar la subestimación. Sin embargo, este factor tiene que ser incrementado para las deflexiones predichas a las cargas de servicio más bajas en el modelo ACI 440.1R (2006).

g) Comportamiento a cortante de vigas de concreto reforzadas con BFRP sin estribos

- En la investigación se ensayaron seis vigas reforzadas con refuerzo de BFRP sin estribos para determinar la resistencia al corte con seis cuantías de refuerzo de BFRP diferentes y dos relaciones de longitud / peralte diferente (a / d). A partir de este estudio se pueden extraer las siguientes conclusiones.
 - El modo de falla de los especímenes depende del área de refuerzo BFRP y de la relación de longitud (span) a peralte (a / d).
 - La capacidad de corte aumentó cuando el área de refuerzo de BFRP aumentó. La capacidad de corte disminuyó cuando aumentó la relación entre la longitud (span) y la peralte (a / d).
- El modelo ISIS (2007) mostró muy malas predicciones de la capacidad de resistencia al corte, ya que no considera la cantidad de área de refuerzo de FRP longitudinal (A_f) y la relación de longitud a peralte (a / d) para los cálculos de resistencia al corte. El ACI 440.1R (2006) proporcionó predicciones conservadoras y BISE (1999) proporcionó predicciones sobreestimadas para los especímenes de concreto reforzado con BFRP. El modelo CSA (2002) proporcionó predicciones conservadoras para todos los especímenes excepto 5-10 mm- peralte $a / d = 5,7$. El modelo JSCE (1997) dio las mejores predicciones.

h) Comportamiento a cortante de vigas de concreto reforzadas de BFRP con estribos BFRP

- En la investigación se ensayaron seis vigas reforzadas con refuerzo de BFRP y estribos de BFRP para determinar la resistencia al corte con cuatro cuantías de refuerzo de BFRP diferentes y tres relaciones diferentes entre longitud y peralte (a / d). A partir de este estudio experimental se pueden extraer las siguientes conclusiones.
- Todas las vigas con refuerzo por corte de FRP mostraron una mejor resistencia contra la carga por corte.
- Para las vigas con diferentes áreas de refuerzo longitudinales, la capacidad de corte no depende solamente del área longitudinal del refuerzo sino también del diámetro de las barras de basalto.
- Se alcanzó una lectura de deformación mínima de $4000 \mu\epsilon$ ($0,004 \text{ mm} / \text{mm}$) en los estribos BFRP antes del fallo.
- Cuando la relación entre la longitud y la peralte (a / d) aumentó, la capacidad de corte disminuyó casi linealmente.

3.6.Revisión bibliográfica de Mohamed Elarbi Moh Mahroug (2013) “Behaviour of continuous concrete slabs reinforced with FRP bars”

3.6.1. Resumen

Se detalla una investigación sobre el comportamiento de polímeros reforzados con fibra (FRP) para ser usados en lugar del acero, comúnmente en las estructuras de concreto.

Los FRP provienen del proceso de “**pultrusión**”, un proceso de fabricación de forma continua de perfiles de polímero reforzado compuestos por una matriz, que son resinas termoestables y por elementos de refuerzo que son las fibras, que consiste en el “arrastre” de las fibras mojadas en la resina a través de un molde.

Los refuerzos de acero presentan una serie de inconvenientes, tales como corrosión y mayor peso. Los FRP como barras de refuerzo tienen muchas ventajas, entre estas: una alta relación de resistencia a peso y neutralidad electromagnética. Como resultado, durante las últimas dos décadas, los FRP como material han recibido una gran cantidad de interés en estructuras de concreto como alternativa a la armadura de acero.

En la investigación se realizaron ensayos de losas de concreto con FRP como refuerzo.

Los polímeros ensayados fueron:

- ❖ Polímero reforzado de fibra de carbono (CFRP)
- ❖ Polímero reforzado con fibra de basalto (BFRP)

Se diseñaron losas de dos tipos armadas con FRP, ocho losas continuas y cuatro losas simples de concreto que se ensayaron con carga hasta la rotura. Además, se usaron dos losas reforzadas con acero apoyadas continuamente para un modelo comparativo.

Las guías de diseño evaluadas en el trabajo con los resultados experimentales fueron:

ACI 440-1R-06, ISIS-M03-07, CSA S806-06.

3.6.2. Ensayos:

Se describen los ensayos pertinentes al tema (basalto).

3.6.2.1. Investigación experimental de BFRP LOSAS DE CONCRETO (Polímero reforzado con fibra de basalto (BFRP)).

Los especímenes de prueba fueron:

- Dos losas de concreto armado con BFRP simplemente apoyado.
- Cuatro losas de concreto armado con BFRP apoyado continuamente.

- Una losa apoyada continuamente reforzada con barras de refuerzo de acero.

Datos de losa (fig. 28):

Tuvieron 500 mm de ancho y 150 mm de peralte. Asimismo, las losas simples tenían una longitud 2 000 mm mientras las losas continuas eran de dos tramos iguales, cada uno de 2 000 mm.



Figura 28.- Detalle del refuerzo y vaciado de vigas C-B-OU y C-B-UO.
Fuente. - Elarbi Moh Mahroug (2013)

La canastilla de refuerzo descansaba sobre varillas transversales para mantener 25 mm de recubrimiento de concreto. Las siete losas fueron vaciadas el mismo día, junto con varios cubos, cilindros y prismas para determinar las características del concreto. Durante el vaciado, el hormigón se hizo vibrar utilizando vibrador eléctrico y la superficie del concreto fue nivelada.

Mediante la aplicación de las ecuaciones:

$$\rho_f = \frac{A_f}{b*d} \quad 3.7$$

$$\rho_{fb} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_{fu}} * \frac{E_f * \epsilon_{cu}}{E_f * \epsilon_{cu} + f_{fu}} \quad 3.8$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 27.6}{6.7} \right) \quad 3.9$$

- ϵ_{cu} = deformación última del concreto

- ρ_f = cuantía de refuerzo de FRP

- ρ_{fb} = cuantía balanceada de FRP

- A_f es el área de las barras reforzadas con FRP.
- f'_c esfuerzo del concreto en (MPa)
- b ancho de la seccion de la losa (mm)
- d peralte efectivo de la losa (mm)
- f_{fu} esfuerzo ultimo de tracción en barras de FRP (MPa)
- E_f modulo de elasticidad de barras de FRP (MPa)
- β_1 factor de reducción del esfuerzo en el SI. (ACI 440.1R-06)

Se investigó acerca de dos modos de falla a flexión:

- **BFRP ruptura refuerzo**

Se logra cuando la cuantía ρ_f es menor a la cuantía ρ_{fb} según ACI 440.1R-06.

- **Trituración del Concreto**

Se logra cuando se usa una cuantía mayor a ρ_{fb} .

Detalles del espécimen en la fig. 29 para losas simplemente apoyadas y en la fig. 30 para losas continuas.

Dónde:

- S = simple
- B = Basalto
- O = sobre reforzado (10mm)
- U = sub reforzado (8mm)

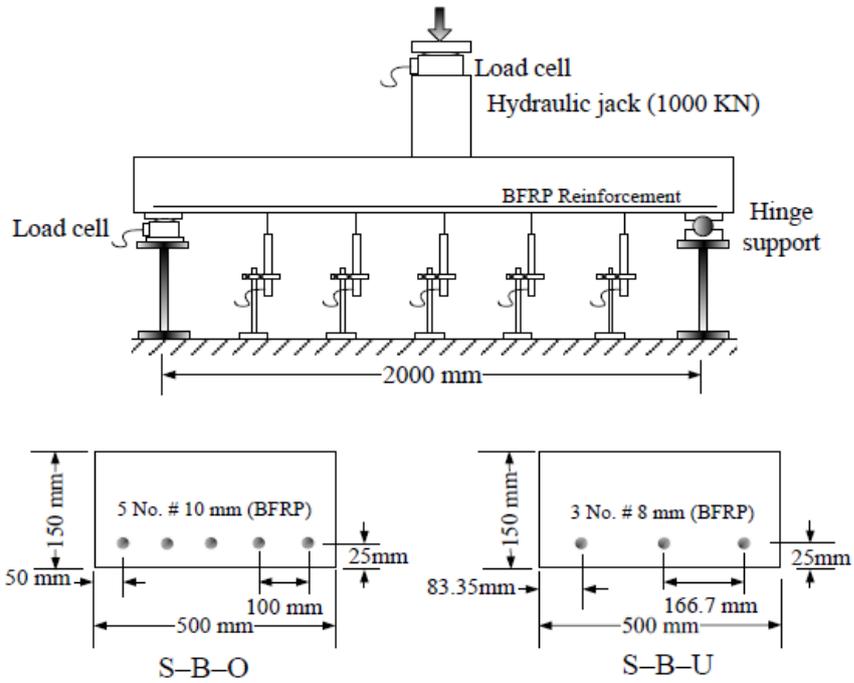


Figura 29.- Detalle de distribución de basalto en losas S-B-O y S-B-U
Fuente. - Elarbi Moh Mahroug (2013)

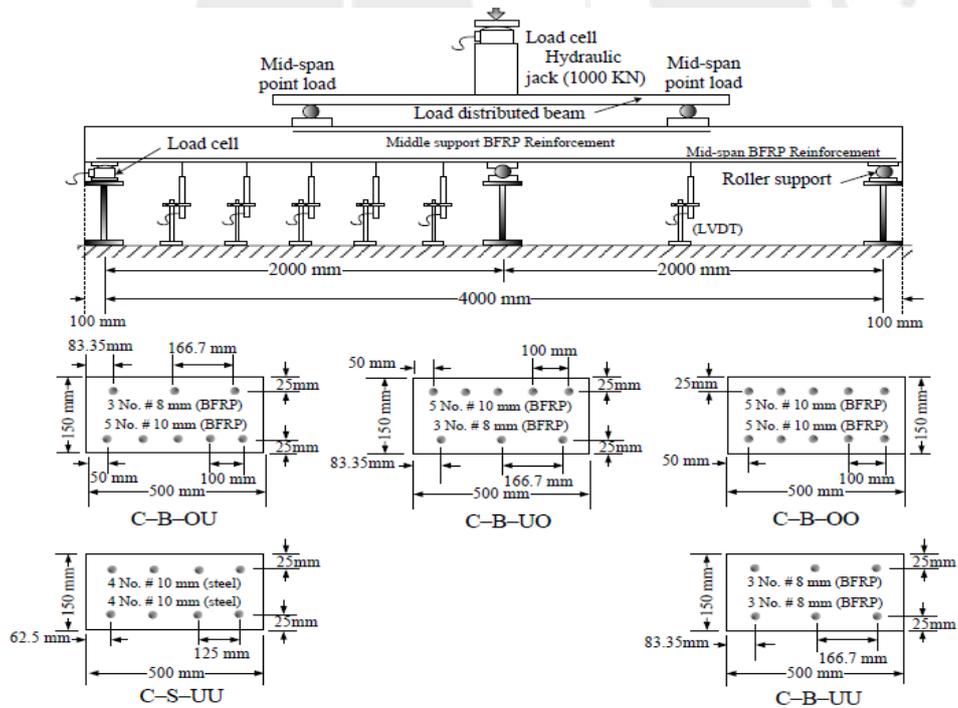


Figura 30.- Detalle de la distribución de losas continuas
Fuente. - Elarbi Moh Mahroug (2013)

Las tablas 11 y 12 describen los especímenes.

Tabla 11: Cuantías y refuerzos

Notación de Losa	BARRAS DE REFUERZO LONGITUDINAL								Propiedades del concreto	
	Barra inferior al centro del tramo				Barra superiores en el soporte central					
	No.	Diám barra, (mm)	ρf %	ρf/ρfb	No	Diám barra (mm)	ρf %	ρf/ρfb	fcu: Mpa	fct: Mpa
C-B-OU	5 BFRP	10	0.63	2.52	3 BRFP	8	0.24	0.82	53.7	4.3
C-B-OU	3 BFRP	8	0.24	0.82	5 BRFP	10	0.63	2.52	56.2	4.4
C-B-OU	5 BRFP	10	0.63	2.52	5 BRFP	10	0.63	2.52	52.5	4.1
C-B-OU	3 BFRP	8	0.24	0.82	3 BFRP	8	0.24	0.82	53.7	4.2
C-B-OU	5 BRFP	10	0.63	2.52	N/A	N/A	N/A	N/A	55	4.7
C-B-OU	3 BFRP	8	0.24	0.82	N/A	N/A	N/A	N/A	51.2	4.5
C-B-OU	5 BRFP	10	0.5	0.22	4 aceros	10	0.5	0.22	53.7	4.6

Tabla 12: Propiedades mecánicas del FRP y varillas de acero de refuerzo

Tipo de barra	Diámetro de barra, mm	Módulo de Elasticidad Gpa	Resistencia a la tracción	Tensión máxima	Límite elástico
BFRP	8	50	1250	0.025	N/A
BFRP	10	50	1350	0.027	N/A
Acero	10	200	645	0.003	575

Configuración del equipo

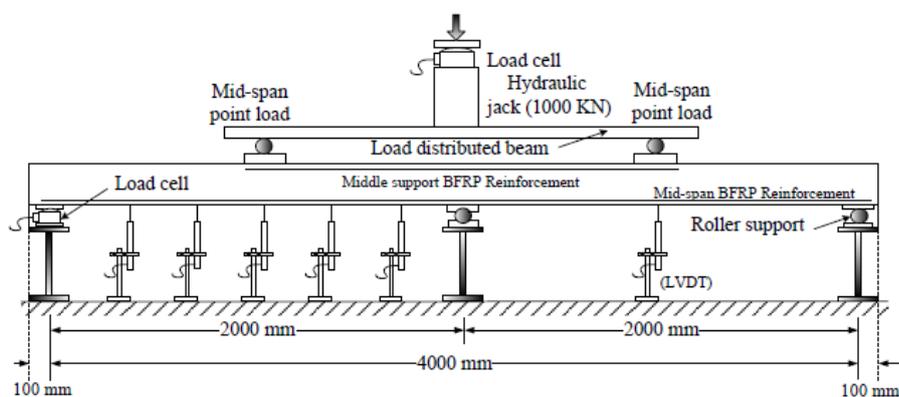


Figura 31.- Detalle del equipo para la experimentación
Fuente. - Elarbi Moh Mahroug (2013)

Cada una de las losas continuas se cargó en su punto medio y se apoya sobre dos rodillos en sus extremos y un soporte de bisagra en el medio.

Cada losa fue equipada con dos celdas de carga la primera para medir las reacciones en el soporte extremo y la segunda para medir la carga principal aplicada desde la celda de carga. Por otra parte, las deflexiones en las dos mitades de los tramos de soporte de las losas continuas y la mitad del tramo de losas simples se midieron utilizando LVDTs. Adicionalmente se utilizó cuatro LVDT que se encuentran igualmente espaciados de $L / 6$ en un tramo de las losas continuas con el fin de medir las deflexiones en estos lugares, donde L es la longitud del tramo. Finalmente se instalaron dos LVDT en el extremo y en el soporte intermedio de la losa continua para medir cualquier movimiento en los apoyos.

Agrietamientos y fallas

- La losa de concreto armado con acero mostró una mayor carga de agrietamiento que las losas reforzadas con BFRP debido a la mayor rigidez axial de las barras de acero que la de las barras BFRP.
- En general, la separación de las fisuras y grietas y su profundidad de las grietas para todas las losas reforzadas con barras de BFRP eran claramente más grande que de las losas reforzadas por acero debido al bajo módulo elástico de barras BFRP en comparación con las barras de acero (fig 32 y fig 33).

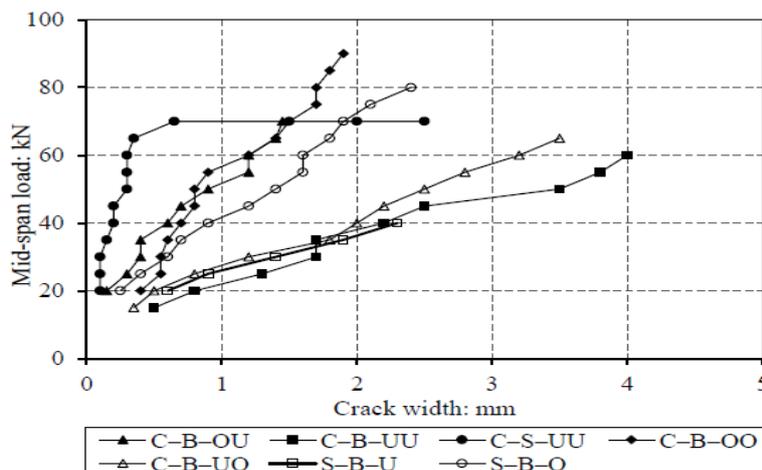


Figura 32.- Grafica de Tamaño de grieta vs Cargas puestas al centro del paño
Fuente. - Elarbi Moh Mahroug (2013)

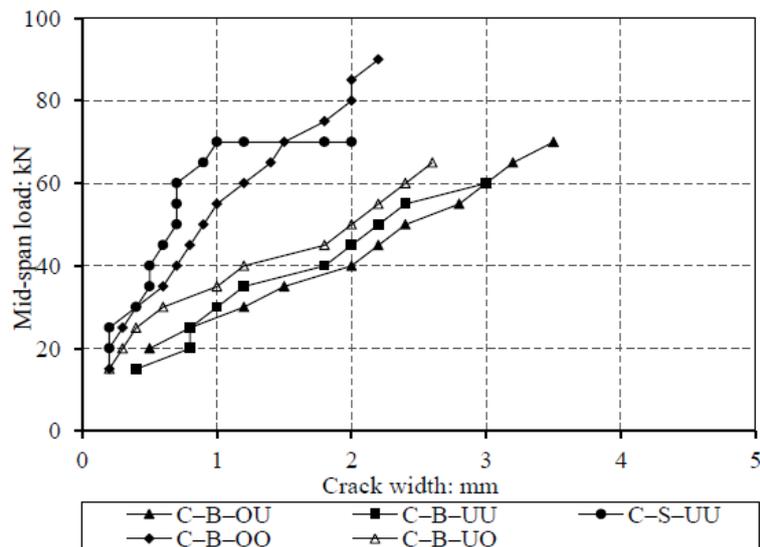


Figura 33.- Tamaño de grieta vs Cargas puestas al centro del soporte
Fuente. - Elarbi Moh Mahroug (2013)

Tipos de falla:

- Falla 1 Rotura combinada flexión y corte: (Fig. 34)

Se dieron en los casos: C-B-OO, C-B-UO, C-B-UU, C-B-OU y S-B-O

Dónde:

C = continuo

S = simple

B = basalto

OU = sobre reforzado (refuerzo inferior)

OO = sub reforzado (refuerzo superior)

La falla inició en el lado de compresión de la zona del apoyo intermedio, seguido de una importante y repentina grieta por corte diagonal, a excepción de la losa S-B-O que falló en uno de los extremos. Esto se atribuye principalmente al bajo módulo de elasticidad de BFRP que reduce la resistencia al corte de las losas BFRP ensayadas.



Figura 34.- Detalle de falla tipo 1(Primero falla en mitad de soporte (derecha) y luego falla en corte en el extremo (izquierda)
Fuente. - Elarbi Moh Mahroug (2013)

- Falla 2 Falla dúctil por flexión convencional: (Fig. 35)

Este modo se produjo debido a la ductilidad del acero en tensión seguido del aplastamiento del concreto tanto en la mitad del tramo como en la mitad del soporte.



Figura 35.- Detalle de falla tipo 2: Primero en la mitad del tramo (derecha) y luego en la mitad de soporte (izquierda)

Fuente. - Elarbi Moh Mahroug (2013)

- Falla 3 Ruptura de barra de basalto: (Fig. 36)

Esto sucedió debido al uso de una cuantía menor de BFRP. Por consiguiente, la barra del BFRP alcanza su límite último en la mitad de la

losa antes de la deformación última del concreto, de esta forma la falla sucedió repentinamente y acompañada de un fuerte ruido.

Sucedió en el caso de S-B-U (Losa simple, Basalto, Sub reforzado)



Figura 36.- Detalle de falla tipo 3
Fuente. - Elarbi Moh Mahroug (2013)

Capacidad de carga

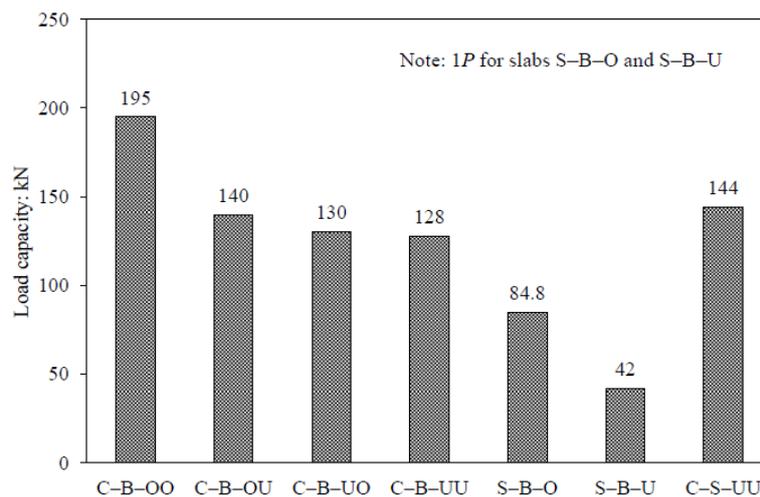


Figura 37.- Gráfica de capacidad de carga vs los tipos de losas ensayadas
Fuente. - Elarbi Moh Mahroug (2013)

A mayor refuerzo de polímero BRFP mayor será la capacidad de carga o carga de rotura de las losas de concreto. Además, el caso C-S-UU (acero) tuvo una carga mayor que las de basalto a excepción de la configuración de C-B-OO (Basalto reforzado con barra 10mm superior e inferior).

Respuesta Carga - Deflexión

Los medidores de deformación en los extremos no registraron un movimiento perceptible, así que no se consideró. Al principio de la carga todas las losas presentaron un comportamiento lineal debido a las características elásticas del concreto y en las BFRP este comportamiento se mantiene hasta antes de la fisuración. A continuación, se muestra las deflexiones a lo largo de la losa continua, donde la losa con acero presenta fig. 27 la menor deflexión para una carga de 40 KN en el centro y fig. 28 da la relación carga vs deflexión al centro.

Teniendo una carga de 40KN en el centro de la losa.

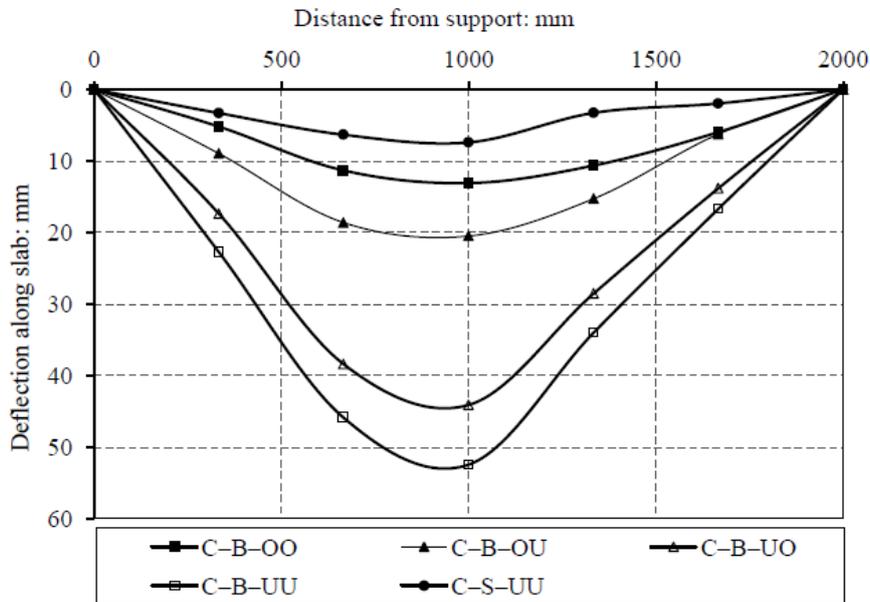


Figura 38.- Grafica de la deflexión a lo largo de las vigas ensayadas
Fuente. - Elarbi Moh Mahroug (2013)

Aumentado la carga en el tramo medio de losa:

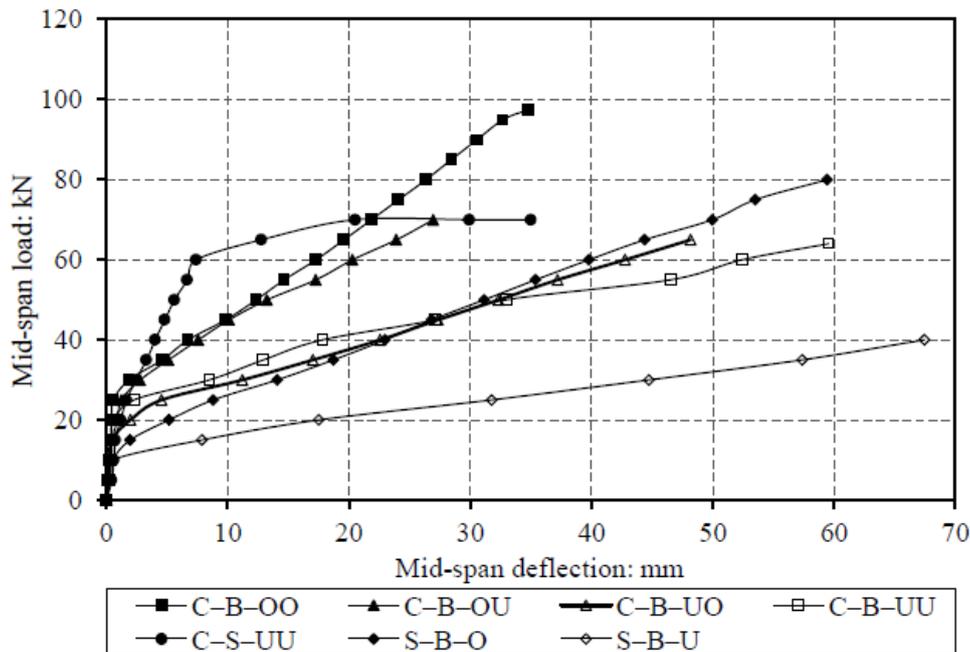


Figura 39.- Grafica de deflexión vs capacidad de carga en el centro

Fuente. - Elarbi Moh Mahroug (2013)

La losa simplemente apoyada con bajo refuerzo S-B-U mostró una deflexión inaceptable en comparación con su longitud ($> L / 30$).

La menor deflexión presenta el C-S-UU (Acero) se debe a su mayor rigidez axial.

3.6.2.2. Evaluación de los códigos de diseño contra resultados experimentales de losas de concreto con BFRP y CFRP

Capacidad de momento

Los resultados experimentales se compararon con los códigos de diseño revelando una discrepancia entre las predicciones de los tres códigos (ACI 440-1R-06; ISIS-M03-07; CSA S806-06) de diseño para las losas de soporte continuo. Ver tablas 13, 14 y 15.

Tabla 13, 14 y 15: Resultados del momento de capacidad de ACI 440-1R-06; ISIS-M03-07; CSA S806-06.

Tipo de losa	Experimental Failure momento, M_{exp} kN.m		ACI 440.1R-06 Faiure momento, M_{pre} :kN.m		$\frac{M_{exp}}{M_{pre}}$	
	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior
C-B-OO	34.17	29.16	38.1	38.1	0.89	0.76
C-B-OU	27.25	15.56	38.1	22.33	0.71	0.69
C-B-UO	15.76	33.48	22.33	38.1	0.70	0.88
C-B-UU	22.81	18.41	22.33	22.33	1.02	0.82
S-B-O	41.97	N/A	38.86	N/A	1.1	N/A
S-B-U	20.22	N/A	22.55	N/A	0.9	N/A

Tipo de losa	Experimental Failure momento, M_{exp} kN.m		ISIS-07 Faiure momento, M_{pre} :kN.m		$\frac{M_{exp}}{M_{pre}}$	
	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior
C-B-OO	34.17	29.16	29.69	29.69	1.15	0.98
C-B-OU	27.25	15.56	29.69	24.37	0.91	0.63
C-B-UO	15.76	33.48	24.37	29.69	0.64	1.12
C-B-UU	22.81	18.41	24.37	24.37	0.93	0.75
S-B-O	41.97	N/A	29.69	N/A	1.41	N/A
S-B-U	20.22	N/A	24.37	N/A	0.82	N/A

Tipo de losa	Experimental Failure momento, M_{exp} kN.m		CSA S806-02 Faiure momento, M_{pre} :kN.m		$\frac{M_{exp}}{M_{pre}}$	
	Inferior	Superior	Inferior	Superior	Inferior	Superior
C-B-OO	34.17	29.16	32.36	32.36	1.02	0.90
C-B-OU	27.25	15.56	32.36	23.24	0.84	0.66
C-B-UO	15.76	33.48	23.24	32.36	0.67	1.03
C-B-UU	22.81	18.41	23.24	23.24	0.98	0.79
S-B-O	41.97	N/A	32.36	N/A	1.29	N/A
S-B-U	20.22	N/A	23.24	N/A	0.87	N/A

3.6.3. Conclusiones

- Las losas continuas reforzadas con BFRP ensayadas presentaron grietas más anchas y deflexiones altas en comparación con las reforzadas con acero debido a que las barras BFRP tienen un menor módulo de elasticidad.

- Las losas continuas reforzadas con BFRP demostraron una redistribución del momento desde la mitad del tramo hasta el soporte intermedio de la losa continua y viceversa, esto ocurre debido a las grietas.
- El sobre-refuerzo en la capa inferior de las losas continuas y simples de concreto con BFRP contribuye significativamente en reducir las deflexiones ligeramente y mejorar la capacidad de carga.
- El sobre-refuerzo en el soporte medio de las losas continuas de concreto con BFRP contribuyó en la mejora de reducir las deflexiones ligeramente y mejorar la capacidad de carga.
- En las losas continuas sobre reforzadas en el refuerzo inferior (O) con BFRP no se presenta ninguna carga de agrietamiento visible.
- Las losas continuas de concreto con BFRP se vieron afectadas de manera adversa por la falla de corte.
- El aumento de la resistencia a la compresión del concreto disminuye la curvatura de las losas con las barras FRP.
- El aumento de la relación de refuerzo a la tracción tiene una influencia considerable en la mejora de la capacidad de momento. Esa influencia es despreciable si la cuantía de refuerzo excede la cuantía balanceada. Sin embargo, la cuantía de refuerzo tiene una influencia considerable en disminuir la curvatura de secciones de concreto reforzado con FRP.
- En las losas simples de concreto con FRP, la comparación entre los resultados computacionales que obtuvieron del modelo numérico y los resultados experimentales del presente estudio, la deflexión muestra una buena concordancia entre ambos resultados. Sin embargo, la deflexión de FRP para losas continuas de concreto predichos por el modelo numérico de FRP son ligeramente razonables en comparación con los resultados experimentales.
- Las ecuaciones propuestas por el ACI 440.1R-06 sobreestiman el

momento de falla experimental en la mayoría de losas continuas de concreto con CFRP y BFRP. Esto podría ser atribuido al efecto combinado de corte con la flexión en la rotura.

- Las normas ISIS-M03-07 y CSA S806-06 predijeron razonablemente las deflexiones del BFRP y CFRP en las losas simples ensayadas, mientras que ACI 440-1R-06 mostró una ligera subestimación de las deflexiones en las losas simples con BFRP.
- Las ecuaciones de diseño de los códigos ACI 440.1R-06, ISIS-M03-07 y CSA S806-06 parecen ser eficaces en la predicción de la deflexión de las losas continuas con BFRP, antes de la aparición de grietas excesivas en el soporte central. Sin embargo, luego de la aparición de grietas el proceso de predicción se ha visto afectado negativamente.
- Las ecuaciones de diseño de los códigos ACI 440.1R-06, ISIS-M03-07 y CSA S806-06 predicen razonablemente las deflexiones de las losas continuas con CFRP en la capa inferior sub-reforzado. Sin embargo, para el caso de sobre-reforzado en la parte inferior de las losas continuas con CFRP, el proceso de predicción ha sido afectado por las grietas excesivas que ocurrieron sobre el soporte central de estas losas, especialmente en las etapas donde la carga fue alta.
- Las ecuaciones de ACI 440-06 y CSA-02 subestiman significativamente la capacidad de corte de todas las losas de BFRP y CFRP. Por otro lado, las fórmulas de ISIS-07 podían predecir la capacidad de corte de las losas continuas reforzadas con BFRP y CFRP con una ligera subestimación para el caso de sobre-reforzado, tanto en las capas inferior y superior BFRP y CFRP de losas de concreto.

3.7.Revisión bibliográfica de Mohammed Amine (2014) “Bond Durability of Basalt Fibre-Reinforced Polymers (BFRP) bars under freeze-and-thaw conditions”

3.7.1. Resumen

El objetivo central de esta tesis en particular fue estudiar el comportamiento de la interfase de refuerzo-concreto de barras de fibra de basalto en concreto. Para tal fin, se usaron como especímenes 45 cilindros reforzados con barras de refuerzo de basalto (BFRP por sus siglas en inglés) y 18 cilindros reforzados con fibras reforzadas de vidrio (GFRP por sus siglas en inglés). Con dichos especímenes se realizaron dos ensayos; el primero tuvo como objetivo obtener el comportamiento de las barras de basalto bajo diversas variaciones en los parámetros propios de las barras de refuerzo como el diámetro de barra, la longitud de anclaje, etc; mientras que el segundo se basó en determinar el comportamiento de las barras de basalto en condiciones de hielo-deshielo. Posteriormente, se compararon las gráficas de relación de desplazamientos de las barras de basalto (BFRP), obtenidas experimentalmente, con modelos analíticos de esfuerzo deslizamiento como el modelo de Eligehausen, Popov y Bertero (BPE), el BPE modificado y Cosenza CMR.

3.7.2. Ensayo 1

Comprende las pruebas realizadas en cilindros de concreto reforzados con barras de basalto (BFRP) y barras vidrio (GFRP) a temperatura ambiente. El objetivo de dichos experimentos fue estudiar el comportamiento en la interface de las barras de basalto mediante el análisis de tres parámetros principales: el material, el diámetro de la barra y su longitud de anclaje. En esta fase se ensayaron las muestras mediante un ensayo de adherencia (PULL-OUT) que desarrollaron las curvas de relación de los desplazamientos en la interfase para ambos refuerzos. Además, se analizaron y detallaron las formas de rotura, así como los efectos de varios parámetros en el comportamiento de la interfase de las barras.

Los especímenes se dividen en dos grupos, los especímenes reforzados con barras de basalto y los reforzados con barras de vidrio. En las muestras a ensayar, se usaron barras con diámetros nominales de 8, 10 y 12 mm para el caso de los especímenes reforzados con basalto, mientras que, para los reforzados con barras de vidrio, se usó solo varillas de 10 mm.

Para ambos ensayos, se usó concreto de $f'_c=510 \text{ kg/cm}^2$. Los cilindros usados para los ensayos son de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura. Asimismo, se usaron barras de 1 metro de longitud.

Los valores de los desplazamientos de las cargas extremas se obtuvieron directamente de los LVDTs localizado en la base del espécimen muestreado.

Para los extremos cargados, la elongación de la barra entre el LVDT superiores de apoyo y la zona límite inicial fue restada desde las medidas de los LVDT.

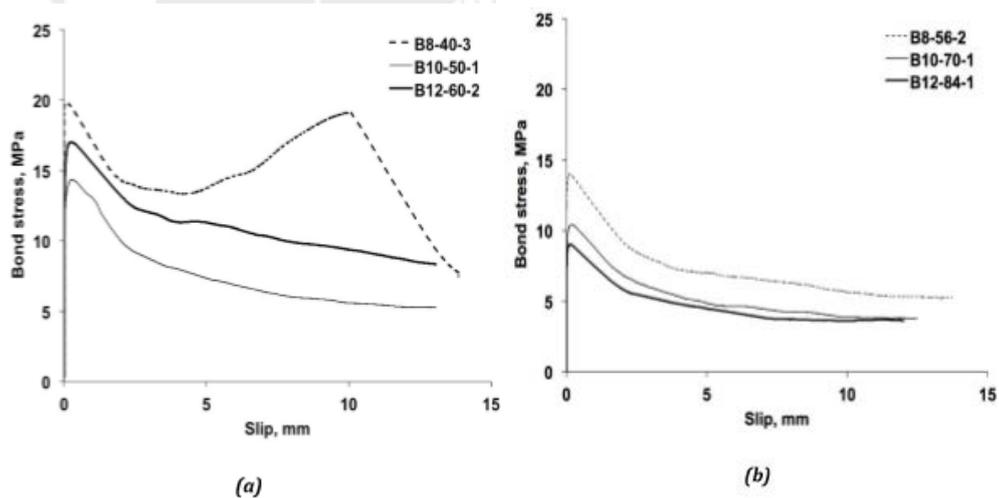


Figura 40.- Las siguientes figuras muestran las típicas relaciones de historias entre esfuerzo y deslizamiento para BFRP barras que tienen diferentes diámetros y longitudes de anclaje (embebido) para barras de 5 y 7 veces el diámetro de barra.

Fuente. - Mohammed Amine (2014)

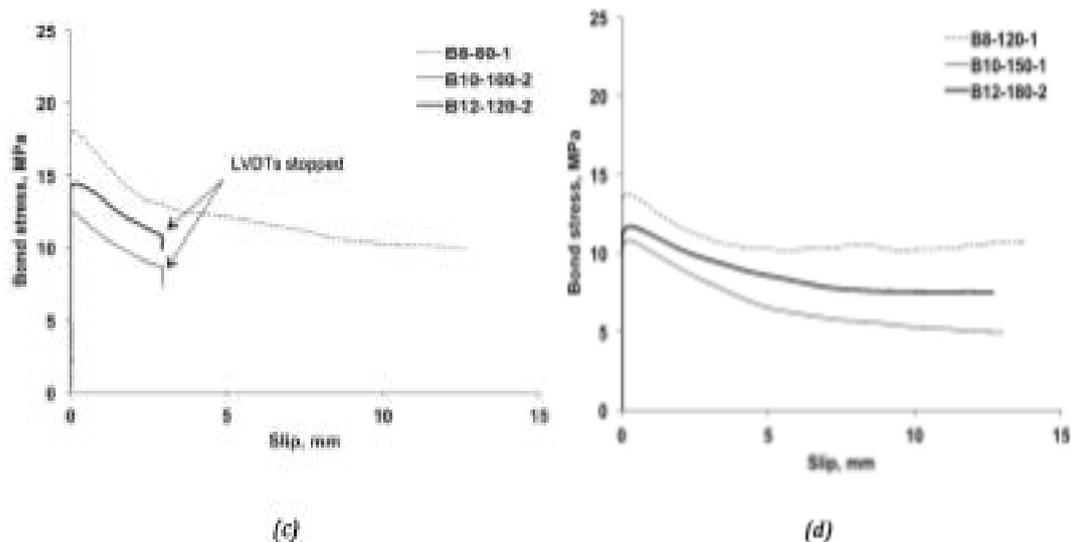


Figura 41.- Compara las curvas de desplazamiento en los especímenes BFRP y GFRP en los extremos descargados con barras de 10 mm.

Se observa de las figuras que las curvas de BFRP y GFRP muestran una rama creciente inicial hasta un valor máximo inicial de tensión. El incremento de los esfuerzos fue acompañado por un incremento en los desplazamientos entre la barra y el concreto circundante. Las curvas de deslizamiento también muestran una ramificación decreciente o tramo de ablandamiento después que el esfuerzo máximo fuese alcanzado. La comparación entre curvas de esfuerzo – deformación de barras de BFRP y GFRP demuestra la similitud de la tendencia entre ambas barras.

Fuente. - Mohammed Amine (2014)

Las barras BFRP de 10 mm de diámetro desarrollaron 71%, 89% y 79% de la resistencia de unión de GFRP para longitudes de anclaje de 5, 7 y 10 veces el diámetro de la barra, respectivamente, con un valor promedio del 80%.

Finalmente se observó que, en todas las etapas de carga, el deslizamiento de la barra en los extremos sin carga era significativamente menor que en los extremos cuando estaban cargados. De hecho, el anclaje inicia en el extremo cargado casi al principio de la prueba después de que la adhesión química se rompe entre la barra y el concreto. La adhesión de las barras de FRP al concreto es el componente principal que describe el comportamiento de enlace de la barra en las etapas de carga inicial.

Una vez que la adherencia entre la barra y el concreto se rompe, el extremo cargado comienza a deslizarse y la fricción entre la capa exterior de la barra y el concreto controla el mecanismo de enlace.

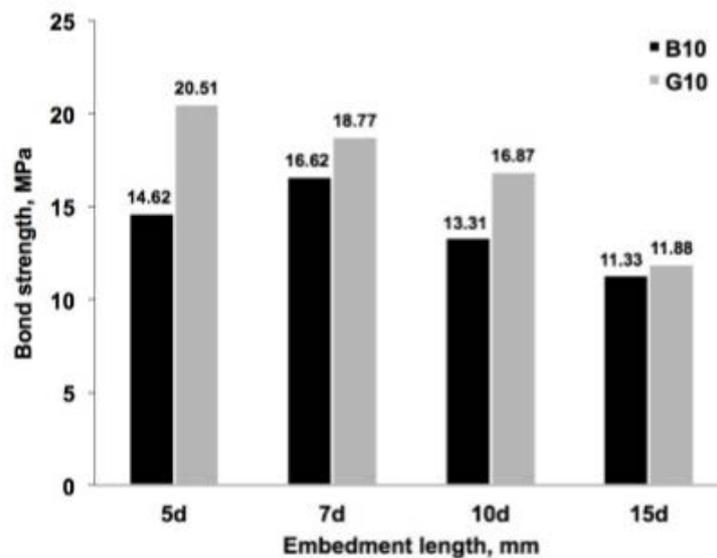


Figura 42.- Relación del esfuerzo de adherencia con la fuerza última al inicio de deslizamiento en el extremo cargado.

Fuente. - Mohammed Amine (2014)

La figura 42 compara valores promedios de los esfuerzos máximos desarrollados en todos los especímenes.

El deslizamiento correspondiente registrado en los extremos descargados fue insignificante para ambos tipos de barras (promedio de 0,15 mm y 0,06 mm para las barras BFRP y GFRP, respectivamente)

En los extremos cargados, se encontró un deslizamiento promedio de 1,02 mm y 0,81 mm con un esfuerzo máximo para las barras BFRP y GFRP, respectivamente.

3.7.3. Ensayo 2

En esta prueba, se ensayaron un total de 24 especímenes, los cuales fueron sometidos a un ensayo pull-out además de ser expuestos a un determinado número de ciclos de hielo y deshielo (entre 100 y 200). Las longitudes de anclaje de las barras usadas en el modelo fueron de 7 veces el diámetro de barra, usando barras de 8, 10 y 12 mm. El objetivo principal es investigar el efecto de dichos ciclos en la durabilidad de las barras, que generan las curvas de desplazamiento en la interfase y los modos de falla para el control de dichos especímenes.

Se obtuvo los resultados mostrados en la fig. 43:

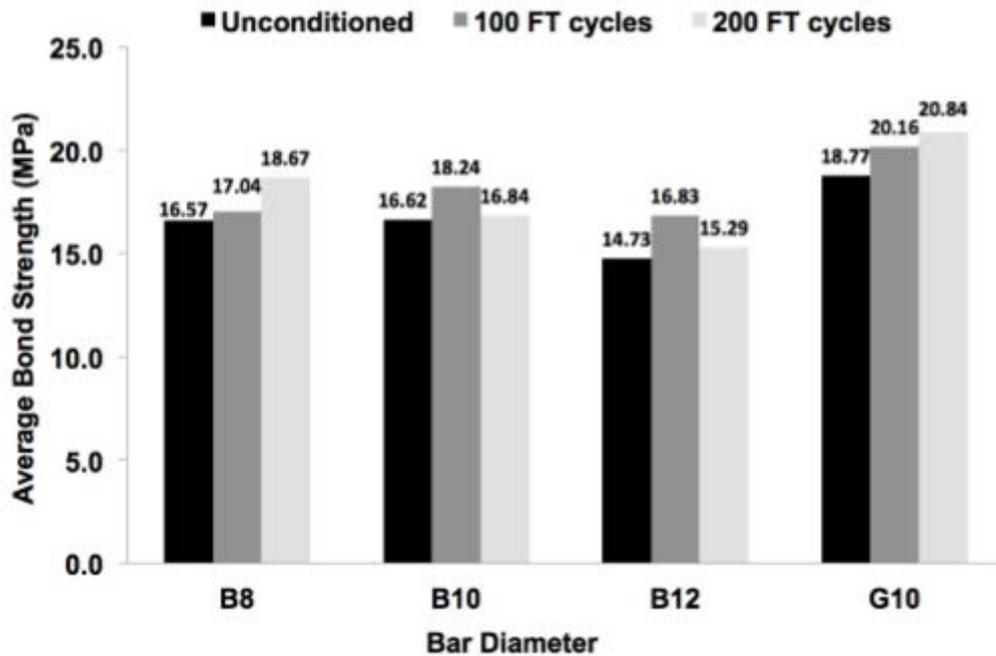


Figura 43.- Esfuerzo de adherencia promedio de especímenes en condiciones ambientales (barra negra), con 100 ciclos de exposición (barra gris) y con 200 ciclos de exposición (barra gris clara) para barras de 8, 10 y 12 mm

Fuente. - Mohammed Amine (2014)

En la gráfica, se puede apreciar que el esfuerzo del concreto se incrementó en un 11.5% luego de ser expuesto a 200 ciclos de hielo-deshielo. Se observa, además, que para barras de mayor diámetro (10 y 12 mm), los esfuerzos en la interface en especímenes expuestos a 200 ciclos de hielo – deshielo son mayores a los expuestos a temperatura ambiente pero menores a aquellos expuestos a 100 ciclos.

3.7.4. Modelos Analíticos

Existen varios modelos analíticos que describen las relaciones de deslizamiento (relación de adherencia) de las barras FRP. Como se mencionó anteriormente, estos modelos analíticos han sido desarrollados y evaluados para barras de FRP convencionales, tales como barras de FRP de vidrio y carbono.

Estos modelos nunca han sido validados para las barras de BFRP

recientemente desarrolladas, hecho que ha motivado esta parte del trabajo de investigación. En este estudio, se adoptaron tres modelos con relación de deslizamiento-adherencia para muestras no condicionadas y acondicionadas. Ello incluye:

A) El modelo BPE desarrollado por Eligehausen et al. (1983) para describir la rama ascendente de la curva de deslizamiento del enlace BFRP, es decir, durante el aumento de la fuerza de arrastre hasta el pico de la tensión de enlace.

B) El modelo BPE modificado (mBPE) desarrollado por Cosenza et al. (1996) para describir la rama descendente de la curva de deslizamiento (bond-slip curve), es decir, el comportamiento después del pico de los especímenes de FRP.

C) El modelo CMR desarrollado por Cosenza et al. (1995) como una alternativa al modelo de BPE para describir la rama ascendente de la curva de deslizamiento (bond-slip curve) de PRF.

En este estudio, se calibraron los parámetros de los modelos BPE y mBPE (α y p) para ambas barras BFRP y GFRP utilizando los datos experimentales actuales. El parámetro α se evaluó comparando las áreas debajo de la rama ascendente A_τ de las curvas de adherencia-deslizamiento analíticas y experimentales (Cosenza et al., 1997) como sigue:

$$A_\tau = \int_0^{s_{max}} \tau_{max} \left(\frac{s}{s_{max}}\right)^\alpha ds = \frac{\tau_{max}s_{max}}{1+\alpha} \quad 3.10$$

Similarmente, el parámetro p se obtuvo equilibrando las áreas debajo de las ramificaciones ablandadas. El objetivo fue calibrar el valor de α y p minimizando la diferencia entre las áreas calculadas debajo de las curvas analíticas y experimentales sin comprometer la tendencia de la curva obtenida (Cosenza et al., 2002).

Para el modelo CMR, el parámetro β se estableció en 0,07. Este valor fue informado por Cosenza et al. (1997) para barras de FRP enarenada. Por lo tanto, el parámetro s_r se calibró para cada diámetro de barras BFRP

por el método de ajuste de mínimos cuadrados. Los resultados del análisis se presentan en las siguientes secciones tanto para muestras no acondicionadas como acondicionadas.

Análisis de especímenes no acondicionados

Tabla 16: Valores medio y coeficientes de variación de los parámetros de los modelos para especímenes de BFRP y GFRP incondicionales

	<i>BPE and mBPE models</i>				<i>CMR model</i>	
	BFRP		GFRP		BFRP	GFRP
	α	P	α	P	s_r	s_r
Average	0.048	0.023	0.05	0.167	0.056	0.050
Standard deviation	0.023	0.013	0.023	0.122	0.023	0.010
Coefficient of variation	0.481	0.577	0.462	0.733	0.462	0.200

La tabla muestra los valores medios y el coeficiente de variación (CoV) para muestras no acondicionadas. Los valores de α obtenidos para BFRP oscilaron entre 0,01 y 0,08 con un valor medio de 0,048.

Los valores bajos obtenidos de las pruebas caracterizan la rama ascendente de las barras BFRP e indican la alta rigidez inicial de las barras en esta etapa de carga. De hecho, la mayoría de los especímenes desarrollan su resistencia sin deslizamientos significativos en los extremos descargados, como se mencionó anteriormente, que explican los bajos valores obtenidos de α .

Los valores de α para las barras GFRP oscilaron entre 0,03 y 0,07 con un valor medio de 0,05. Este valor es muy cercano al de las barras de BFRP, que muestra tendencias similares en la relación de deslizamiento de enlace para ambos tipos de barras. Esto se atribuye al comportamiento del tipo de fricción observado en ambas barras. Los valores analíticos de α informados por Cosenza et al. (1997) para barras de GFRP enarenadas muestran un valor medio de 0,067.

El parámetro p de la ramificación ablandada también se obtuvo para todos los especímenes de ensayo. Se informó un valor medio de 0,023 para las barras de BFRP en comparación con 0,167 para las barras de GFRP. Esta diferencia en los valores de p explica la variación en la tendencia de

la curva de ablandamiento de cada tipo de barras. Como se observó a partir de los resultados de la prueba, las barras de GFRP mostraron una brusca y repentina caída en el esfuerzo en el enlace después de alcanzar la tensión máxima de la barra.

En la Fig. 44, se compara las curvas de deslizamiento de enlace analíticas y experimentales para especímenes BFRP y GFRP representativos. Se puede observar una buena correlación entre las curvas obtenidas para ambos tipos de barras. Cabe señalar que los parámetros calibrados para cada muestra se utilizaron para representar las ramas ascendente y descendente en lugar del valor medio. Una observación importante es que las barras de GFRP exhibieron una rama horizontal después de alcanzar la tensión máxima. Por lo tanto, se encontró que el modelo BPE original representa mejor los datos GFRP que el modelo modificado en esta parte de la curva de deslizamiento.

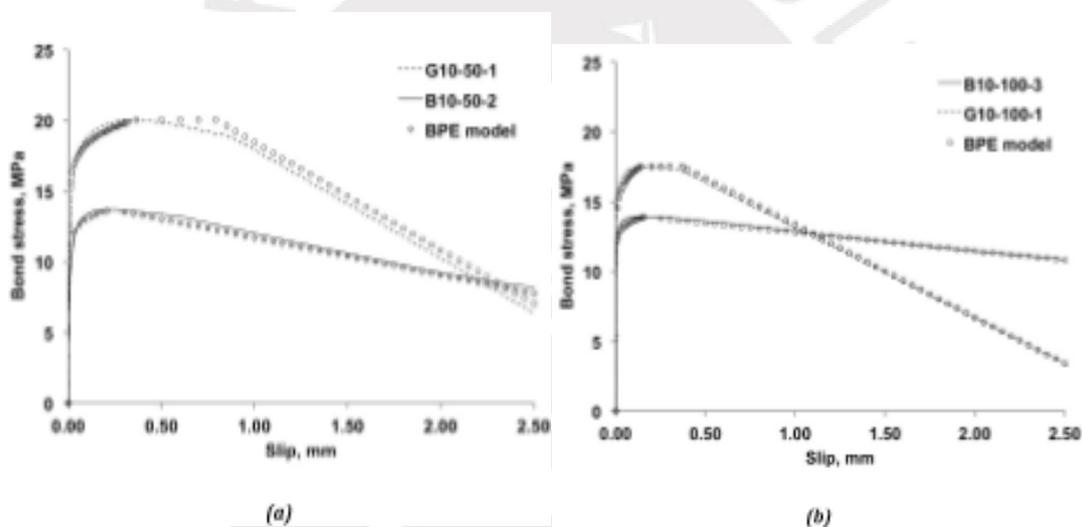


Figura 44.- Grafica de Resultados experimentales vs resultados analíticos usando los modelos del BPE y el mBPE para ambas Barra de BFRP y GRFP con (a) $l_d = 5d$ (b) $l_d = 10d$

Fuente. - Mohammed Amine (2014)

3.7.5. Conclusiones

Se han presentado los resultados de los ensayos sobre el comportamiento en el anclaje y la durabilidad de las barras BFRP y GFRP. Las pruebas Pullout se llevaron a cabo en dos fases: la primera fase investigó el efecto del material de FRP, el diámetro de la barra, d , y la longitud de anclaje de la barra en el concreto, l_d , sobre el comportamiento

en la interface de las barras. La segunda fase investigó el efecto de los ciclos de congelación y descongelación sobre el comportamiento de las barras GFRP y BFRP con una longitud de anclaje de 7 veces el diámetro de la barra.

Las siguientes secciones incluyen un resumen de los resultados de las pruebas obtenidas:

a) Resumen de resultados del ensayo de la fase 1: especímenes no condicionados.

De los ensayos se obtiene que las curvas de desplazamiento de la interfase de ambos tipos de refuerzo (BFRP y GFRP) presentan las mismas tendencias, las cuales presentan un ascenso inicial hasta llegar al esfuerzo pico y un tramo donde el esfuerzo decrece ligeramente conforme aumenta la deformación donde se observó el endurecimiento por anclaje.

De esta fase se concluye lo siguiente:

- Los principales factores que influyen en el comportamiento de la interfase en un FRP convencional tiene un efecto similar en barras de basalto (BFRP). Del ensayo se determina también que cuanto mayor sea el diámetro de la barra, menor será la resistencia de adhesión desarrollada durante las pruebas. De manera similar, el incremento de la longitud de empotramiento de la barra genera un decrecimiento en la resistencia de anclaje en la barra.
- Las barras de basalto desarrollaron el 80% de la resistencia de anclaje en la longitud de anclaje respecto a las fibras de vidrio. En el ensayo, la deformación correspondiente en los extremos sin carga era insignificante para ambos tipos de barras. En los extremos cargados, se presentaron deformaciones de 1.02mm y 0.81 mm en barras bfrp y gfrp respectivamente.
- Las barras BFRP con diámetros pequeños mostraron un mejor anclaje al concreto en las etapas iniciales de carga que las barras de grandes

diámetros. El anclaje medio de barras de BFRP de 10 mm de diámetro fue de 0,67 MPa frente a 1,03 MPa para barras de GFRP (65% de las barras de GFRP).

- Las barras BFRP mostraron un esfuerzo residual mayor que las barras GFRP con un valor promedio de 9 MPa (61% de la tensión máxima) y 10 MPa (68% de la tensión máxima) en los extremos descargado y cargado respectivamente, frente a 7,7 MPa (40% De la tensión máxima) y 5 MPa (30% de la tensión máxima) para las barras de GFRP en extremos descargado y cargado respectivamente.

- Todos los especímenes BFRP fallaron en el modo pull-out. La falla se rige por el corte en la interface entre la capa revestida con arena y las capas de núcleo subsiguientes de las barras. La delaminación parcial de la superficie de grano externo produjo un fallo gradual y dúctil. Por otra parte, un desprendimiento más uniforme y abrupto de la superficie exterior caracterizó el fallo de las barras de GFRP, lo que condujo a una liberación de energía significativa en el fallo.

b) Resumen de resultados del ensayo de la fase 2: especímenes condicionados.

- Una discrepancia en el desempeño de enlace de los especímenes acondicionados BFRP y GFRP se ha producido debido a la naturaleza aleatoria de la exposición a ciclos FT.
- Los valores de esfuerzo normalizado sugirieron que el concreto curado durante ciclos hielo – deshielo no contribuyeron a la mejora de enlace encontrada en algunos ejemplares después de la exposición. La mejora en el esfuerzo en la interfase alcanzada por ejemplares BFRP después de aplicado los ciclos fue atribuido al incremento del diámetro de barra debido a la absorción de agua en la matriz de la barra, que aumenta la fricción y enclavamiento mecánico entre la barra y el hormigón circundante.
- En algunos ejemplares, mejora de enlace debido a hinchazón de la barra fue contrarrestado por la degradación de la capa externa de

la barra y (b) el efecto del desajuste del coeficiente de expansión térmica entre la barra y el concreto. Esto condujo a una pérdida del vínculo con los subsiguientes ciclos FT.

- Los ciclos de hielo-deshielo tenían un efecto perjudicial sobre la adherencia de las barras para hormigón en las primeras etapas de carga, que fue más pronunciado en el caso de barras de GFRP que bares BFRP. Barras GFRP de 10 mm de diámetro perdieron más del 70% de su adherencia al concreto después de 100 ciclos en comparación con el 30% para bares BFRP de igual diámetro
- Fase Analítica: En esta fase, los modelos BPE, mBPE y CMR se calibraron en base a los resultados de la prueba. Se presentó una comparación entre las curvas de deslizamiento de enlace analítico y experimental. Las siguientes observaciones fueron extraídas de esta fase:
 - o Los tres modelos pueden describir con precisión el comportamiento de barras BFRP no condicionadas, considerando los siguientes parámetros: Para modelos BPE y mBPE (a) $\alpha = 0.048$ (b) $p = 0.023$; y para el modelo CMR (a) $\beta = 0,07$ y (b) $sr = 0,056$.
 - o El autor propone los siguientes valores de diseño para describir mejor el comportamiento de interface de los elementos en servicio sometidos a ciclos FT: Para modelos BPE y mBPE (a) $\alpha = 0.041$ (b) $p = 0.01$. El valor relativamente bajo de p representa un aumento en el deslizamiento de la barra después de la tensión máxima y refleja la pérdida gradual de enlace después de la exposición. Para el modelo CMR (a) $\beta = 0,07$ y (b) $sr = 0,04$.

3.8. Revisión bibliográfica del artículo de Thilan Ovitigala et al (2016) Serviciability and Ultimate Load Behavior with Basalt Rebar Polymer Bars.

3.8.1. Resumen

El artículo está enfocado en el estudio del comportamiento de vigas de concreto reforzadas con barras de basalto(BFRP) bajo cargas de servicio y cargas últimas.

Se estudia el comportamiento de las vigas BFRP en flexión para comparar los modos de falla, distribución de grietas, deflexiones y capacidad última. Nos enfocaremos en el estudio de las deflexiones para determinar cuál es el modelo que mejor estima el momento de inercia efectivo " I_e " para el cálculo de estas deflexiones.

Para ello, se estudiaron vigas con BFRP de cuatro tamaños diferentes de barras (10, 13, 16 y 25 mm) y cuantías de refuerzo de 1.43 a 1.7 veces la cuantía balanceada.

En base a los resultados de los ensayos se identificó la relación entre el comportamiento de viga en términos de deflexión y el ratio de refuerzo " ρ/ρ_b ".

3.8.2. Ensayos

Los ensayos estudiaron el comportamiento en flexión de las vigas con BFRP en términos de modos de falla, patrón y distribución de las grietas, deflexiones, distribución de la tracción y la capacidad última de flexión. Para ello se ensayaron ocho vigas las cuales se dividieron de acuerdo a los ratios de cuantías de refuerzo con respecto a la cuantía balanceada " ρ/ρ_b ". Se ensayó tres vigas con bajo ratio (vigas L), tres con ratio intermedio (vigas M) y dos con ratios alto (vigas H).

Se estudia vigas de BFRP con cuatro tamaños diferentes de barras (10, 13, 16 y 25 mm) y ratios de 1.43 a 1.7 veces el acero balanceado.

De los ensayos se observó que todas las vigas tuvieron un modo de fallo similar ocurrido por el aplastamiento del concreto en la mitad de la luz en la zona de compresión. Además, se observó que las vigas H tuvieron un mayor aplastamiento que las vigas M y H. (Figura 1).

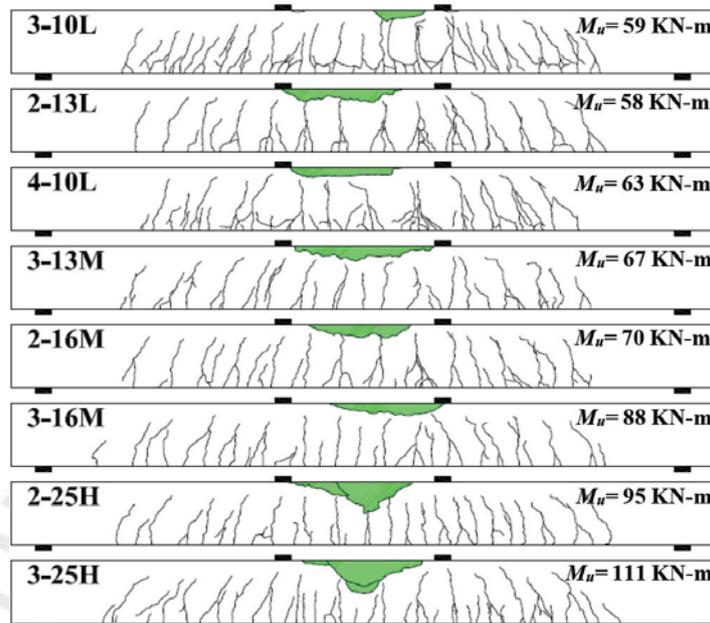


Figura 45.- Aplastamiento y patrones de grieta en vigas con BFRP.

Fuente. - Thilan Ovitigala et al (2016)

Los resultados de los cálculos de deflexiones muestran que las vigas H tienen menores deflexiones que las vigas M y vigas L, es decir, que a mayor ratio de cuantía de refuerzo las deflexiones disminuyen.

Tabla 17: Resultados de deflexiones para cada tipo de viga

Beam No.	ρ/ρ_b per ACI 440.1R	Ultimate strain in BFRP (ϵ_b), $\mu\epsilon$		Flexural strength, MPa		Moment capacity, kN-m							Ultimate deflection Δ , mm
		Experimental	ACI 440.1R ¹	Exp. $f_f = E_f \epsilon_f$	ACI 440.1R ¹	At cracking		At ultimate					
						Experimental	Theoretical	Experimental	ACI 440.1R ²	Strain in BFRP	Experimental/ACI	Experimental/strain	
3-10L	1.43	na	18252	na	1009.5	10.80	11.69	58.75	53.23	na	1.10	na	109.2
2-13L	1.70	18920	15461	994.3	812.5	7.69	11.69	57.72	51.67	60.87	1.12	0.95	86.4
4-10L	1.90	17646	14323	976.0	792.2	10.61	11.69	62.98	55.53	65.61	1.13	0.96	83.8
3-13M	2.62	15583	12183	818.9	640.2	8.07	11.69	66.92	61.90	75.04	1.08	0.89	73.7
2-16M	2.86	13286	12151	690.7	631.7	8.13	11.69	70.12	61.31	64.87	1.14	1.08	66.0
3-16M	4.29	13096	9679	680.9	503.2	8.58	11.69	88.18	72.05	90.34	1.22	0.98	66.0
2-25H	7.13	8773	7399	439.4	370.5	10.17	11.69	94.75	82.91	92.03	1.14	1.03	48.3
3-25H	10.69	7575	5817	379.3	291.3	11.76	11.69	110.70	95.52	111.92	1.16	0.99	40.6

Para el estudio de los momentos de inercia efectivos y deflexiones se comparó diferentes modelos para determinar cuál es el modelo que tiene la mejor predicción de deflexiones inmediatas de vigas con BFRP.

Los modelos parten de la ecuación de Branson (ACI 318-11) la cual es utilizada en vigas de concreto reforzado con acero.

La ecuación del ACI 440.1R-06 se deriva de la ecuación de Branson para dar cuenta de la reducción en la rigidez a la tensión debido al bajo módulo de elasticidad en FRP.

$$I_{e-ACI440} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \beta_d I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \quad 3.11$$

Donde:

$$\beta_d = 0.2 \left(\frac{\rho_f}{\rho_{fb}}\right) \leq 1.0 \quad 3.12$$

Alsayed et al. modificó la fórmula de Branson para vigas con barras de refuerzo con fibras de vidrio (GFRP). Para vigas con BFRP la modificó cambiando el valor de 3 por 5.5 como se muestra en la ecuación 3.

$$I_{e-Alsayed} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^{5.5} I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^{5.5}\right] I_{cr} \leq I_g \quad 3.13$$

Bischoff desarrolló un modelo que predice bien la desviación tanto para el acero como para FRP. Según Bischoff, el modelo fue diseñado para tener en cuenta la rigidez a la tensión de las vigas con FRP sin estar restringido por la relación de refuerzo.

$$I_{e-Bischoff} = \frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{I_{cr}}{I_g}\right) \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2} \leq I_g \quad 3.14$$

Simtreec adopta la siguiente ecuación para predecir I_e :

$$I_{e-ISIS} = \frac{I_g I_{cr}}{I_{cr} + \left[1 - 0.5 \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2\right] (I_g - I_{cr})} \leq I_g \quad 3.15$$

Rafi y Nadjai modifica la ecuación del ACI 440.1R incorporando un factor γ en la ecuación para tener en cuenta las diferencias entre el E_f del FRP con el E_s .

$$\gamma = b_1 \left(1 + \frac{b_2 E_f}{E_s}\right) \quad 3.16$$

Donde b_1 es calculado por análisis estadísticos de la relación con $\frac{\rho_f}{\rho_{fb}}$ y b_2 es tomado como 0.5 por resultado de prueba y error.

$$b_1 = 0.0017 \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} + 0.8541 \quad 3.17$$

$$b_2 = 0.5 \quad 3.18$$

Para comparar los modelos para calcular los momentos de inercia efectivos se construyeron para cada viga una gráfica de Momento de inercia efectivo (I_e) versus M_a/M_{cr} usando las ecuaciones de cada modelo.

3.8.3. Conclusiones

- Los resultados muestran que los modelos del ACI 440 1R-06 y el de Rafi y Nadjai muestran una diferencia con respecto al I_e experimental, por lo tanto, son los más conservadores. Sin embargo, para vigas con alta cuantía de refuerzo tienen resultados aceptables.
- Los modelos de Alsayed et al. y el de Bischoff tienen una excelente correlación para vigas L (baja cuantía) y aceptable para vigas M (cuantía intermedia) y H (cuantía alta). El modelo de SIMTRec es el más preciso de todos los modelos y muestra una mejor correlación con " I_e " a medida que se incrementa el ratio del acero.
- En conclusión, para calcular el momento de inercia efectivo " I_e " el modelo de Alsayed es el más recomendable para vigas con bajo ratio de refuerzo mientras que el modelo de SIMTRec para vigas con un alto ratio de refuerzo.

3.9. Revisión Bibliográfica del artículo de Thilan et al (2016) "Shear Behavior of Basalt Fiber Reinforced Concrete Beams with and without Basalt FRP Stirrups"

3.9.1. Resumen

El refuerzo tradicional por excelencia del concreto es el acero; sin embargo, desde hace ya varios años se vienen realizando pruebas con materiales alternativos como los polímeros. Estos materiales presentan

muchas ventajas frente al acero, entre ellas se puede mencionar: alta resistencia, alta relación entre rigidez y peso y, uno de sus principales atractivos, resistencia a la corrosión y a ataques de agentes químicos.

Entre los polímeros más utilizados como refuerzo para elementos de concreto armado tenemos a la fibra de carbono, fibra de aramida y fibra de vidrio. La fibra de basalto es utilizada en menor medida debido a la poca información disponible acerca de sus propiedades mecánicas y del comportamiento en conjunto con el concreto. Sin embargo, se sabe que la resistencia a fuerza cortante de vigas reforzadas con polímeros tiende a ser menor que las reforzadas con acero. Esto debido a los diferentes mecanismos de transferencia de cortante en ambos sistemas (casi nulo el aporte por efecto de dovela por la poca rigidez transversal del agregado) y a la trabazón del agregado.

Este estudio busca registrar el comportamiento de vigas con refuerzo longitudinal de barras de basalto en dos casos: con y sin estribos de barras de basalto. También se busca discutir las fórmulas de predicción de resistencia a fuerza cortante propuestas por diferentes códigos.

3.9.2. Ensayos

Se realizaron ensayos en doce vigas con refuerzo longitudinal de barras de basalto. Seis de estas vigas, de sección 30x20cm, no fueron reforzadas con estribos y las otras seis, de sección 20x30cm, fueron reforzadas con estribos de acero de 3/8" y de basalto de 10mm. La distancia entre apoyos para las vigas sin estribos fue de 2.40m y para la viga con estribos fue de 3.05m.

En la siguiente tabla se muestra un resumen de los especímenes ensayados:

Tabla 18: Características de las vigas ensayadas

Tipo	Numero de serie	Dimensiones de la viga		Refuerzo longitudinal de fibra de basalto					Estribos		Relación distancia de corte vs peralte efectivo (a/d)	
		b(mm)	h(mm)	Distancia entre apoyos (m)	Diametro de la barra (mm)	Numero de barras	Acero (mm ²)	Peralte efectivo (mm)	colocada/p balanceada	10mm de basalto		3/8" de acero
Sin estribos	5-10N5	300	200	2.44	10	5	410	170	2.69	No		5.65
	5-13N5				13	5	680	170	4.49	No		
	5-16N5				16	5	1050	170	7.15	No		
	6-16N7				16	6	1270	170	8.58	No	7	
	3-25N7				25	3	1530	165	11.1	No		
	4-25N7				25	4	2040	165	14.8	No		
Con estribos	2-13SB1	200	300	3.05	13	2	275	275	1.69	Sí	Sí	1.5
	3-13SB1				13	3	410	275	2.54	Sí	Sí	1.5
	3-16SB1				16	3	630	270	4.03	Sí	Sí	1.5
	2-25B1				25	2	1020	265	6.88	Sí	Sí	1.5
	3-16B2				16	3	630	270	4.03	Sí	Sí	2.5
	3-16B3				16	3	630	270	4.03	Sí	Sí	3.5

*La distancia de corte (a) es la zona donde la fuerza cortante es constante, es decir, la distancia entre el punto de apoyo de la viga y el punto de aplicación de la carga.

** El primer número del número de serie de las vigas representa el número de varillas de refuerzo que tiene, el siguiente número, después del guion, representa el diámetro de las varillas longitudinales, la letra "N" se refiere que la viga no cuenta con estribos y "SB" significa que la si cuenta con estribos, por último el número final se refiere a la relación a/d redondeado al entero menor.

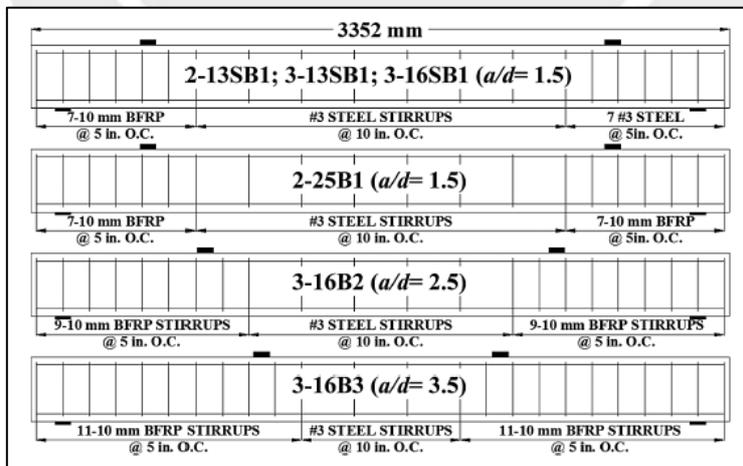


Figura 46.- Aplastamiento y patrones de grieta en vigas con BFRP.
Fuente. - Thilan et al (2016)

La viga se encontraba apoyada en sus dos extremos y se le aplicó carga mediante un gato hidráulico en dos puntos cuya separación variaba de acuerdo con la viga (a/d). Se colocaron medidores de deformaciones en la zona de compresiones, en la zona de tracciones al centro de la luz y en los estribos de fibra de basalto en la tercera, cuarta y quinta posición de izquierda a derecha.

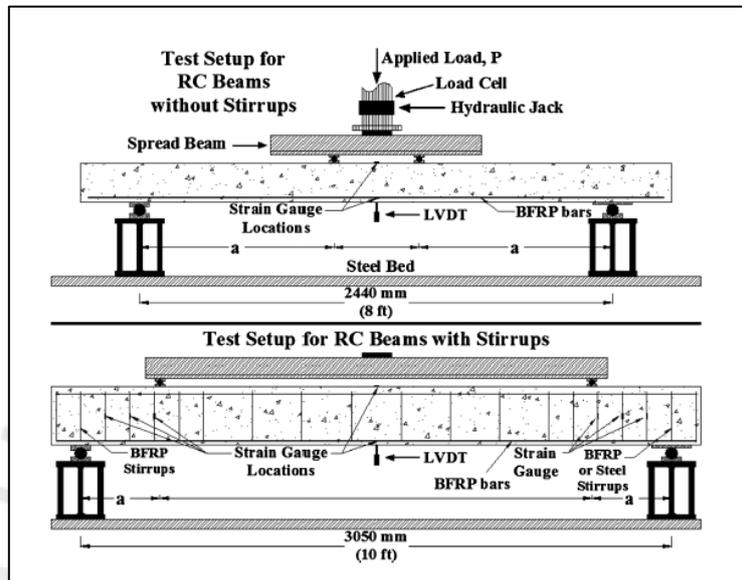


Figura 47.- Aplastamiento y patrones de grieta en vigas con BFRP.
Fuente. - Thilan et al (2016)

3.9.3. Resultados

- Falla en vigas sin estribos

Para estas vigas la primera fisura vertical por flexión se dio en la zona de momento constante, entre las dos cargas puntuales aplicadas, para una carga de 18.1 y 22.9 KN y no se observaron variaciones por la relación cuantía colocada/cuantía balanceada o por la distancia de corte vs el peralte efectivo.

Después de la aparición de más fisuras en la zona de momento constante, a medida que crecía la carga, se produjeron fisuras en la zona de fuerza cortante constante.

Como era de esperarse las vigas fallaron en la zona de fuerza cortante constante y el tipo de falla fue de tensión-cortante.

Se observó que mientras más alto era el valor de cuantía colocada/cuantía balanceada mayor era el número de fisuras que soportaba la viga antes de fallar.

Se pudo registrar que mientras menor era el valor de a/d y mayor era la cuantía colocada/cuantía balanceada se producía una falla menos dúctil.

- Falla en vigas con estribos

- + Al igual que en el caso anterior la primera fisura vertical por flexión se dio en la zona de momento constante. Para vigas con una relación $a/d=1.5$ la carga asociada a la aparición de dichas fisuras vario entre 40.1 y 50.8 KN.

- + Para vigas con una relación a/d mayor, la carga con la cual empezaron a aparecer fisuras era menor.

- + Mientras mayor era la relación cuantía colocada/cuantía balanceada menor era el número de fisuras.

- + Mientras mayor era la relación a/d mayor era el número de fisuras.

- + Dejando de lado la diferencia entre relación de cuantía colocada/cuantía balanceada las vigas con relaciones a/d menores o iguales a 2.5 fallaban por compresión-cortante; sin embargo, para el diámetro más grande de barra se observó que la falla se producía por rotura del refuerzo longitudinal y el estribo.

- + La zona de falla y el ángulo de falla por corte crecían a medida que crecía la relación a/d .

- Predicción de resistencia al cortante

El resumen de los resultados para fuerza cortante se presenta a continuación:

Tabla 19: Resistencia a fuerza cortante en las vigas con estribos y sin estribos

Tipo	Numero de serie	pcolocada/p balanceada	Relación distancia de corte vs peralte efectivo (a/d)	Resistencia a cortante (predicido/experimental)					
				Vult (KN)	Vult normalizado (KN)	ACI 440.1R (ACI 2006)	CSA S806 (CSA 2012)	ISIS (2007)	Hoult et al. (2008)
Sin estribos	5-10N5	2.69	5.65	29.3	0.22	0.68	1.19	1.13	1.01
	5-13N5	4.49		38.7	0.30	0.63	1.23	0.83	0.90
	5-16N5	7.15		45.2	0.35	0.64	0.95	0.70	0.89
	6-16N7	8.58	7	40.2	0.38	0.78	0.85	0.79	0.98
	3-25N7	11.1		48.4	0.46	0.68	0.69	0.62	0.85
	4-25N7	14.8		51.5	0.49	0.72	0.92	0.59	0.88
Promedio						0.69	0.97	0.78	0.92
Desviación estandar						0.062	0.206	0.197	0.062
Con estribos	2-13SB1	1.69	1.5	147.5	0.45	0.57	0.73	0.47	0.70
	3-13SB1	2.54	1.5	195.8	0.60	0.45	0.68	0.51	0.61
	3-16SB1	4.03	1.5	214	0.65	0.43	0.68	0.52	0.65
	2-25B1	6.88	1.5	192.1	0.59	0.49	0.78	0.60	0.76
	3-16B2	4.03	2.5	134.7	0.69	0.68	1.07	0.82	1.03
	3-16B3	4.03	3.5	91.5	0.65	0.99	1.33	1.27	1.35
	Promedio						0.60	0.88	0.70
Desviación estandar						0.211	0.265	0.307	0.287

3.9.4. Conclusiones

- Tanto para las vigas con estribos como para las vigas sin estribos la resistencia a fuerza cortante crecía a medida que se aumentaba la relación cuantía colocada/cuantía balanceada y disminuía a medida que aumentaba la relación a/d.
- Los estribos de fibra de basalto mejoraron el comportamiento de las vigas reforzadas a comparación de las vigas sin refuerzo. Sin embargo, para relaciones de cuantía colocada/cuantía balanceada y diámetros de barras longitudinales grandes esta mejora se veía mermada.
- A pesar de relaciones a/d altas (5.65 y 7) las vigas sin estribos fallaron por tensión-cortante. Además, dicha falla era menor dúctil a medida que aumentaba la relación cuantía colocada/cuantía balanceada.
- Para las vigas con una relación de a/d menor o igual a 2.5 la falla se producía por compresión-cortante. Además, zona de falla crecía a medida que creía la relación cuantía colocada/cuantía balanceada.

- Las fórmulas para predecir la resistencia a fuerza cortante propuestas por el ACI 440.1R (ACI 2006) son bastante conservadoras para ambos casos (con y sin estribos).
- Las fórmulas para predecir la resistencia a la fuerza cortante propuestas por el CSA S806 (CSA 2012) sobreestiman en pequeña proporción, para vigas sin estribos, los resultados para relaciones bajas de cuantía colocada/cuantía balanceada. Este mismo caso se presenta para vigas con estribos y altas relaciones a/d.
- En el caso de las formulas propuestas por Hoult et al. los resultados muestran mayor aproximación a los resultados reales para vigas sin estribos. Sin embargo, para vigas con estribos y valores de a/d altos muestra resultados alejados y muy poco conservadores.
- La situación es muy parecida para el caso de las fórmulas propuestas por el código CSA S806 (CSA 2012). Si bien es cierto que para relaciones bajas de a/d presenta resultados bastante aproximados, para el caso de relaciones a/d altas se puede llegar a predicciones hasta 33% menores que el resultado experimental.

4. ESTUDIO COMPARATIVO ESTRUCTURAL ENTRE VIGAS REFORZADAS CON VARILLAS DE BASALTO Y ACERO.

4.1. Estudio comparativo a Flexión.

El diseño de vigas de concreto reforzadas con varillas de basalto tiene una filosofía relativamente diferente a las vigas reforzadas con varillas de acero ASTM-615 esto debido a los siguientes factores:

Esfuerzo-Deformación en varillas de basalto: Las varillas reforzadas con varillas de basalto son elementos linealmente elásticos hasta su fractura a diferencia de las varillas de acero que son linealmente elásticas hasta que pasan a un rango plástico donde desarrollan la ductilidad. Por esta razón es necesario el uso de otra filosofía de diseño. A continuación, estudiaremos la metodología proporcionada por el ACI 440. R-06, que toma en consideración la perfecta adherencia entre las varillas y el concreto y el equilibrio a analizar en las secciones de concreto (ACI 440.1R-06).

Haciendo un estudio de los módulos de elasticidad para varillas de Basalto, hemos optado por tomar tres datos de tres autores para hacer un estudio comparativo de la curva esfuerzo – deformación entre las varillas de Basalto y las varillas de acero ver figura 48.

Tabla 20: Resistencia a fuerza, modulo de Elasticidad y Deformación unitaria

Autor	esfuerzo(Mpa)	Ef(Mpa)	e(mm/mm)
MOHAMED	1236.06	50000	0.0247212
OVITIGALA	1236.06	55850	0.02213178
ADHIKARI	1236.06	84000	0.014715

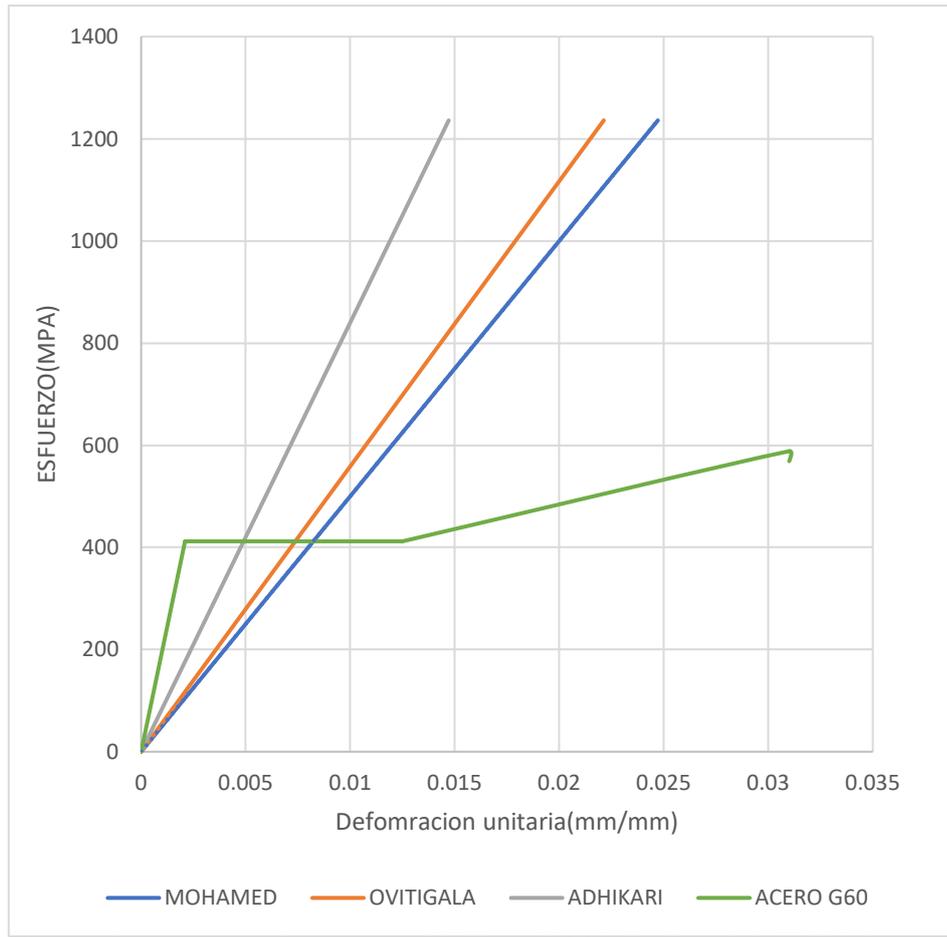


Figura 48.- Comparación de las curvas esfuerzo – deformación del BFRP y el Acero
Fuente. – Propia

Relación dada por el ACI 440 para tener la cuantía balanceada en vigas con varillas de basalto:

$$\rho_{fb} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_{fu}} \frac{E_f \epsilon_{cu}}{E_f \epsilon_{cu} + f_{fu}} \quad 4.1$$

Donde

β_1 = Factor que depende de f'_c

f'_c = Resistencia a compresión del concreto

E_f = Módulo de elasticidad longitudinal de las varillas de basalto

ϵ_{cu} = Deformación unitaria límite del concreto

f_{fu} = Resistencia última de la varilla de basalto

El ACI no permite tomar en cuenta el esfuerzo a compresión para las varillas poliméricas (ACI 440.1R-06). Además, las vigas reforzadas con estas varillas poseen dos modos de falla: una con la sección sub-reforzada donde fallaran las varillas de basalto y la otra con sección sobre-reforzada donde fallará el concreto en compresión. A diferencia de las varillas de acero ambas formas de falla son frágiles. Sin embargo, el aplastamiento del concreto puede permitir menos fragilidad que la ruptura de la barra debido al hecho de que el concreto confinado puede proveer un segundo pico de resistencia (L.C. Bank, 2007). Esto nos lleva a concluir que es mejor el sobre-refuerzo de la viga con varillas de basalto a diferencia de la filosofía convencional que buscaba que las vigas reforzadas con varillas de acero fueran sub-reforzadas. Esto puede explicarse por qué el factor de seguridad para las vigas de concreto reforzadas con varillas de acero tiene un factor de seguridad de 0.9, mientras el factor de seguridad de una viga de concreto reforzada con varillas de basalto es variable de 0.65, factor que corresponde a la falla frágil asociada con el aplastamiento del concreto. Sin embargo, tomando en cuenta la variabilidad este factor podría ir dentro de 0.65 a 0.55. Sin embargo, es necesario aclarar que el ACI acepta ambas fallas, la del aplastamiento del concreto y la rotura de las varillas con fibras plásticas. La naturaleza elástica de las varillas con varillas de basalto no permite la formación de rotulas plásticas, por lo tanto, no permite la redistribución de momentos. Las varillas con varillas de basalto son usadas en capas, los esfuerzos en cada capa deberían ser calculados separadamente para obtener la capacidad de la viga a diferencia de las vigas de concreto reforzadas con acero donde se permite asumir un centroide para las capas de acero. Esto fue verificado por varios investigadores que, la naturaleza anisotrópica del material no afecta el comportamiento a flexión de la sección (Nanni, 1993).

Para la sección sobre-reforzada, el ACI da la siguiente resistencia a flexión para las vigas:

$$M_n = A_f f_f \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad 4.2$$

$$a = \frac{A_f f_f (E_f \epsilon_{cu})^2}{0.85 f'_c b} \quad 4.3$$

$$f_f = \sqrt{\frac{(E_f \epsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{\rho_f} E_f \epsilon_{cu} - 0.5 E_f \epsilon_{cu}} \quad 4.4$$

$$M_n = \rho_f f_f (1 - 0.59 \frac{\rho_f f_f}{f'_c}) b d^2 \quad 4.5$$

Fórmulas usadas para el acero:

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 * Mu / (0.85 * \phi * f'_c * b)} \quad 4.6$$

$$A_s = 0.85 f'_c a b / f_y \quad 4.7$$

M_n = Momento nominal de la sección de viga.

A_f = Área de las varillas reforzadas con fibra.

f_f = Resistencia de las varillas con fibras cuando el concreto falla a compresión.

d = Peralte efectivo de la sección.

E_f = Módulo de elasticidad longitudinal de las varillas de basalto.

ϵ_{cu} = Deformación unitaria límite del concreto.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

b = Ancho de la viga.

β_1 = Factor que depende de f'_c

a = Profundidad del bloque de compresión según Whitney.

La relación esfuerzo & deformación es muy importante para la determinación del momento resistente.

4.1.1. Ejemplo de cálculo de área de basalto mediante el momento último

Se muestra a continuación la figura en planta de las vigas de .25x.50.

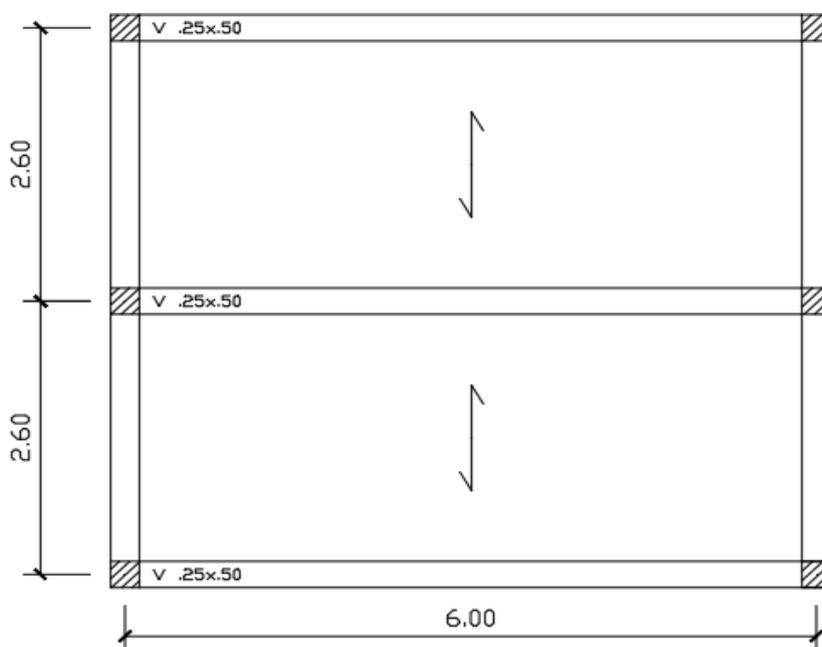


Figura 49.- Vista en planta de viga a analizar

Fuente. – Fuente propia

$L = 6 \text{ m}$

Ancho tributario (Ltr) = 2.6 m

s/c = 0.2 tn/m²

carga losa = 0.4 tn/m²

Peso propio = $2.4 \cdot 0.25 \cdot 0.5 = 0.3 \text{ ton/m}$

$W_{cm} = \text{carga losa} \times \text{Ltr} + \text{peso propio} = 0.4 \cdot 2.6 + 0.3 = 1.34 \text{ tn/m} \leftrightarrow 13.145 \text{ KN/m}$

$W_{cv} = \text{s/c} \times \text{Ltr} = 0.2 \cdot 2.6 = 0.52 \text{ tn/m} \leftrightarrow 5.101 \text{ KN/m}$

Se obtiene lo siguiente:

- $W_{cm} = 13.15 \text{ KN/m}$
- $W_{cv} = 5.10 \text{ KN/m}$

Con estas cargas se calcula el M servicio =

$$M_{serv} = \frac{(13.15 + 5.10) \times 6^2}{8} = 82.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Datos de los materiales:

- $f'_c = 20.6 \text{ MPa} \leftrightarrow 210 \text{ kg/cm}^2$

- $f_{fu} = 1160 \text{ MPa}$ (Datos del proveedor de la fibra)

- $E_f = 55850 \text{ MPa}$ (Datos del proveedor de la fibra)

- Datos geométricos:

- $d = 440 \text{ mm}$

- $b = 250 \text{ mm}$

- $h = 500 \text{ mm}$

- $d_c = 60 \text{ mm}$

- Datos estructurales

- $\phi = 0.65$ (asumido)

- $M_u = 121.429 \text{ KN.m}$

- $M_n = 186.814 \text{ KN.m}$

Momento-Resistencia según ACI 440.1R-06

- 1) Hallar el factor β_1 que depende del concreto

$\beta_1 = 0.85$ para $f'_c \leq 28 \text{ Mpa}$

$\beta_1 = 1.064 - 0.00714 * f'_c$, $28 \text{ Mpa} \leq f'_c \leq 55 \text{ Mpa}$

$\beta_1 = 0.65$ para $55 \text{ Mpa} \leq f'_c$

- Para el presente caso: $f'_c = 20.6 \text{ MPa}$

$$\beta_1 = 0.85$$

- 2) Hallar el área de basalto, a partir de las siguientes fórmulas

Reemplazando los valores en la ecuación (4-4):

$$f_f = \sqrt{\frac{(55850 \times 0.003)^2}{4} + \frac{0.85 \times 0.85 \times 20.6 \times 55850 \times 0.003}{\frac{A_f}{250 \times 440}}} - 0.5 \times 55850 \times 0.003$$

- Reemplazamos los valores en la ecuación (4-5):

$$186.815 \times 10^6 = \frac{A_f}{250 \times 440} f_f \left(1 - 0.59 \frac{\frac{A_f}{250 \times 440} f_f}{20.6}\right) \times 250 \times 440^2$$

Resolviendo la ecuación se obtiene el área de basalto

$$A_f = 867.7 \text{ mm}^2$$

Cantidad de varillas: $3\phi 3/4$

4.1.2. Ejemplo de cálculo de factor de reducción

Hallaremos ϕ

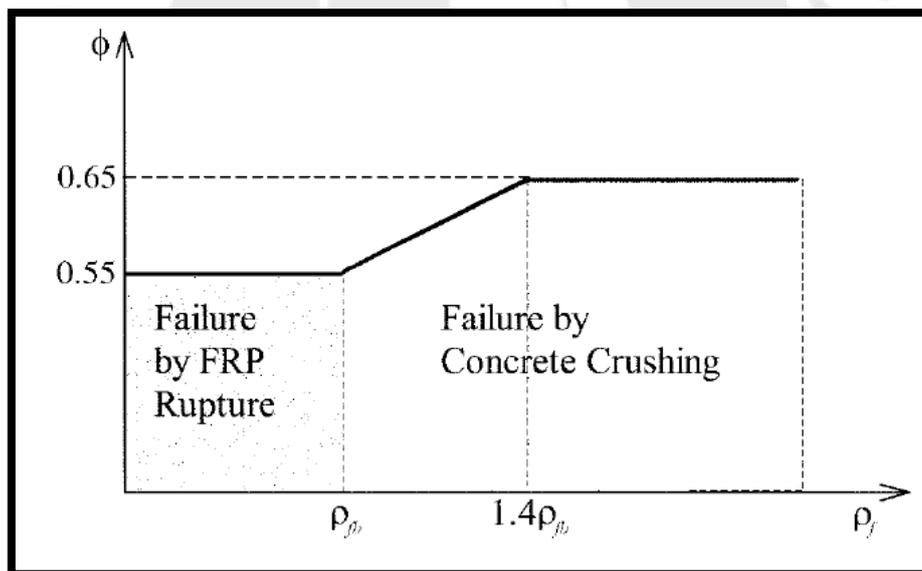


Figura 50.- Factor de reducción a flexión de varillas poliméricas
Fuente. - ACI Committee 440 (2006)

Cuantía de la sección:

$$\rho = \frac{A_f}{bd} = 0.007745$$

Cuantía balanceada:

$$\rho_{fb} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_{fu}} \frac{E_f \epsilon_{cu}}{E_f \epsilon_{cu} + f_{fu}} = 0.00158$$

$$1.4x\rho_{fb} > \rho$$

Por lo tanto, el \emptyset es 0.65.

4.1.3. Ejemplo de cálculo del área de refuerzo de acero para el mismo momento.

- Datos de los materiales:

-f'c = 20.6 MPa <> 210 kg/cm²

-fsy = 411.88 MPa

-Es = 200000 MPa

- Datos geométricos:

-d = 440 mm

-b = 250 mm

-h = 500 mm

-dc = 60 mm

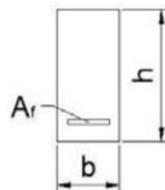


Figura 51.- Sección de viga

Fuente. – Fuente propia

- Datos estructurales

$$-\phi = 0.90$$

$$-Mu = 121.429 \text{ KN.m}$$

$$-Mn = 134.922 \text{ KN.m}$$

Momento-Resistencia según ACI 318

1) Hallar el área de acero para la sección:

- Resolviendo las ecuaciones (4-6) y (4-7), se obtiene los valores del área de acero y la altura del bloque de compresión de Whitney

$$A_s = 815 \text{ mm}^2$$

$$a = 76.7 \text{ mm}$$

Cantidad de varillas: 3Φ3/4"

4.2. Estudio Comparativo Usando el Diagrama de Momento Curvatura

4.2.1. Varillas Poliméricas (FRP)

Tabla 21: Propiedades mecánicas de barras FRP y el acero

Material	Esfuerzo último (MPa)	Módulo de elasticidad (GPa)	Deformación de falla (%)
GFRP	483-1600	35-51	1.2-3.1
CFRP	600-3690	120-580	0.5-1.7
AFRP	1720-2540	41-125	1.9-4.4
Acero	483-690	200	6-12

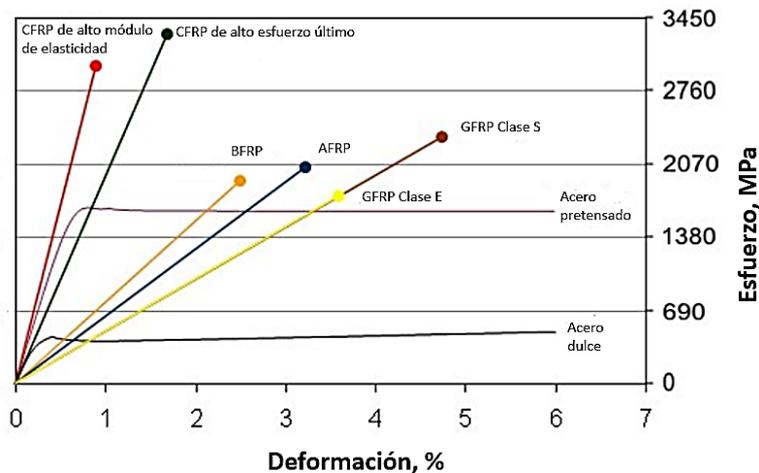


Figura 52.- Gráficas Esfuerzo vs. Deformación de barras FRP y de acero dulce

Fuente: Prince Engineering (2011)

Al observar la Figura 50, se puede notar que las deformaciones alcanzadas en las barras FRP son menores que en el acero y que su relación esfuerzo-deformación es totalmente lineal sin presencia de una plataforma de fluencia, lo cual se traduce en la posibilidad de falla frágil. Sin embargo, de los valores mostrados en la Tabla 23, se puede notar que los esfuerzos últimos para las barras FRP son mayores que el acero. Lo que significará una mayor reserva de resistencia que compensará la falta de ductilidad.

4.2.2. Modelos constitutivos del concreto

Un modelo constitutivo es un diagrama que pretende describir el comportamiento esfuerzo-deformación de un material determinado. Actualmente, existen varios modelos constitutivos para el concreto y cada uno tiene ciertas consideraciones en su idealización abarcando desde modelo de bloque rectangular, utilizado en la normativa ACI440, hasta modelos conformados con ecuaciones lineales y parábolas.

Los modelos a usarse son los planteados por el Comité Europeo del Concreto (CEB), y el modelo de Kent y Park en lo que refiere al cálculo del momento nominal. A continuación, se realiza una breve presentación de los modelos mencionados:

4.2.2.1. Comité Europeo del Concreto (CEB)

Este modelo es usado en Europa, corresponde a un modelo inelástico perfectamente plástico. El diagrama de esfuerzos consiste en una parábola de segundo grado con una de las componentes del vértice final correspondiente a

una deformación del concreto igual a 0.002 y en seguida, una línea recta cuyo fin corresponde a una deformación del concreto igual a 0.0035. Para ambos vértices, la otra componente es igual a la resistencia a compresión del concreto reducida a un valor de $0.85f'_c$.

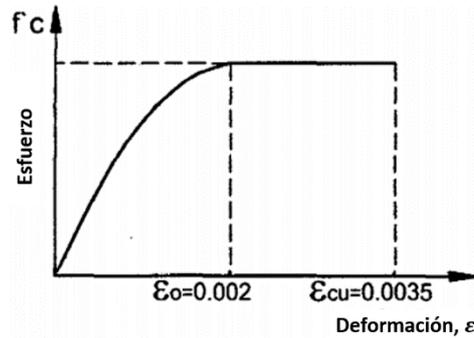


Figura 53.- Modelo parábola-rectángulo CEB

Fuente: Ottazzi (2017)

4.2.2.2. Kent y Park

Este modelo tiene entre sus parámetros la cuantía volumétrica de confinamiento por lo que puede representar el comportamiento del concreto con o sin confinar. Tiene una zona inicial parabólica que alcanza la resistencia a compresión del concreto f'_c en una deformación unitaria igual a 0.002, después sigue una zona decreciente lineal hasta perder capacidad en un 80% cuya deformación se define de acuerdo a la correspondiente en una pérdida de capacidad del 50%. Cuando se trata de concreto confinado, luego de perder capacidad en un 80%, el modelo considera una capacidad remanente constante válida hasta el agotamiento (Chang, 2015).

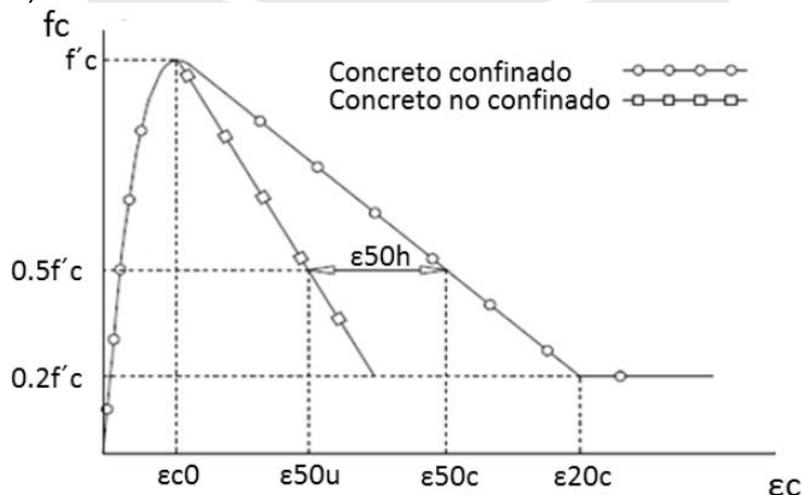


Figura 54.- Modelo parábólico-lineal Kent-Park

Fuente. - Thilan et al (2016)

La deformación al perder capacidad del 50% en un concreto sin confinar (ϵ_{50u}) se define mediante (Chang, 2015):

$$\epsilon_{50u} = (3 + 0.002 f_c) / (f_c - 1000) \quad 4.8$$

En la Ec. (4.1), f_c está expresado en psi. Por otra parte, en el caso del concreto confinado, la deformación incrementa hasta un valor de ϵ_{50c} por la presencia de estribos (ϵ_{50h}) que se define mediante (Chang, 2015):

$$\epsilon_{50h} = 0.75 \rho'' (b''/s) ^{0.5} \quad 4.9$$

En la Ec. (4.2), ρ'' es la cuantía volumétrica de estribos de confinamiento en función del núcleo confinado, b'' es la menor dimensión del núcleo confinado y s es el espaciamiento entre estribos (Chang, 2015):

4.2.3. Cálculo de momento nominal para momento curvatura

La resistencia nominal (M_n) es la capacidad máxima de la sección que se calcula mediante un modelo mecánico del elemento analizado frente a la sollicitación que se elija utilizando las dimensiones del elemento, cantidad de refuerzo indicado en planos y resistencias especificadas del refuerzo y del concreto en la calidad de los mismos. En la actualidad, se emplea el Diseño por Resistencia el cual se rige bajo la premisa "Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida" donde la Resistencia de Diseño es la resistencia nominal reducida por el factor ϕ correspondiente a su sollicitación y la Resistencia Requerida proviene del efecto de las cargas mayoradas por factores indicados en normas (Ottazzi, 2017).

A continuación, se presenta el cálculo del momento nominal para los 3 modelos constitutivos presentados en el acápite anterior. Se realizará para una sección rectangular de 25x50cm con refuerzo de 3 barras de 3/4" ($A_f=8.52 \text{ cm}^2$), el concreto posee una resistencia a la compresión $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$, el módulo de elasticidad del refuerzo es $E_f=570000 \text{ kg/cm}^2$ y el esfuerzo de tensión última en el refuerzo es $f_{tu}=12000 \text{ kg/cm}^2$.

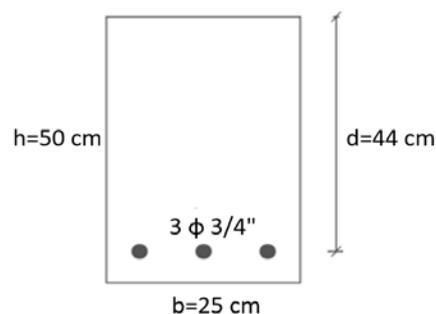


Figura 55.- Sección de viga considerada para los cálculos

Fuente: Fuente Propia

4.2.3.1. Instituto Americano del Concreto (ACI)

El cálculo de momento nominal según el ACI 440.1R se realiza de acuerdo al valor de la cuantía de refuerzo (ρ_f) si es mayor o menor a la cuantía de refuerzo balanceada (ρ_{fb}). Donde las ecuaciones para hallar el valor de las cuantías se presentan en seguida y después, se presenta el cálculo de momento nominal de acuerdo al criterio mencionado anteriormente:

$$\rho_f = \frac{A_f}{b d} \quad 4.10$$

$$\rho_{fb} = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_{fu}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \quad 4.11$$

4.2.3.1.1. Momento nominal para $\rho_f > \rho_{fb}$

ACI propone primero calcular el esfuerzo en tensión del refuerzo (f_f), el cual debe ser menor al esfuerzo último en el refuerzo. Mediante el equilibrio de fuerza y la compatibilidad de deformaciones se pueden llegar a las expresiones que se mostrarán, las cuales son equivalentes, la diferencia radica en que una tiene en cuenta el área de refuerzo mientras que la otra lo expresa en base a la cuantía de refuerzo cuyo cálculo está expresado en la Ec. (5.3)

$$f_f = \sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} - 0.5 E_f \varepsilon_{cu} \leq f_{fu} \quad 4.12$$

$$M_n = A_f f_f \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad 4.13$$

Donde:

$$a = \frac{A_f f_f}{0.85 f'_c b} \quad 4.14$$

También se aplica:

$$M_n = \rho_f f_f \left(1 - 0.59 \frac{\rho_f f_f}{f'_c} \right) b d^2 \quad 4.15$$

4.2.3.1.2. Momento nominal para $\rho_f < \rho_{fb}$

En este caso, la falla del elemento inicia con la ruptura del refuerzo FRP por lo que debe establecerse una equivalencia para que el esfuerzo del concreto corresponda a la deformación que ha alcanzado, lo cual probablemente no coincida con la máxima deformación que puede alcanzar igual a 0.003. Al tener como incógnitas la deformación del concreto en la falla (ε_c), la profundidad del eje neutro (c), el factor de reducción para el bloque (α) y el ratio de la profundidad del bloque respecto al eje neutro (β) el ACI propone una simplificación para el

cálculo del momento nominal:

$$M_n = A_f f_{fu} \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

4. 16

Aunque no influya en el cálculo del momento nominal, puede resultar interesante mencionar que el factor de reducción de resistencia ϕ varía conforme lo hace la cuantía de refuerzo utilizada según lo muestra la siguiente figura:

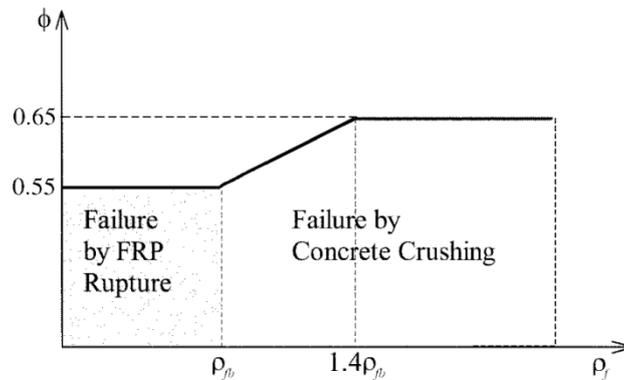


Figura 56.- Variación del valor de ϕ con la cuantía de refuerzo

Fuente: ACI Committee 440 (2006)

Considerando una deformación del concreto última (ϵ_{cu}) de 0.003 que es la correspondiente a la idealización del bloque de compresiones y aplicando las Ec. (5.3) y (5.4) se tiene:

$$\rho_f = 0.00775$$

$$\rho_{fb} = 0.00158$$

Se cumple la condición $\rho_f > \rho_{fb}$ por lo que se aplican las Ec. (5-12), (5-13) y (5-14) de lo que se obtiene lo siguiente:

$$f_f = 4995.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 9.54 \text{ cm}$$

$$M_n = 16.7 \text{ ton.m}$$

4.2.3.2. Comité Europeo del Concreto (CEB)

En este caso, el cálculo del momento nominal se realiza en base a compatibilidad de deformaciones, relación esfuerzo-deformaciones y equilibrio en la sección. Es importante señalar que no se buscará verificar condición de fluencia como se realiza cuando el refuerzo es acero puesto que la relación esfuerzo-deformación para las barras FRP es elástica lineal para cualquier deformación hasta la falla.

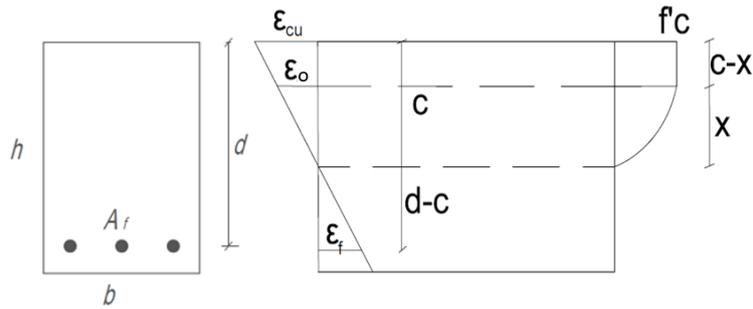


Figura 55.- Deformaciones en la sección de la viga

Fuente: Propia

Será necesario tener en consideración durante los cálculos la diferencia de ecuaciones en la forma de la curva del concreto ya que la parte inicial es parabólica y la parte final, lineal. Las ecuaciones obtenidas serán:

Compatibilidad:

$$\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} * (d - c) \quad 4.17$$

Relación esfuerzo-deformación:

$$f_f = E_f * \varepsilon_f \quad 4.18$$

Equilibrio de la sección:

$$T = A_f * f_f \quad 4.19$$

$$C_c = \frac{2}{3} * f'c * b * c * \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_{cu}} + f'c * b * c * \left(1 - \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_{cu}}\right) \quad 4.20$$

$$C_c = T \quad 4.21$$

Longitud de parte parabólica:

$$x = \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_{cu}} * c \quad 4.22$$

Centroide de compresiones:

$$\bar{y} = \frac{\frac{2}{3} * f'c * x * (c - x + \frac{3x}{8}) + f'c * (c - x)^2 / 2}{\frac{2}{3} * f'c * x + f'c * (c - x)} \quad 4.23$$

Brazo de palanca:

$$j_d = d - \bar{y} \quad 4.24$$

Momento nominal:

$$M_n = j_d * f_f * A_f \quad 4.25$$

Si se reemplaza la Ec. (4-19) en la Ec. (4-18) para luego colocarla junto a la Ec. (4-20) en la Ec. (4-21) se puede obtener el valor de c.

$$c = 11.42 \text{ cm}$$

Con el valor de c, se puede obtener la longitud de la parte parabólica mediante

la Ec. (4.22) para después reemplazarla en la Ec. (4.23) y hallar el centroide de las compresiones en el concreto. Con la Ec. (4.24), se podrá determinar el brazo de palanca de cualquiera de las fuerzas ya sea la tracción en el refuerzo o la compresión en el concreto y finalmente, se usa las Ec. (4.17), (4.25) y (4.24) para hallar el momento nominal.

$$\begin{aligned}x &= 6.53 \text{ cm} \\ \bar{y} &= 4.75 \text{ cm} \\ j_d &= 39.25 \text{ cm} \\ \varepsilon_f &= 0.009985 \\ f_f &= 5691.5 \text{ kg/cm}^2 \\ M_n &= 19.04 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

4.2.3.3. Kent y Park

En este caso, el proceso es similar al presentado en el cálculo del momento nominal con el diagrama constitutivo propuesto por el CEB. Las acotaciones a realizar son que la deformación última en el concreto alcanza un valor de 0.004 y que la parte final es una línea recta con caída de 0.15 f'c lo que desencadena que el esfuerzo de compresión último considerado para el concreto sea 0.85f'c; por lo tanto, las partes que se tendrán serán parabólica y la parte final, trapezoidal. Las ecuaciones se conservan a excepción de aquellas en las que influye la geometría del diagrama constitutivo como lo son la Ec. (5.20) y (5.23), de las cuales se presentarán sus correcciones a continuación:

$$f_u = 0.85 f'c \quad 4.26$$

$$C_c = \frac{2}{3} * f'c * b * c * \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_{cu}} + (f'c + f_u) * 0.5 * b * c * \left(1 - \frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_{cu}}\right) \quad 4.27$$

$$\bar{y} = \frac{\frac{2}{3} * f'c * x * \left(c - x + \frac{3x}{8}\right) + f_u * \frac{(c-x)^2}{2} + (f'c - f_u) * \frac{(c-x)^2}{3}}{\frac{2}{3} * f'c * x + (f'c + f_u) * 0.5 * (c-x)} \quad 4.28$$

Siguiendo el proceso presentado anteriormente, se obtendrá:

$$\begin{aligned}c &= 12.17 \text{ cm} \\ x &= 6.09 \text{ cm} \\ \bar{y} &= 5.32 \text{ cm} \\ j_d &= 38.68 \text{ cm} \\ \varepsilon_f &= 0.01046 \\ f_f &= 5963.2 \text{ kg/cm}^2 \\ M_n &= 19.66 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

4.2.4. Diagrama momento-curvatura

El diagrama momento-curvatura es una manera de describir el comportamiento de una sección de concreto con refuerzo. Los puntos comúnmente usados para la elaboración de este diagrama son los correspondientes al momento de agrietamiento de la sección (M_{cr}), inicio de la fluencia del refuerzo (M_y) y la capacidad máxima de la sección (M_{max}); sin embargo, las barras FRP no presentan una plataforma de fluencia. Por tal motivo, el presente caso, el diagrama momento-curvatura omite el punto correspondiente al inicio de fluencia del refuerzo (M_y).

El cálculo de los momentos antes e inmediatamente después de la fisuración con los modelos constitutivos seleccionados se realiza bajo el mismo proceso; además, se considerarán las siguientes hipótesis (Ottazzi, 2017):

- Las secciones planas permanecen planas
- El comportamiento del concreto, bajo cargas de servicio, en tracción y compresión tiene un comportamiento lineal elástico. Este planteamiento es conservador para esfuerzos de compresión hasta 0.4 o 0.5 de f'_c .
- No existe la posibilidad de que se produzca una falla prematura por cortante o por pandeo lateral.
- La adherencia entre el concreto y las barras FRP es perfecta.

El procedimiento para calcular el momento antes de la fisuración (M_v), con el aporte del concreto y las barras de FRP, se realiza empleando el momento de inercia de la sección transformada (I_{tr}) y la resistencia en tracción por flexión del concreto (f_r):

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \quad 4.29$$

$$M_v = f_r I_{tr} \quad 4.30$$

El cálculo de esfuerzo en el concreto puede ser calculado en base al momento flector actuante (M), a la posición del eje neutro (c) y al momento de inercia de la sección transformada. A su vez, con dicho valor podrá calcularse la curvatura alcanzada.

$$f_c = \frac{M \cdot c}{I_{tr}} \quad 4.31$$

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{f_c / E_c}{c} \quad 4.32$$

Además, para el cálculo del momento inmediatamente después de ocurrida la fisuración se asume un incremento del 10% del momento calculado inmediatamente antes de que se genere las fisuras en el concreto. Finalmente,

los momentos nominales ya han sido calculados con detalle en la sección 4. Se presentan los resultados del cálculo de momento-curvatura, instantes antes de la fisuración (AF) e instantes después de la fisuración (DF). I_{tr} se obtiene para AF de la sección transformada agrietada y para DF, de la sección transformada agrietada ignorando el concreto en tracción; para ambos casos, el proceso de cálculo de las otras variables intermedias es común: M se obtiene mediante la Ec. (5.30); c se obtiene de la suma de momento estáticos respecto al borde superior; f_c se calcula usando la Ec. (5.31) y para hallar φ se usa la Ec. (5.32) Se debe hacer la observación de que los resultados a obtener para los 3 modelos constitutivos en cuanto respectan a los valores descritos en el párrafo anterior son los mismos, pues todos se rigen bajo la hipótesis de que el comportamiento del concreto será lineal siempre y cuando sea menor que $0.5f'_c$.

Tabla 22: Valores obtenidos del cálculo para antes y después de la fisuración comunes a los 3 modelos constitutivos del concreto

	$I_{tr}(cm^4)$	$M(Ton.m)$	$c(cm)$	$f_c(Kg/cm^2)$	$\varphi(1/m)$
AF	525728	6.12	25.10	29.22	0.0005
DF	35631	6.37	5.83	104.15	0.0082

4.2.4.1. Diagramas Momento-Curvatura para los modelos constitutivos del concreto

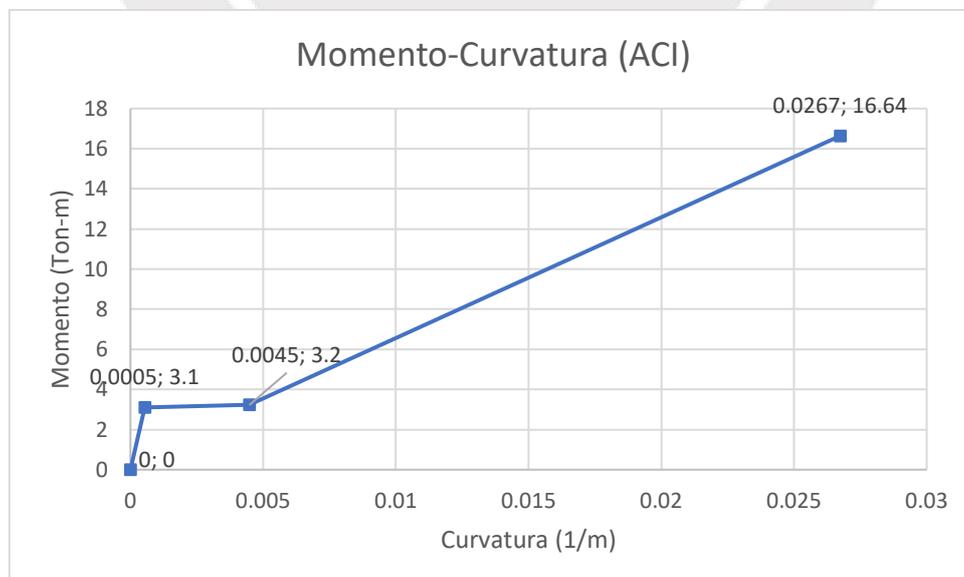


Figura 56.- Diagrama Momento-Curvatura con modelo constitutivo de ACI

Fuente: Propia

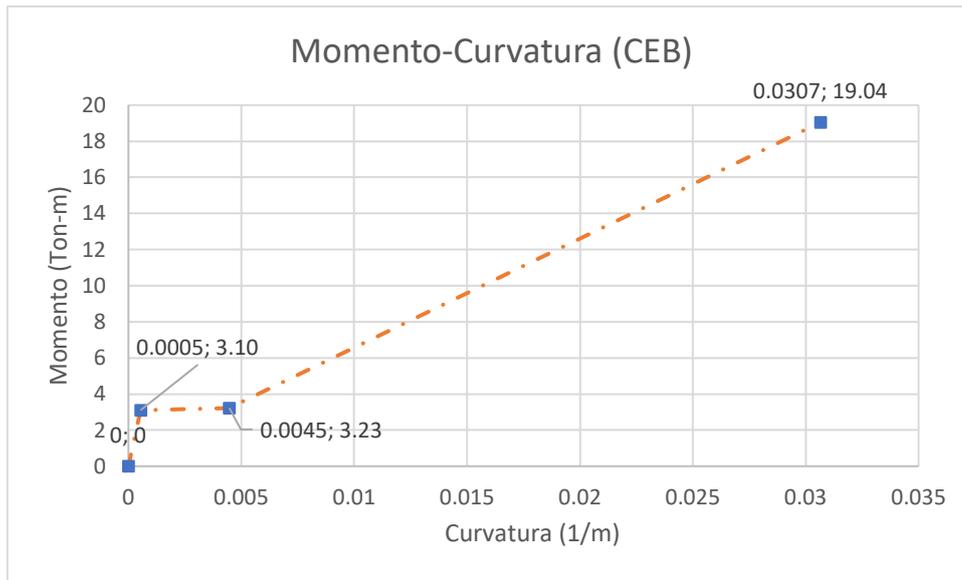


Figura 57.- Diagrama Momento-Curvatura con modelo constitutivo de CEB
Fuente: Propia

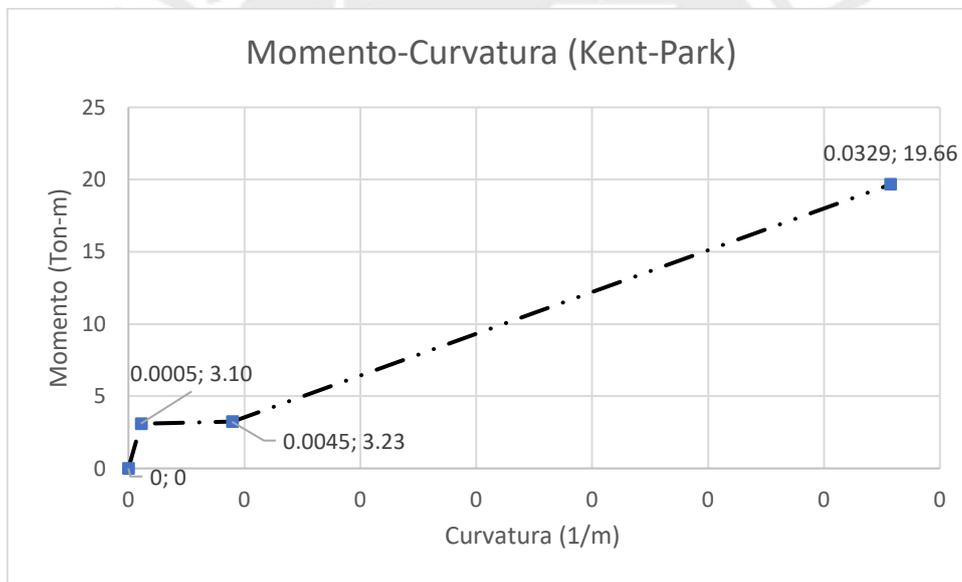


Figura 58.- Diagrama Momento-Curvatura con modelo constitutivo de Kent-Park
Fuente: Propia

4.2.4.2. Momento-Curvatura de la viga con acero de refuerzo

Por una cuestión de interés, se ha desarrollado el procedimiento para el momento-curvatura para la misma sección transversal de la viga, pero reforzada con área de acero de manera que la sección tenga la misma resistencia. Se utilizó el modelo constitutivo planteado por el Comité Europeo del Concreto.

Para el cálculo del acero necesario se utilizó el Momento Nominal resultante del modelo ACI y se calculó el Momento Último:

$$Mn = 19.04 \text{ ton} - m$$

Cuantía de refuerzo:

$$\rho_f = 0.0077$$

Cuantía balanceada:

$$\rho_b = 0.0016$$

Como se cumple que $1.4\rho_b > \rho_f$ entonces $\phi = 0.65$

$$Mu = \phi Mn$$

$$Mu = 12.38 \text{ ton} - m$$

Para este Mu se calcula el área de acero necesaria la cual resulta un valor de

$$As = 8.15 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo de los puntos necesarios para la construcción del diagrama de momento-curvatura, se siguieron los procedimientos anteriormente explicados; sin embargo, debido a que el acero presenta una zona de fluencia, se realizó un cálculo adicional correspondiente al momento y curvatura en el inicio de fluencia del acero. Dicho cálculo se explica a continuación.

Para este caso, el cálculo del momento de fluencia se realizó teniendo como base la compatibilidad de deformaciones, relación esfuerzo-deformaciones y equilibrio en la sección como se mostró en la Figura 56. Será necesario tener en consideración durante los cálculos la diferencia de ecuaciones en la forma de la curva del concreto ya que la parte inicial es parabólica y la parte final, lineal. Las ecuaciones obtenidas serán:

- Compresión en el concreto:

$$fc = -a_1 \varepsilon_c^2 + a_2 \varepsilon_c \quad 4.33$$

$$a_1 = f'c / \varepsilon_0^2 \quad 4.34$$

$$a_2 = 2f'c / \varepsilon_0 \quad 4.35$$

- Resultante de compresiones en el concreto:

$$C_c = \int_0^c fc(y)b dy = b(0.5 \times a_2 \times c \times \varepsilon_c - a_1/3 \times c \times \varepsilon_c^2) \quad 4.36$$

- Resultante de tracciones del acero:

$$T = A_s f_y \quad 4.37$$

- Compatibilidad:

$$\frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_y}{(d-c)} \quad 4.38$$

- Curvatura de fluencia y el momento de fluencia:

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad 4.39$$

$$M_y = T(d - k_2c) \quad 4.40$$

Para el cálculo del momento de fluencia es necesario determinar previamente la posición de la resultante de las compresiones en el concreto (Ottazzi, 2017). Los resultados obtenidos mediante la resolución de Ec. (5.33) hasta la Ec. (5.40) son:

$$f_c = 121.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$c = 10.99 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_c = 0.0007$$

$$\varphi_y = 0.0072 \text{ 1/m}$$

$$M_y = 13.28 \text{ Ton} - m$$

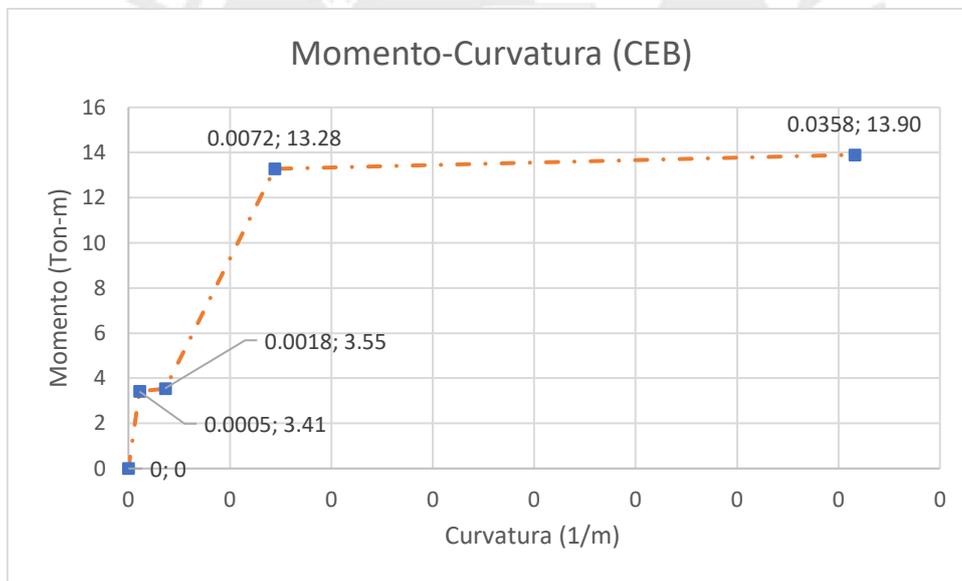


Figura 59.- Diagrama Momento-Curvatura para la viga con acero de refuerzo
Fuente: Propia

Finalmente, se muestra los diagramas Momento-Curvatura superpuestos hallados anteriormente:

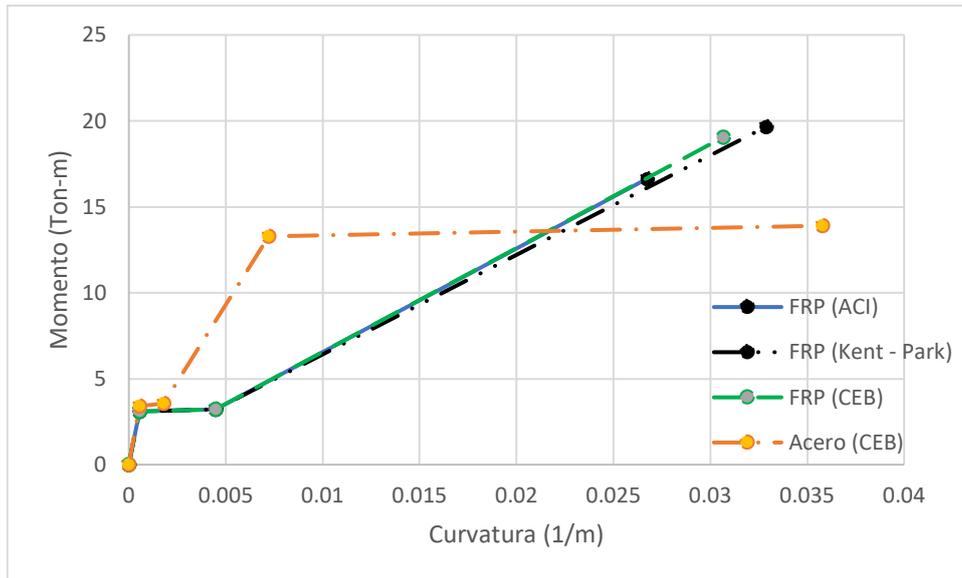


Figura 60.- Diagrama Momento-Curvatura de las vigas reforzadas con FRP y acero
Fuente: Propia

Al observar la Figura 61, se puede notar que los 3 diagramas momento-curvatura elaborados con refuerzo FRP no presentan una diferencia significativa lo cual es lógico pues los dos primeros puntos de quiebre se calcularon bajo la hipótesis de un comportamiento lineal del esfuerzo en el concreto por lo que se obtuvo los mismos valores. En cuanto al punto final es el que corresponde al momento nominal en el cual no se tenía valores que difieran considerablemente, siendo el valor de ACI más conservador. Además, en el diagrama momento-curvatura con refuerzo de acero se tienen 3 puntos de quiebre, desde el segundo quiebre hasta el último punto se tiene una línea prácticamente de ecuación constante.

4.2.4.3. Ductilidad de la viga reforzada con acero y FRP

La ductilidad de un material se define como la cantidad de deformación plástica máxima que es capaz soportar un material antes de romper (Otazzi, 2017). La ecuación para obtener dicha ductilidad se presenta a continuación.

$$\mu\varphi = \frac{\varphi_{m\acute{a}x}}{\varphi_y} \quad 4.41$$

En primer lugar, se presentan los puntos importantes del diagrama momento-curvatura de la viga con refuerzos de acero para luego obtener la ductilidad del elemento. Ello se debe a que el acero presenta un punto en el cual empieza la fluencia del acero, el cual es fundamental para realizar dicho cálculo.

Tabla 23: Puntos de quiebre del momento-curvatura para la viga con acero de refuerzo

VIGA CON ACERO		
	Momento (ton.m)	Curvatura (1/m)
Antes de fisuración	3.41	0.0005
Después de fisuración	3.55	0.0018
Inicio de fluencia	13.28	0.0072
Nominal	13.90	0.0358

Aplicando la Ec. (5.41) con los datos que se pueden extraer de la tabla 22, se obtiene:

$$\mu\phi = 4.97$$

En segundo lugar, se presenta las coordenadas de los puntos del diagrama de momento-curvatura para la viga reforzadas con barras FRP y la ductilidad para el elemento. La ductilidad fue calculada estableciendo que la curvatura de fluencia se conserve y entonces solo se compararía la curvatura máxima alcanzada. Si bien esta asunción no es correcta dado que las barras FRP no presentan una plataforma de fluencia, es un indicador que se ha adoptado en orden de obtener un valor para la ductilidad de curvatura y de dicha manera, establecer algunas conclusiones relevantes respecto a ello.

Tabla 24: Puntos de quiebre del momento-curvatura para la viga refuerzo de barras FRP

FRP		
	Momento (ton.m)	Curvatura (1/m)
Antes de la fisuración	3.10	0.0005
Después de la fisuración	3.23	0.0045
Supuesto para punto de fluencia en refuerzo	5.34	0.0072
Nominal	19.04	0.0307

Aplicando la Ec. (5.41) con los datos que se pueden extraer de la tabla 24, se obtiene:

$$\mu\phi = \frac{0.0307}{0.0072} = 4.26$$

4.3. Estudio Comparativo a Cortante

El diseño sismorresistente busca que las vigas de concreto armado reforzadas con acero sean más resistente en flexión que en cortante ya que la falla por corte da como consecuencia una falla sin aviso previo. Dentro de la falla por Flexión puede fallar por aplastamiento del concreto o por rotura de la barra de acero. A diferencia de las vigas con barras de acero se prefiere la falla por aplastamiento del concreto ya que Brik demostró, que la rotura de la barra tiene una falla más frágil que el aplastamiento del concreto, la resistencia a cortante debe ser mayor que el cortante último.

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_f \geq V_u \quad 4.42$$

V_c representa la resistencia a cortante de la viga y V_f representa la resistencia que aporta el confinamiento. Se revisarán y calcularán las cortantes en base a algunas de las normas de diseño (norma norteamericana ACI 440. 1R-2006, norma canadiense CSA-2002, norma canadiense ISIS-2007, norma británica BISE-1999 y norma japonesa JSCE-1997) y se compararán con las investigaciones que se hagan, debido a que aún no hay una fórmula exacta para el caso de estructuras de concreto reforzadas con fibras de basalto (BFRP).

Tabla 25: Thilan Ovitigala demostró que la norma japonesa tiene mejor aproximación

Viga N°	Área de refuerzo BFRP, $Pulg^2$	Resistencia de corte, $Kips$					
		Experimental	ACI 440.1R (2006)	CSA (2002)	ISIS (2007)	BISE (1999)	JSCE (1997)
5-10 mm (a/d=5.7)	0.55	6.6	4.3	6.7	7.1	7.8	6.5
5-13 mm (a/d=5.7)	1	8.7	5.6	6.6	7	9.5	7.8
5-16 mm (a/d=5.7)	1.55	10.2	6.5	7.2	6.7	10.7	8.8
6-16 mm (a/d=7.0)	1.86	9	7.1	7.3	6.7	11.4	9.4
3-25 mm (a/d=7.0)	2.37	10.6	7.4	7.4	6.3	11.9	9.7
4-25 mm (a/d=7.0)	3.16	11.6	8.4	8.2	6.3	13.1	10.7

4.3.1. Normas para diseño por cortante

4.3.1.1. ACI440.1R

Las propiedades físicas y mecánicas dependen directamente de la manufactura del material. Por ello, se obtendrá una ecuación de calcular el esfuerzo a tracción del elemento, pero no está incluida la resistencia a aumentos de temperatura. La ecuación es la siguiente:

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad 4.43$$

Donde:

f_{fu} = Esfuerzo a tracción, considerando reducción por el ambiente.

C_E = Coeficiente de reducción por ambiente. Ver tabla 15

f_{fu}^* = Resistencia a tracción determinado por la resistencia media de muestras de ensayo menos tres veces la desviación estándar ($f_{fu}^* = f_{fu,ave} - 3\sigma$).

Tabla 26: Coeficiente de reducción por ambiente C_E . Fuente ACI440.1R

Condición de Exposición	Tipo de fibra	Factor de reducción Ambiental C_E
Concreto no expuesto a la tierra y al clima	Carbón	1
	Vidrio	0.8
	Aramida	0.9
Concreto expuesto a la tierra y al clima	Carbón	0.9
	Vidrio	0.7
	Aramida	0.8

De igual manera, el módulo de elasticidad se obtendrá de muestras ensayadas, como el valor promedio.

Diseño por corte

El factor de reducción por corte ϕ será de 0.75 de igual manera que el factor de reducción dado por el acero.

$$\phi V_n \geq V_u \quad 4.44$$

Asimismo, la fuerza cortante nominal es la suma de la cortante obtenida del concreto V_c y la cortante del acero V_s , en este caso por FRP V_f .

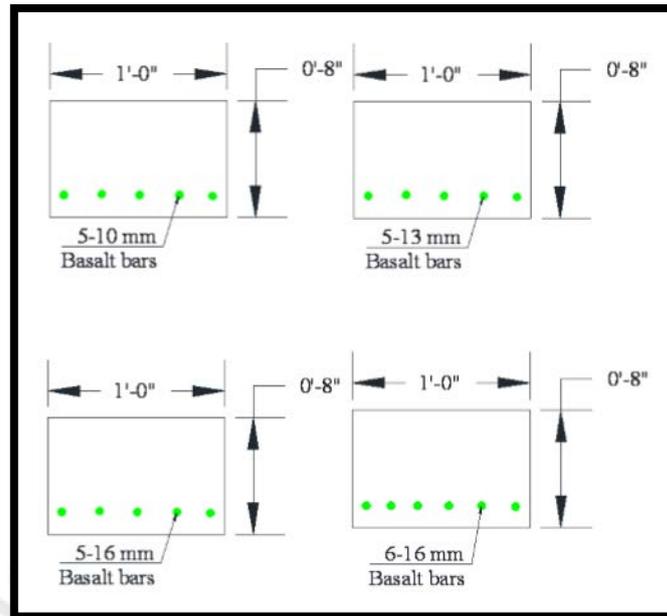


Figura 61.- Detalle del refuerzo de basalto.
Fuente. - ACI Committee 440 (2006)

La capacidad cortante del concreto se obtendrá de la siguiente formula:

$$V_c = 5\sqrt{f'c}b_wc \quad \text{Unidades Inglesas} \quad 4.45$$

$$V_c = 0.4\sqrt{f'c}b_wc \quad \text{Unidades Internacionales} \quad 4.46$$

Donde:

b_w = ancho de sección

c = eje neutro de la sección agrietada transformada

Para refuerzo simple y sección rectangular el eje neutro se obtendrá con las siguientes formulas:

$$c = kd \quad 4.47$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \quad 4.48$$

$$\rho_f = \text{FRP Ratio de refuerzo} = \frac{A_f}{b_w d} \quad 4.49$$

La capacidad de corte de FRP se calculará con la siguiente formula:

$$V_f = \frac{A_f f_{fv} d}{s} \quad 4.50$$

Donde, el esfuerzo por cortante será controlado por lo siguiente:

$$f_{fv} = 0.004 E_f \leq f_{fb} \quad 4.51$$

$$V_n = V_c + V_f \quad 4.52$$

4.3.1.2. CSA (2002) Canadian Standards Association

En cuanto a la norma canadiense CSA, el diseño por corte se realiza de la siguiente manera:

$$V_{rf} = V_{cf} + V_{sf} \quad 4.53$$

$$V_{cf} = 0.2 * \lambda * \phi_c * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \sqrt{\frac{E_{fl}}{E_s}} \quad 4.54$$

$$V_{sf} = 0.4 * \phi_f * f_{fu} * \frac{A_{fv} * d}{s} \leq 0.8 * \lambda * \phi_c * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \sqrt{\frac{E_{fv}}{E_s}} \quad 4.55$$

$$p_{fv \min} = V_c * \frac{\left(1 - \sqrt{\frac{E_{fl}}{E_s}}\right)}{0.4 * f_{fu}} / (b_w * d), \text{ si } E_{fl} < E_s \quad 4.56$$

$$p_{fv \min} = \frac{0.06 * \sqrt{f'_c}}{0.4 * f_{fu}}, \text{ si } E_{fl} \geq E_s \quad 4.57$$

$$V_{n \text{ máx comp.}} = V_{cf} + 0.8 * \lambda * \phi_c * \sqrt{f'_c} * b_w * d * \sqrt{\frac{E_{fv}}{E_s}} \quad 4.58$$

En donde:

b_w = Ancho de sección

d = Peralte

λ = Densidad normal del concreto, $\lambda = 1$

ϕ_c = Factor material para concreto, $\phi_c = 0.60$

ϕ_f = Factor de reducción FRP, $\phi_f = 0.85$ para CFRP y $\phi_f = 0.75$ para GFRP

$A_{fv} = \frac{\pi}{4} * \emptyset^2$ = Area de barra de acero, \emptyset es el diámetro de barra

$p_f = \frac{A_{fv}}{b_w * d}$ = Cuantía de acero

E_s = Módulo de elasticidad del acero

E_{fl} = Módulo de elasticidad de FRP en flexión

E_{fv} = Módulo de elasticidad de FRP en estribos

4.3.1.3. ISIS CANADA (2002)

$$V_c = 0.2 * \lambda * \phi_c * \sqrt{f'c} * b_w * d * \sqrt{\frac{E_{frp}}{E_s}}, \text{ para } d \leq 300\text{mm} \quad 4.59$$

$$V_c = \left(\frac{260}{1000+d}\right) * \lambda * \phi_c * \sqrt{f'c} * b_w * d * \sqrt{\frac{E_{frp}}{E_s}}, \text{ para } d > 300\text{mm} \quad 4.60$$

Donde:

b_w = Ancho de sección

d = Peralte

λ = Densidad normal del concreto, $\lambda = 1$

ϕ_c = Factor material para concreto, $\phi_c = 0.60$

$f'c$ = Resistencia característica del concreto

E_s = Módulo de elasticidad del acero

E_{frp} = Módulo de elasticidad de FRP

$$V_f = \frac{\phi_f * A_{fv} * f_{fv} * d_v * \cot(\theta)}{s} \quad 4.61$$

Donde:

D_v = Peralte

ϕ_f = Factor material para el FRP

A_{fv} = Área de barra de acero: $A_{fv} = \frac{\pi}{4} * \phi^2$, ϕ es el diámetro de barra

f_{fv} = Esfuerzo del FRP

s = Espaciamiento

θ = Ángulo de inclinación de plano de corte

$$f_{fv} = \left(0.05 * \frac{r_b}{d_b} + 0.03\right) * f_{fu} \quad 4.62$$

$$f_{fv} = E_{fv} * \epsilon_{fv} \quad 4.63$$

$$\epsilon_{fv} = 0.0001 * \sqrt{f'c * \frac{\rho_{fl} * E_{fl}}{\rho_{fv} * E_{fv}}} * \left[1 + 2 * \left(\frac{\sigma_N}{f'c} \right) \right] \leq 0.0025 \quad 4.64$$

d_b = diametro de la barra

$f'c$ = Resistencia característica del concreto

f_{fuv} = Resistencia ultima de la barra a corte

E_{fl} = Módulo de elasticidad de FRP por flexión

E_{fv} = Módulo de elasticidad de FRP por corte

ϵ_{fv} = Deformación unitaria de la fibra

4.3.1.4. BISE (1999) BRITISH INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS

Se presentan las siguientes formulas en unidades internacionales:

$$V_c = 0.79 * \left(100 * p_f * \frac{E_f}{E_s} \right)^{1/3} * \left(\frac{400}{d} \right)^{1/4} * \left(\frac{f_{cu}}{25} \right)^{1/3} * b_w * d \quad 4.65$$

$$V_f = 0.0025 * E_{fv} * A_{fv} * \frac{d}{s} \quad 4.66$$

Donde:

b_w = Ancho de sección

d = Peralte

f_{cu} = Resistencia característica del concreto multiplicada por 0.85

$A_{fv} = \frac{\pi}{4} * \emptyset^2$ = Area de barra de acero, \emptyset es el diámetro de barra

$p_f = \frac{A_{fv}}{b_w * d}$ = Cuantía de acero

E_s = Módulo de elasticidad del acero

E_{fl} = Módulo de elasticidad de FRP en flexión

Efv = Módulo de elasticidad de FRP en estribos

s = Espaciamiento de estribos

4.3.1.5. JSCE (1997) JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS

El código de diseño estructural de Japón establece la siguiente metodología para el cálculo de la capacidad a corte en una viga reforzada con estribos:

$$V_{ud} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped} \quad 4.67$$

Donde:

V_{cd} = Capacidad a corte de una viga "sin refuerzo" obtenida de la siguiente ecuación

$$V_{cd} = \beta_d * \beta_p * \beta_n * f_{vcd} * b_w * d / \gamma_b \quad 4.68$$

Donde:

$$f_{vcd} = 0.2 \sqrt[3]{f'_{cd}} \left(\frac{N}{\text{mm}^2} \right), \text{ siempre que } f_{vcd} \leq 0.72 \text{ N/mm}^2 \quad 4.69$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{\frac{1}{d}} (d: \text{m}); \text{ si } \beta_d > 1.5 \text{ entonces } \beta_d = 1.5 \quad 4.70$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_w E_{fu} / E_0}; \text{ si } \beta_p > 1.5 \text{ entonces } \beta_p = 1.5 \quad 4.71$$

$$\beta_n = \begin{cases} 1 + \frac{M_0}{M_d}; & (\text{si } N'_d \geq 0); \text{ si } \beta_n > 2 \text{ entonces } \beta_n = 2 \\ 1 + 2 \frac{M_0}{M_d}; & (\text{si } N'_d < 0); \text{ si } \beta_n < 0 \text{ entonces } \beta_n = 0 \end{cases} \quad 4.72$$

N'_d = Fuerza axial a compresión

M_d = Momento a flexión

M_0 = Momento de flexión necesario para anular tensiones resultantes por fuerzas en el borde del tensado, con respecto al momento de flexión de diseño M_d

E_{fu} = Módulo de elasticidad para el refuerzo a tensión

$E_o =$ Referencia módulo de elasticidad $\left(\frac{200kn}{mm^2}\right)$

$b_w =$ Ancho del elemento

$d =$ peralte efectivo

$$p_w = \frac{A_f}{b_w d} \quad 4.73$$

$A_f =$ Área de la sección transversal del refuerzo a tracción

$f'_{cd} =$ Resistencia a la compresión del concreto $\left(\frac{N}{mm^2}\right)$

$\gamma_b =$ Generalmente 1.3

$V_{sd} =$ Capacidad a corte soportada por el refuerzo a corte, obtenido a partir de la siguiente ecuación:

$$V_{sd} = \left[\frac{A_w E_w \varepsilon_{fwd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)}{s_s} + \frac{A_{pw} \sigma_{pw} (\sin \alpha_p + \cos \alpha_p)}{s_p} \right] \quad 4.74$$

$A_w =$ Área total de la sección transversal del refuerzo a corte en la sección S_s

$E_w =$ Módulo de elasticidad del refuerzo a corte ($= E_{fu}$)

$\varepsilon_{fwd} =$ Deformada del refuerzo a corte en el estado límite de la siguiente

ecuación, donde $E_w \varepsilon_{fwd}$ es mayor que el valor de diseño para la fuerza

de la porción doblada f_{fbd}

f_{fbd} se sustituye por $E_w \varepsilon_{fwd}$

$$\varepsilon_{fwd} = \sqrt{f'_{mcd} \frac{p_w E_{fu}}{p_{web} E_w} \left[1 + 2 \left(\frac{\sigma'_N}{f'_{mcd}} \right) \right]} \times 10^{-4} \quad 4.75$$

f_{fbd} puede ser obtenida de la siguiente ecuación:

$$f_{fbd} = \frac{f_{fbk}}{\gamma_{mfb}} \quad 4.76$$

$\alpha_s =$ Ángulo de cizallamiento

$S_s =$ Espaciamiento del refuerzo

$$p_{web} = \frac{A_w}{b_w * S_s} \quad 4.77$$

A_{pw} = Área de la sección transversal de los tendones de refuerzo

por corte en sección "sp"

σ_{pw} = Tensión efectiva a la tracción del refuerzo a corte

$$\sigma_{pw} = \sigma_{pwe} + E_{f_{pw}} \epsilon_{fwd} \leq f_{fpud} \quad 4.78$$

σ_{pwe} = Tensión efectiva de los tendones de refuerzo por corte

$E_{f_{pw}}$ = Módulo de elasticidad del refuerzo por corte

f_{fpud} = Resistencia a la tracción del refuerzo a corte

α_p = Ángulo de cizallamiento

S_p = Espaciamiento del refuerzo por corte

Z = Distancia del punto de acción de la resultante a compresión, generalmente $\frac{d}{1.15}$

σ'_N = Esfuerzo de compresión axial promedio

$$\sigma'_N = \frac{(N'_{ed} + P_{ed})}{A_g}; \text{ si } \sigma'_N > 0.4f'_{mcd}, \text{ entonces } \sigma'_N = 0.4f'_{mcd} \quad 4.79$$

P_{ed} = Carga axial efectiva en los tendones

A_g = Área total de la sección transversal

f'_{mcd} = Resistencia a la compresión del concreto que permite el

efecto del tamaño $\left(\frac{N}{mm^2}\right)$

$$f'_{mcd} = \left(\frac{h}{0.3}\right)^{\frac{1}{10}} * f'_{cd} \quad 4.80$$

f'_{cd} = Resistencia a la compresión del concreto $\left(\frac{N}{mm^2}\right)$

h = Alto del elemento

γ_p = Generalmente = 1.15

V_{ped} = Componente de la fuerza de tracción efectiva de los tendones

axiales paralelos a la fuerza de cizalla

$$V_{ped} = P_{ed} \sin \alpha_p / \gamma_p$$

4. 81

$\alpha_s = \text{Ángulo de cizallamiento}$

$\gamma_p = \text{Generalmente} = 1.15$

Losa anchos a usarse para análisis de vigas por cortante serían los mostrados en la figura 62:

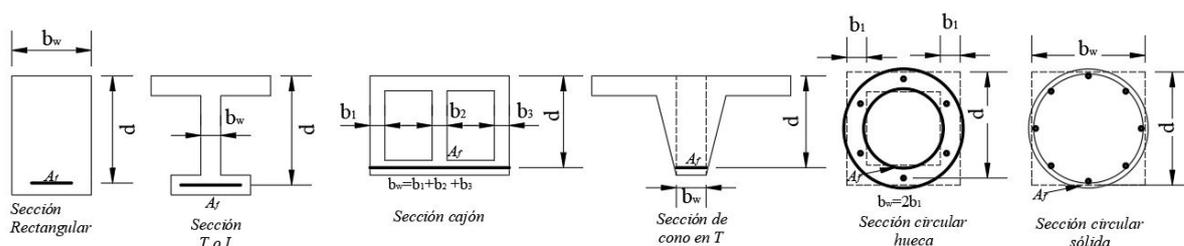


Figura 62.- Definición de b_w y d para varias secciones cruzadas.

Fuente. - ACI Committee 440 (2006)

Según Thilan (Ovitigala 2012) la correlación con mejor aproximación es la fórmula japonesa JSCE, como se muestra en la tabla 27.

RESUMEN DE FÓRMULAS

Tabla 27: Resumen de fórmulas para el cálculo de cortante

Código de diseño	V_c	V_f
ACI 440.1R (2006)	$V_c = \frac{2}{5} \sqrt{f'_c} b_w d$	$V_f = \frac{A_{fv} f_{fv} d}{s};$ donde $f_{fv} = 0.004 E_f \leq f_{fb}$
CSA (2002)	$V_c = 0.035 \phi \left(f'_c \rho_w E_f \frac{V_f d}{M_f} \right)^{\frac{1}{3}} b_w d;$ $0.1 \phi f'_c b_w d \leq V_c \leq 0.2 \phi f'_c b_w d, \quad \frac{V_f d}{M_f} \leq 1$ $V_c = \left(\frac{130}{1000 + d} \right) \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} b_w d \geq 0.08 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} b_w d$ para $d \leq 300 \text{mm}$	$V_f = \frac{0.4 \phi_f A_{fv} f_{fv} d}{s} \leq 0.6 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} b_w d$

<p>ISIS (2007)</p>	$V_c = 0.2\lambda\phi_c\sqrt{f'_c}b_wd\sqrt{\frac{E_{frrp}}{E_s}}$ <p>para $d \leq 300\text{mm}$</p> $V_c = \left(\frac{260}{1000+d}\right)\lambda\phi_c\sqrt{f'_c}b_wd\sqrt{\frac{E_{frrp}}{E_s}} \geq 0.11\lambda\phi_c\sqrt{f'_c}b_wd\sqrt{\frac{E_{fll}}{E_s}}$ <p>para $d \leq 300\text{mm}$</p>	$V_f = \frac{\phi_f A_{fv} f_{fv} d \cot \theta}{s}$ <p>Donde, $f_{fv} = \left(0.05 * \frac{r_b}{d_b} + 0.03\right) * f_{fu}$</p> $f_{fv} = E_{fv} * \epsilon_{fv}$ $\epsilon_{fv} = 0.0001 * \sqrt{f'_c * \frac{\rho_{fl} * E_{fl}}{\rho_{fv} * E_{fv}}} * \left[1 + 2 * \left(\frac{\sigma_N}{f'_c}\right)\right]$ ≤ 0.0025
<p>BISE (1999)</p>	$V_c = 0.79 * \left(100 * p_f * \frac{E_f}{E_s}\right)^{1/3} * \left(\frac{400}{d}\right)^{1/4} * \left(\frac{f_{cu}}{25}\right)^{1/3} * b_w * d$	$V_f = \frac{0.0025 * E_{fv} * A_{fv} * d}{s}$
<p>JSCE (1997)</p>	$V_{cd} = \beta_d * \beta_p * \beta_n * f_{vcd} * b_w * d / \gamma_b$ <p>Donde, $\beta_p = \sqrt[3]{100p_w E_{fu} / E_0} \leq 1.5$,</p> $\beta_d = \left(\frac{1000}{d}\right)^{1/4} \leq 1.5$ $\beta_n = 1.0$ $f_{vcd} = 0.2 f'_{cd} \leq 0.72$	$V_f = \frac{A_{fv} * E_{fv} * \epsilon_{fv} * Z}{s * \gamma_b}$ $\epsilon_{fv} = 0.0001 \sqrt{f'_{mcd} \frac{p_w E_{fu}}{p_{web} E_w}} \left[1 + 2 \left(\frac{\sigma'_N}{f'_{mcd}}\right)\right]$ $\leq f_{fb} E_{fv}$ $f_{fv} = \left(0.05 * \frac{r_b}{d_b} + 0.03\right) * f_{fu}$ $f'_{mcd} = \left(\frac{h}{300}\right)^{1/10} f'_{cd}$ $\sigma'_N = \frac{(N'_d + P_{ed})}{A_g} \leq 0.4 f'_{mcd}$

4.3.2. Ejemplos de cálculo según cada norma

4.3.2.1. Ejemplo de cálculo de diseño por cortante por ACI440.1R (2006)

- Datos de los materiales:

- $f'_c = 20.6 \text{ MPa}$

- $A_f = 855 \text{ mm}^2$ ($3 \Phi 3/4''$), área de refuerzo longitudinal.

- $A_{fv} = 142 \text{ mm}^2$ (Estribo $3/8'' @ 100 \text{ mm}$), área de estribos.

- $f_{fuv} = 1160$ MPa, esfuerzo último de los estribos.

- $E_{fl} = 55850$ MPa, módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal.

- $E_{fv} = 55850$ MPa, módulo de elasticidad del refuerzo transversal.

- $E_c = 21559$ MPa, módulo de elasticidad del concreto.

- Datos geométricos:

- $d = 44$ cm

- $b = 25$ cm

- $h = 50$ cm

Resistencia a cortante según ACI 440.1R

- 1) Cálculo de la resistencia a cortante proporcionada por el concreto.

Donde $c = k \times d$

$$V_c = 0.4 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times c \quad 4.82$$

$$k = \sqrt{2 \times p_f \times n_f + (p_f \times n_f)^2} - p_f \times n_f \quad 4.83$$

p_f : cuantía de refuerzo longitudinal

n_f : relación de módulos: E_{fl}/E_c

Sobre la base de los valores del problema y reemplazando en Ec. (4.83) y (4.82):

$$k = \sqrt{2 \times 0.0078 \times 2.24 + (0.0078 \times 2.24)^2} - 0.0078 \times 2.24$$

$$k = 0.17$$

$$c = 0.17 \times 440 = 74.78 \text{ mm}$$

$$V_c = 0.4 \times \sqrt{20.6} \times 250 \times 74.78$$

$$V_c = 33.94 \text{ KN}$$

2) Cálculo de la resistencia a cortante proporcionada por los estribos.

$$V_f = \frac{A_{fv} \times f_{fv} \times d}{s} \quad 4.84$$

$$f_{fv} = 0.004 \times E_{fv} \quad 4.85$$

Sobre la base de los valores del problema y reemplazando en las Ec. (4.84) y (4.85):

$$f_{fv} = 0.004 \times 55850 = 223.4 \text{MPa}$$

$$V_f = \frac{142 \times 223.4 \times 440}{100}$$

$$V_f = 139.58 \text{KN}$$

3) Resistencia de corte total.

$$V_n = V_c + V_f \quad 4.86$$

Reemplazando en la Ec. (4.86):

$$V_n = 33.94 + 139.58$$

$$V_n = 173.52 \text{KN}$$

4.3.2.2. Ejemplo de cálculo de diseño por cortante por CSA (2002)

- Datos de los materiales:

-f'c = 20.6 MPa

-Af = 855mm² (3 Φ 3/4"), área de refuerzo longitudinal.

-Afv = 142mm² (Estribo 3/8" @ 100mm), área de estribos.

-ffuv = 1160 MPa, esfuerzo último de los estribos.

-Efl = 55850 MPa, módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal.

- Datos geométricos:

-d = 44 cm

$$-b = 25 \text{ cm}$$

$$-h = 50 \text{ cm}$$

- Datos para el análisis de la viga apoyada:

Se tiene un paño de 6x6m cuyo techo es un aligerado típico de 20cm con un piso terminado de 5cm.

$$-L = 6\text{m}$$

$$-Wdl = 1500 \text{ kg/m}$$

$$-Wll = 600 \text{ kg/m}$$

$$-Wu = 3120 \text{ kg/m}$$

$$-Vu = 9360\text{kg} (92.7 \text{ KN})$$

$$-Mu = 14040 \text{ kg.m} (139009.9 \text{ KN.mm})$$

Resistencia a cortante según CSA 2002

- 1) Cálculo de la resistencia a cortante proporcionada por el concreto.

$$V_c = 0.035 \times 0.65 \times (f'_c \times p_w \times E_f \times \frac{V_u \times d}{M_u})^{1/3} \times b_w \times d \text{ Para } d < 300\text{mm}$$

$$V_c = \left(\frac{130}{1000+d}\right) \times 0.65 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \text{ Para } d > 300\text{mm}$$

4.87

En Perú las vigas convencionales tienen peraltes efectivos mayores a 300mm. Reemplazando en la Ec. (4.87):

$$V_c = \left(\frac{130}{1000+440}\right) \times 0.65 \times \sqrt{20.6} \times 250 \times 440$$

$$V_c = 45.07 \text{ KN}$$

- 2) Cálculo de la resistencia a cortante mínima y máxima proporcionada por el concreto.

Límites válidos para peraltes efectivos menores a 300mm.

$$V_{cmin} = 0.1 \times 0.65 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad 4.88$$

$$V_{cmin} = 49.93KN$$

$$V_{cmáx} = 0.2 \times 0.65 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

$$V_{cmáx} = 99.85KN$$

Límite válido para peraltes efectivos mayores a 300mm.

$$V_{cmin} = 0.08 \times 0.65 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \quad 4.89$$

$$V_{cmin} = 0.08 \times 0.65 \times \sqrt{20.6} \times 250 \times 440 = 25.96KN$$

3) Cálculo de la resistencia a cortante proporcionada por los estribos.

$$V_f = \frac{0.4 \times 0.75 \times A_{fv} \times f_{fv} \times d}{s} \quad 4.90$$

$$V_f = \frac{0.4 \times 0.75 \times 142 \times 1160 \times 440}{100}$$

$$V_f = 289.91KN$$

4) Resistencia de corte total.

Reemplazando en la Ec. (4.52):

$$V_n = 45.07 + 289.91$$

$$V_n = 334.98KN$$

4.3.2.3. Ejemplo de cálculo de diseño por cortante por ISIS (2007)

- Datos de los materiales:

-f'c = 20.6 MPa <> 210 kg/cm²

-Afl = 8.55 cm² = 855 mm² <> 3 Φ ¾" (Área de refuerzo longitudinal)

-εfu = 0.0272 (Datos del proveedor de la fibra)

-ffu = 1160 MPa (Datos del proveedor de la fibra)

- $E_f = 55850$ MPa (Datos del proveedor de la fibra)

- $A_{fv} = 1.42 \text{ cm}^2 = 142 \text{ mm}^2 \ll \Phi 3/8''$ (Área de refuerzo transversal)

- $S = 10 \text{ cm} = 100 \text{ mm}$ (separación entre estribos)

$E_{fv} = 55850$ Mpa

$E_s = 200000$ Mpa

- Datos geométricos:

- $d = 44 \text{ cm} = 440 \text{ mm}$

- $b = 25 \text{ cm} = 250 \text{ mm}$

- $h = 50 \text{ cm} = 500 \text{ mm}$

- $d_c = 6 \text{ cm} = 60 \text{ mm}$

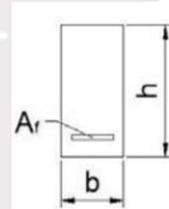


Figura 63.- Sección de viga
Fuente. - Propia

Calculo de la fuerza cortante nominal

$$V_n = V_c + V_f$$

4. 91

Donde:

V_c : Resistencia del concreto

V_f : Resistencia del estribo

Resistencia del concreto (V_c)

Para el cálculo del V_c se pueden usar 2 formulas.

Para vigas sin estribos, para vigas con peralte efectivo menor a 300 mm y para elementos en el que se coloque al menos el estribo mínimo se debe

de usar la siguiente formula:

$$V_c = 0.2 * \lambda * \Phi_c * \sqrt{f'_c} * bw * d * \sqrt{\frac{Efl}{Es}} \quad 4.92$$

$$\sqrt{\frac{Efl}{Es}} < 1$$

(Valores en mm, MPa y N)

λ : factor de modificación por densidad del concreto (en condiciones Normales es 1)

Φ_c : factor de reducción de resistencia del concreto

Efl: Modulo de elasticidad del refuerzo longitudinal

Es: Modulo de elasticidad del concreto

Para vigas con peralte efectivo menor a 300 mm y que posean menos del estribo mínimo se debe de usar la siguiente fórmula:

$$V_c = \frac{260}{1000+d} * \lambda * \Phi_c * \sqrt{f'_c} * bw * d * \sqrt{\frac{Efl}{Es}} \quad 4.93$$

$$\sqrt{\frac{Efl}{Es}} < 1$$

(Valores en mm, MPa y N)

Para condiciones normales:

$\Phi_c = 0.65$ (Factor de reducción de la resistencia a concreto)

$\lambda = 1$

En este caso, como deseamos calcular la resistencia nominal, el valor de Φ_c será 1.

En el caso de la viga de este ejemplo, se utilizará la segunda fórmula para el cálculo del V_c , ya que dicho elemento posee un peralte efectivo mayor a 300 mm.

Entonces:

$$V_c = \left(\frac{260}{1000 + 440} \right) * 1 * 1 * \sqrt{20.6} * 250 * 440 * \sqrt{\frac{55850}{200000}} = 47.6 \text{ KN}$$

Resistencia del estribo (Vf)

Para el cálculo de la resistencia del estribo se utiliza la siguiente formula.

$$V_f = \frac{\Phi f A_f v * f_f v * d_v * \cot(\theta)}{s} \quad 4.94$$

$$f_f v = E_f v * \epsilon_f v \quad 4.95$$

$$\epsilon_f v = 0.0001 * \sqrt{f'c \frac{\rho_{fl} * E_{fl}}{\rho_{fv} * E_{fv}}} * \left(1 + 2 * \left(\frac{\sigma_N}{f'c} \right) \right) \leq 0.0025 \quad 4.96$$

Dónde:

Φ : Coeficiente de reducción de resistencia del estribo

d_v : Brazo de palanca del momento (0.9*d)

σ_N : Esfuerzo del pretensado (en condiciones normales es 0)

θ : Angulo de inclinación del estribo con respecto a la vertical

ρ_{fl} : Cuantía del acero longitudinal

ρ_{fv} : Cuantía del acero transversal

En este caso, se tendría:

$$\rho_{fl} = 855 / (440 * 250) = 0.007773$$

$$\rho_{fv} = 142 / (250 * 100) = 0.00568$$

Entonces:

$$\epsilon_{fv} = 0.0001 * \sqrt{20.6 \frac{0.007773 * 55850}{0.00568 * 55850}} * \left(1 + 2 * \left(\frac{0}{20.6} \right) \right) = 0.00053095$$

$$f_{fv} = 0.00053095 * 55850 = 29.7 \text{ MPa}$$

$$d_v = 0.9 * d = 0.9 * 440 = 396$$

Reemplazando en la Ec. (4.94):

$$V_f = \frac{1 * 142 * 29.7 * 396}{100} = 16700 \text{ N} = 16.7 \text{ KN}$$

Por lo tanto, reemplazando en la Ec. (4.52) tenemos que la resistencia nominal a corte de la viga es:

$$V_n = V_c + V_f = 47.6 + 16.7 = 64.3 \text{ KN}$$

4.3.2.4. Ejemplo de cálculo de diseño por cortante por BISE(1999)

$$-f'_c = 20.6 \text{ MPa} \leftrightarrow 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$-E_f = 55850 \text{ MPa}$$

$$-A_{fv} = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$-A_f = 8.55 \text{ cm}^2 \leftrightarrow 3 \Phi \frac{3}{4}''$$

$$-\rho_f = 0.0068$$

$$-f_{cu} = 20.6 \text{ Mpa} \leftrightarrow 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$-E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$-s = 100 \text{ mm}$$

Donde:

E_f : Módulo de elasticidad del refuerzo FRP

A_{fv} : Área de estribo

A_f : Área de barras longitudinales

ρ_f : Cuantía longitudinal

E_s : Modulo de elasticidad de acero

- Datos geométricos:

$$-d = 50 \text{ cm}$$

$$-b = 25 \text{ cm}$$

-dc = 6 cm

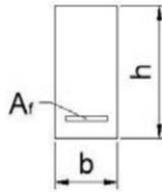


Figura 64.- Sección de viga
Fuente. - Propia

Resistencia al corte de una viga de concreto reforzada con FRP según BISE 1999

3) Hallar el valor de la resistencia al corte del concreto

- Fórmula propuesta por BISE 1999

$$V_c = 0.79 * \left(100 * \rho_f * \frac{E_f}{E_s} \right)^{\frac{1}{3}} * \left(\frac{400}{d} \right)^{\frac{1}{4}} * \left(\frac{f_{cu}}{25} \right)^{\frac{1}{3}} * b_w * d \quad 4.97$$

- Reemplazando con los datos propuestos en la Ec. (4.97):

$$V_c = 0.79 * \left(100 * 0.0068 * \frac{55850}{200000} \right)^{\frac{1}{3}} * \left(\frac{400}{500} \right)^{\frac{1}{4}} * \left(\frac{20.6}{25} \right)^{\frac{1}{3}} * 250 * 500 = 50.42 \text{ KN}$$

4) Hallar el valor de la resistencia al corte del estribo

- Fórmula propuesta por BISE 1999

$$V_f = \frac{0.0025 * E_f * v * A_f * v * d}{s} \quad 4.98$$

- Reemplazando con los datos propuestos en la Ec. (4.98):

$$V_f = \frac{0.0025 * 55850 * 141.935 * 500}{100} = 99.09 \text{ KN}$$

5) Hallar el valor de la resistencia nominal al corte de la viga, reemplazando en la Ec. (4.52):

$$V_n = V_c + V_f = 50.42 + 99.09 = 149.51 \text{ KN}$$

4.3.2.5. Ejemplo de cálculo de diseño por cortante por JSCE(1997)

Ejemplo 1: Datos de los materiales:

- $f'c = 20.6$ MPa

- $A_{fl} = 855$ mm² (3 Φ 3/4”), área de refuerzo longitudinal.

- $A_{fv} = 142$ mm² (Estribo 3/8”@100mm), área de estribos.

- $f_{fuv} = 1160$ MPa, esfuerzo último de los estribos.

- $E_{fl} = 55850$ MPa, módulo de elasticidad del refuerzo longitudinal.

- $E_{fv} = 55850$ MPa, módulo de elasticidad del refuerzo transversal.

$E_s = 200000$ MPa, módulo de elasticidad del acero.

- Datos geométricos:

- $d = 44$ cm

- $b = 25$ cm

- $h = 50$ cm

Cálculo de la resistencia a cortante proporcionada por el concreto.

$$VC = \beta_p \cdot \beta_d \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad 4.99$$

Donde:

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 \times p_{fl} \times E_{fl}/E_s} \leq 1.5 \quad 4.100$$

$$p_{fl} = A_{fl}/(b_w \cdot d) \quad 4.101$$

$$p_{fl} = \frac{855}{250 \cdot 440} = 0.0078 \quad 4.102$$

Reemplazando valores en las Ec. (4.100) y (4.99), se tiene:

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 \times 0.0078 \times \left(\frac{55850}{200000}\right)} = 0.6010 \leq 1.5 \text{ (Cumple)}$$

$$\beta_n = 1 \text{ (Si no se considera carga axial)}$$

$$\beta d = \sqrt[4]{1000/d} \leq 1.5$$

$$\beta d = \sqrt[4]{\frac{1000}{440}} = 1.2278 \leq 1.5 (\text{Cumple})$$

$$fvcd = 0.2 \cdot (f'c)^{\frac{1}{3}} \leq 0.72$$

$$fvcd = 0.2 \cdot (20.6)^{\frac{1}{3}} = 0.5482 \leq 0.72 (\text{cumple})$$

$$\gamma b = 1 \text{ (Factor de seguridad)}$$

$$Vc = 0.6010 \cdot 1 \cdot 1.2278 \cdot 0.5482 \cdot 250 \cdot \frac{440}{1} = 44.5 \text{ KN}$$

2) Cálculo de la resistencia a cortante proporcionada por los estribos.

$$Vf = \frac{10 \cdot Afv \cdot Ef v \cdot \epsilon f v \cdot Jd}{(s \cdot \gamma b)} \quad 4.103$$

$$fmcd = f'c \cdot (H/300)^{\frac{-1}{10}}$$

$$fmcd = 20.6 \cdot (500/300)^{\frac{-1}{10}} = 19.57 \text{ MPa}$$

$$ffb = (0.05 \cdot \frac{rb}{db} + 0.3) \cdot \frac{ffuw}{\gamma b} \quad 4.104$$

Donde: rb=radio de la varilla longitudinal

db=diámetro de la varilla longitudinal

$$ffb = \left(0.05 \cdot \frac{9.525}{19.05} + 0.3\right) \cdot \frac{1160}{1} = 377 \text{ MPa}$$

$$\epsilon f v = 0.0001 \cdot \sqrt[2]{fmcd \cdot \frac{p_{fv} \cdot E_{fl}}{p_{fv} \cdot E_{fv}}} \quad 4.105$$

Donde:

$$p_{fv} = \frac{Afv}{bw \cdot S}$$

$$p_{fv} = \frac{142}{250 \cdot 100} = 0.00568$$

$$\epsilon f v = 0.0001 \cdot \sqrt[2]{19.57 \cdot \frac{0.0078 \cdot 55850}{0.00568 \cdot 55850}} = 0.0005185$$

$$Jd = \frac{d}{1.15} = \frac{440}{1.15} = 382.609 \text{ mm}$$

$$V_f = \frac{10 \cdot 142 \cdot 55850 \cdot 0.0005185 \cdot 382.609}{(100 \cdot 1)} = 157.3 \text{ KN}$$

Reemplazando en la Ec.(4.52):

$$V_n = V_c + V_f = 44.5 + 157.3 = 201.8 \text{ KN}$$

4.3.3. Cuadro comparativo por el método ACI440-2R

Tabla 28: Resumen de resultados

	CORTANTE DEL BASALTO	CORTANTE DEL ACERO
E (MPa)	55850	200000
VC (KN)	36.2561326	83.2012141
S	0.19480854	0.3592709
n° de estribos	30	20

Se halló la cortante V_c vario según las propiedades del refuerzo usado como en este caso con el basalto y el acero. Se observa que la cortante del concreto reforzado con basalto soporta más que una sección reforzada con acero. Además, que la separación de refuerzo para la viga de 6 m difiere en ambos casos es decir para el caso del refuerzo con basalto la separación nos sale menor del acero.

El número de estribo es mayor para el refuerzo con basalto que el del acero.

4.4. Estudio Comparativo de deflexión

4.4.1. Parámetros asociados a la viga reforzada con barras de basalto:

Datos estructurales

- $f'_c = 20.60 \text{ Mpa}$
- $A_f = 8.55 \text{ cm}^2$
- $\epsilon_{fu} = 0.0272$
- $f_{fu} = 2210 \text{ Mpa}$
- $E_f = 55850 \text{ Mpa}$

Datos geométricos

- $d = 44 \text{ cm}$

- $b = 25 \text{ cm}$
- $h = 50 \text{ cm}$
- $dc = 6 \text{ m}$
- Recubrimiento = 4 cm

$$\text{Relación modular} = \frac{E_f}{E_c} = \frac{55850 \times 10^3}{15000 \times \sqrt{20.6 \times 10.2 \times 98.07}} = 2.6$$

$$\text{Momento de inercia de la sección bruta: } I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{25 \times 50^3}{12} = 2.604 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$\text{Módulo de ruptura del concreto } f_r = 0.626 \times \sqrt{20.6} = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$\text{El momento de agrietamiento será } M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{h/2} = \frac{2.84 \times 2.604 \times 10^5}{50/2} = 29.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Si se considera una viga que soporta una losa de 0.4 ton/m^2 y una sobrecarga de 0.2 ton/m^2 con una franja tributaria de 2.6 m a ambos lados se obtiene las siguientes cargas distribuidas que soporta la viga:

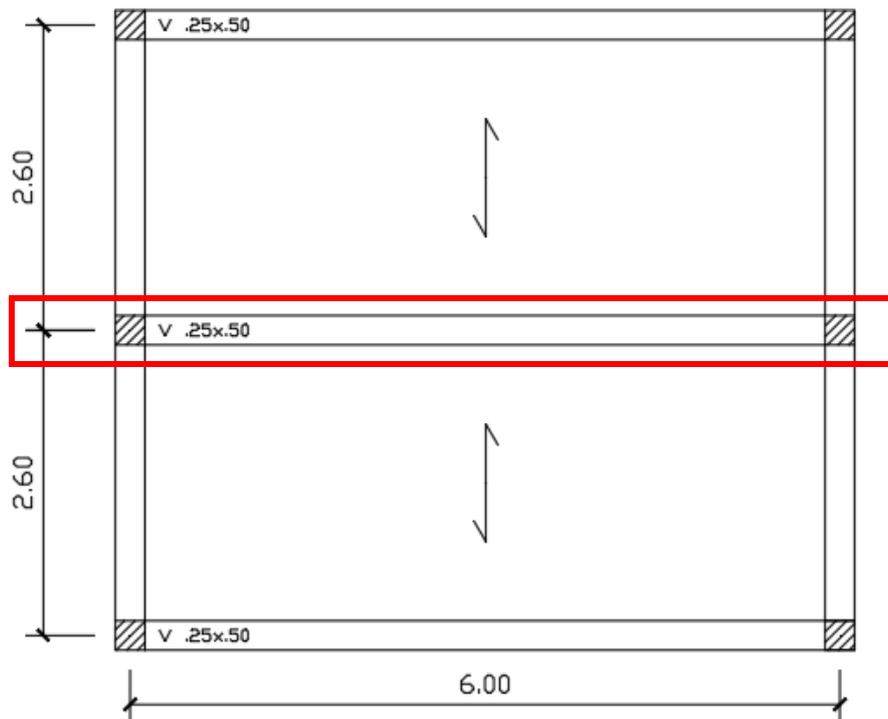


Figura 65.- Sección de viga

Fuente. - Propia

Vista en planta de viga a analizar

- $W_{cm} = 13.102 \text{ Kn/m}$
- $W_{cv} = 5.08 \text{ Kn/m}$

Con estas cargas se calcula el M servicio =

$$M_{serv} = \frac{(13.15 + 5.10) \times 6^2}{8} = 81.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cálculo del momento de inercia:

Momento de inercia efectivo basado en la Ecuación de e-ISIS:

$$I_{e-ISIS} = \frac{I_g \times I_{cr}}{I_{cr} + \left[1 - 0.5 \times \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \right] \times (I_g - I_{cr})} \leq I_g$$

$$I_e = 3.525 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

1. Deflexiones inmediatas de la viga basada en momento de inercia

1.1. Deflexión debido a carga muerta

$$M_{CM} = \frac{w_{CM} \times L^2}{8} = 6.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Di_{cm} = \frac{5 \times w_{CM} \times L^4}{384 \times E_c \times I_e} = 2.94 \text{ cm}$$

1.2. Deflexión debido a carga viva

$$Di_{cv} = Di_{cm} \times \frac{w_{cv}}{w_{cm}} = 1.14 \text{ cm}$$

Se asume que el 30% de la carga viva actúa permanente:

$$Di_{cv} = 0.3 \times 1.14 = 0.34 \text{ cm}$$

2. Deflexiones Diferidas

Se calculan multiplicando a las deflexiones inmediatas por un factor λ :

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \times \rho'} = 2$$

$$Dd_{cm} = Di_{cm} \times 2 = 5.88 \text{ cm}$$

$$Dd_{cv} = Di_{cv} \times 2 = 0.68 \text{ cm}$$

4.4.2. Parámetros asociados a la viga reforzada con barras de acero:

Datos estructurales

- $f'c = 20.60 \text{ Mpa}$
- $A_s = 8.15 \text{ cm}^2$
- $\xi_{fu} = 0.0272$
- $ffu = 2210 \text{ Mpa}$
- $E_s = 196133 \text{ Mpa}$

Datos geométricos

- $d = 44 \text{ cm}$
- $b = 25 \text{ cm}$
- $h = 50 \text{ cm}$
- $dc = 6 \text{ m}$
- Recubrimiento = 4 cm

$$\text{Relación modular} = \frac{E_s}{E_c} = \frac{196133 \times 10^3}{15000 \times \sqrt{20.6} \times 10.2 \times 98.07} = 9.2$$

$$\text{Momento de inercia de la sección bruta: } I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{25 \times 50^3}{12} = 2.604 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$\text{Módulo de ruptura del concreto } f_r = 0.626 \times \sqrt{20.6} = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$\text{El momento de agrietamiento será } M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{h/2} = \frac{2.84 \times 2.604 \times 10^5}{50/2} = 29.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Si se considera una viga que soporta una losa de 0.4ton/m² y una sobrecarga de 0.2ton/m² con una franja tributaria de 5.2m se obtiene las siguientes cargas:

- $W_{cm} = 13.102 \text{ Kn/m}$
- $W_{cv} = 5.08 \text{ Kn/m}$

Con estas cargas se calcula el M servicio =

$$M_{serv} = \frac{(13.15 + 5.10) \times 6^2}{8} = 81.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cálculo del momento de inercia:

Momento de inercia efectivo basado en la Ecuación de e-ISIS:

$$I_{e-ISIS} = \frac{I_g \times I_{cr}}{I_{cr} + \left[1 - 0.5 \times \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \right] \times (I_g - I_{cr})} \leq I_g \quad 4. 106$$
$$I_e = 3.525 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

1. Deflexión inmediatas de la viga basada en momento de inercia

1.1. Deflexión debido a carga muerta

$$M_{CM} = \frac{w_{CM} \times L^2}{8} = 6.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Di_{cm} = \frac{5 \times w_{CM} \times L^4}{384 \times E_c \times I_e} = 1.05 \text{ cm}$$

1.2. Deflexión debido a carga viva

$$Di_{cv} = Di_{cm} \times \frac{w_{cv}}{w_{cm}} = 0.41 \text{ cm}$$

Se asume que el 30% de la carga viva actúa permanente:

$$Di_{cv} = 0.3 \times 1.14 = 0.12 \text{ cm}$$

2. Deflexiones Diferidas

Se calculan multiplicando a las deflexiones inmediatas por un factor λ :

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 \times \rho'} = 2$$

$$Dd_{cm} = Di_{cm} \times 2 = 2.11 \text{ cm}$$

$$Dd_{cv} = Di_{cv} \times 2 = 0.25 \text{ cm}$$

4.4.3. Cuadro comparativo

Tabla 29: Resumen de resultados

	DEFLEXION DE LA VIGA DE ACERO (cm)	DEFLEXION DE LA VIGA DE BASALTO (cm)
Di_{cm}	1.05	2.94
Di_{cv}	0.41	1.14
$Di_{cv\ 30\%}$	0.12	0.34
Dd_{cm}	2.11	5.88
$Dd_{cv\ (30\%)}$	0.25	0.68
$D_{al\ (30\%)}$	3.53	9.84
D_{max}	3.81	10.64

Conociendo las deflexiones máximas permisibles según la Norma Peruana, y comparando con las deflexiones halladas para ambos refuerzos de Acero y Basalto; tenemos lo siguiente:

Tabla 30: Resumen de resultados

TIPOS DE ELEMENTO	DEFLEXIÓN CONSIDERADA	DEFLEXIÓN ADMISIBLE		DEFLEXIÓN CALCULADA	
		L=600cm	cm	ACERO (cm)	BASALTO (cm)
Cubiertas que no tengan elementos no estructurales susceptibles.	CV inmediata	L/180	3.33	0.41	1.14
Entre pisos que no tengan elementos no estructurales susceptibles.	CV inmediata	L/360	1.67	0.41	1.14
Pisos que no tengan elementos no estructurales susceptibles.	CM+CV (Inmediata + Diferida)	L/480	2.50	3.53	9.30
Pisos que no tengan elementos no estructurales no susceptibles.	CM+CV (Inmediata + Diferida)	L/240	1.25	3.53	9.30

4.5. Estudio Comparativo del cálculo de ancho de grieta

Para la predicción del ancho de grietas el ACI da la siguiente fórmula:

$$\omega = 2 \frac{f_r}{E_r} \beta k_b \sqrt{\left(d_c^2 + \frac{s}{2}\right)} \quad 4.107$$

f_r = Esfuerzo de las varillas de refuerzo

asumiendo agrietamiento elástico.

E_r = Módulo de elasticidad del refuerzo.

s = Espaciamiento de las varillas.

β = Es el cociente de la distancia del eje neutro a la cara en tensión delmiembro y la distancia del eje neutro al centroide del reforzamiento en tensión .

d_c = Espesor e la cara en tensión al centro mas

cercano de reforzamiento.

k_b = Factor de las características de la adherencia del refuerzo.

El ACI limita el agrietamiento a 0.02 in (0.05 cm) para exteriores y 0.028 in (0.07 cm) para interiores. Estos valores son mayores que los permitidos para vigas con acero ASTM 615.

Análisis de deflexiones en vigas concreto, para un momento antes del valor de agrietamiento, tiene una deformación unitaria que es linealmente elástica donde se usa el momento de inercia bruto, el área de refuerzo puede ser convertido en concreto con el n modular y de esa manera calcular la deflexión. Para el cálculo de deflexiones agrietadas, las normas nos dan diferentes formas de calcular el momento de inercia efectivo, el ACI propone la ecuación de Branson (ACI440):

$$I_E = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \quad 4.108$$

M_{cr} = Momento de agrietamiento de la sección.

M_a = Momento máximo actuante en la sección

donde se evalúa I_{ef} y la deflexión.

I_{ef} = Momento de inercia efectivo de la sección

donde se evalúa la deflexión.

I_{cr} = Momento de inercia agrietado de la sección

donde se evalúa la deflexión.

I_g = Momento de inercia de la sección bruta.

Esta expresión del ACI para el cálculo de I_{ef} arroja resultados en el rango de variación de 20% con respecto a lo obtenidos en los ensayos. Adicionalmente, M_{cr} tiene mucha dispersión. La precisión de la fórmula del ACI es pobre cuando M_a es cercano a M_{cr} ya que la variación de este último es aleatoria (Ottazzi 2016).

Por resistencia de materiales tenemos el momento de agrietamiento en una sección de viga rectangular.

$$I_{cr} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d - c)^2 \quad 4.109$$

I_{cr} = Momento de inercia agrietado de la sección donde se evalúa la deflexión.

c = profundidad del eje neutro agrietado.

b = Ancho de la sección analizada.

n = ratio modular.

d = Peralte efectivo de la sección.

A_s = Área del refuerzo.

Antes de realizar las operaciones para determinar el ancho de grieta, se debe tener en cuenta los siguientes parámetros de la viga de ensayo:

- Tramo simplemente apoyado $L = 6000 \text{ mm}$
- Módulo de Elasticidad del concreto $E_c = 21332 \text{ MPa}$
- Cargas: $w_{cm} = 13.10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $w_{cv} = 5.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

4.5.1. Parámetros asociados a la viga reforzada con barras de basalto:

Datos estructurales

- $f'_c = 20.60 \text{ Mpa}$
- $A_f = 8.55 \text{ cm}^2$
- $\epsilon_{fu} = 0.0272$
- $f_{fu} = 2210 \text{ Mpa}$
- $E_f = 55850 \text{ Mpa}$

Datos geométricos

- d = 44 cm
- b = 25 cm
- h = 50 cm
- dc = 6 cm
- Recubrimiento = 4 cm

$$\text{Relación Modular} = \frac{E_f}{E_c} = \frac{55850000}{((15000 * \sqrt{20.6 * 10.2 * 98.07}))} = 2.6$$

Cuantía del refuerzo:

$$\frac{855 \text{ mm}^2}{(250 * 500) \text{ mm}^2} = 0.0078$$

Factor de la profundidad del eje neutro:

$$k = \sqrt{(\rho_f * n_f)^2 + (2 * \rho_f * n_f)} - \rho_f * n_f \quad 4.110$$

$$k = \sqrt{(0.0078 * 2.6)^2 + (2 * 0.0078 * 2.6)} - 0.0078 * 2.6 = 0.18$$

Momento de Inercia de agrietamiento:

$$I_{cr} = \left(\frac{b * d^3}{3}\right) * k^3 + n_f * A_f * d^2 * (1 - k^2) \quad 4.111$$

$$I_{cr} = \left(\frac{250 * 440^3}{3}\right) * 0.18^3 + 2.6 * 855 * 440^2 * (1 - 0.18^2) = 300458293 \text{ mm}^4$$

De las cargas se obtiene un momento de servicio igual a:

$$M_s = \frac{(13.10 + 5.08) * 6^2}{8} = 81.82 \text{ kN-m}$$

$$\text{Por ello, } f_f = \frac{(M_s * n_f * d * (1 - k))}{I_{cr}} = \frac{(81.82 * 10^6 * 2.6 * 440 * (1 - 0.18))}{300458293} = 256.5 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{(h - kd)}{d(1 - k)} = \frac{(500 - 0.17 * 440)}{440(1 - 0.17)} = 1.16$$

Finalmente, el ancho de la grieta según el ACI 440 se calcula con la siguiente ecuación:

$$w = 2 \frac{f_f}{E_f} \beta k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \quad 4.112$$

k_b es un factor de adhesión entre el refuerzo y el concreto que para barras de basalto se puede asumir por 1.4.

$$w = 2 * \left(\frac{256.5}{55850} \right) * 1.16 * 1.4 * \sqrt{(60)^2 + \left(\frac{130}{2} \right)^2} = 1.33 \text{ mm}$$

4.5.2. Parámetros asociados a la viga reforzada con barras de acero:

Datos estructurales

- $f'_c = 20.60 \text{ Mpa}$
- $A_s = 8.15 \text{ cm}^2$
- $E_s = 210000 \text{ MPa}$

Datos geométricos

- $d = 44 \text{ cm}$
- $b = 25 \text{ cm}$
- $h = 50 \text{ cm}$
- $d_c = 6 \text{ cm}$
- Recubrimiento = 4 cm

$$\text{Relación Modular} = \frac{E_f}{E_c} = \frac{210000}{((15000 * \sqrt{20.6 * 10.2 * 98.07}))} = 9.8$$

Cuantía del refuerzo:

$$\frac{815 \text{ mm}^2}{(250 * 500) \text{ mm}^2} = 0.0074$$

Factor de la profundidad del eje neutro, reemplazando en la Ec. (4.110):

$$k = \sqrt{(0.0074 * 9.8)^2 + (2 * 0.0074 * 9.8)} - 0.0074 * 9.8 = 0.32$$

Momento de Inercia de agrietamiento, reemplazando en la Ec. (4.111):

$$I_{cr} = \left(\frac{250 * 440^3}{3} \right) * 0.18^3 + 2.6 * 855 * 440^2 * (1 - 0.18^2) = 782869594 \text{ mm}^4$$

De las cargas se obtiene un momento de servicio igual a:

$$M_s = \frac{(13.10 + 5.08) * 6^2}{8} = 81.82 \text{ kN-m}$$

El esfuerzo en el acero de tracción bajo cargas de servicio se calcula de la siguiente manera:

$$f_s = \frac{M_s}{A_s * 0.9d} = \frac{(81.82 * 10^3)}{8.15 * 0.9 * 44} = 253.5 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{(h - kd)}{d(1 - k)} = \frac{(500 - 0.32 * 440)}{440(1 - 0.32)} = 1.20$$

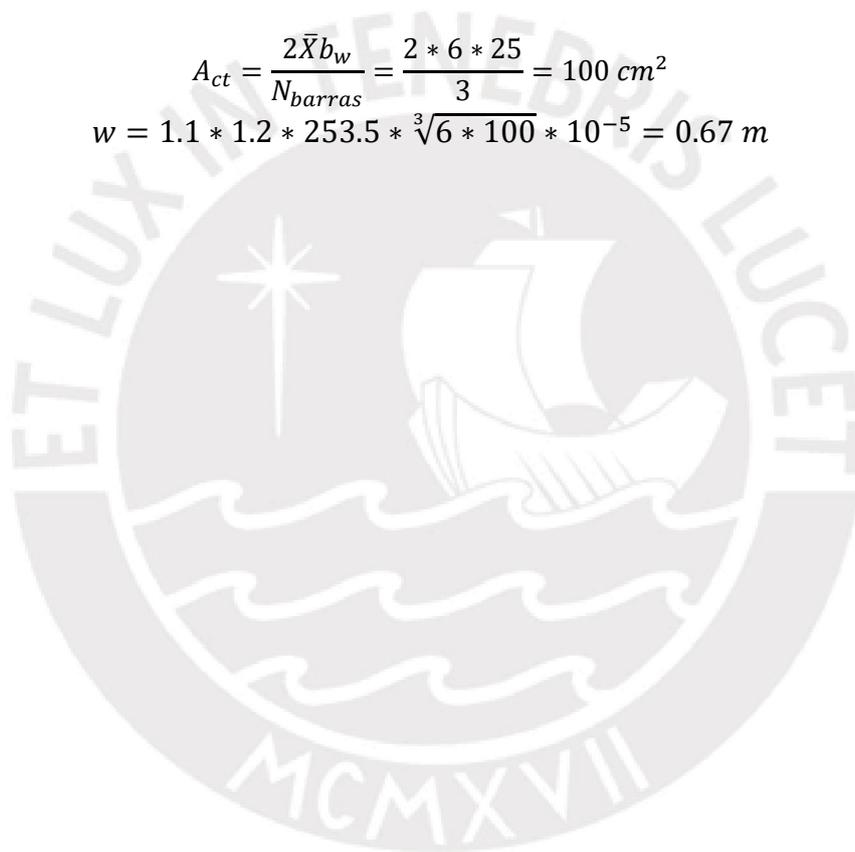
Finalmente, el ancho de la grieta se calcula con la siguiente ecuación:

$$w = 1.1\beta f_s^3 \sqrt{d_c A_{ct}}$$

4. 113

$$A_{ct} = \frac{2\bar{X}b_w}{N_{barras}} = \frac{2 * 6 * 25}{3} = 100 \text{ cm}^2$$

$$w = 1.1 * 1.2 * 253.5 * \sqrt[3]{6 * 100 * 10^{-5}} = 0.67 \text{ m}$$



5. APLICACIONES DE BFRP EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES y ANÁLISIS DE COSTOS

5.1. Uso en el sector de la construcción

Las varillas de basalto se están empleando en el sector de la construcción debido a que poseen ciertas propiedades que hacen que su uso sea ventajoso respecto a los materiales tradicionales como el concreto o el acero. Algunas de estas propiedades son las siguientes:

- Gran ligereza y elevada resistencia, rigidez y resistencia a la fatiga.
- Resistencia a la corrosión y al ataque de agentes ambientales.
- Baja conductividad térmica.
- Variedad de formas y diseños con posibilidad de moldeo en grandes piezas.

La desventaja de estas varillas es que no se encuentra información acerca del coeficiente de reducción a usarse, esto debido a que no se tienen ensayos sísmicos de este tipo de elementos, por lo tanto sólo se propone su uso en estructuras bajo cargas de gravedad.

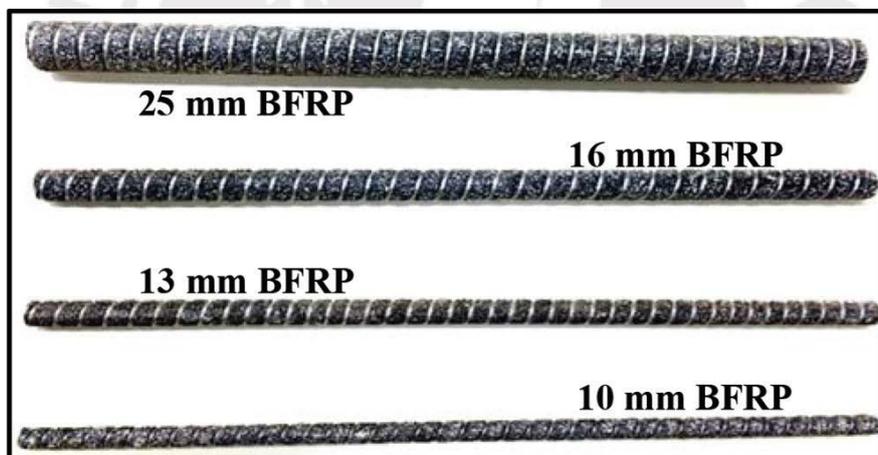


Figura 66.- Tamaños comerciales de barras BFRP

Fuente. - https://www.researchgate.net/profile/Mustapha_Ibrahim2

5.1.1. Aplicaciones en estructuras con cargas de gravedad.

Los polímeros reforzados con fibras son ampliamente utilizados en diversos elementos estructurales como:

- Losas, ya que no se suele hacer su diseño por sismo, así que para losas su uso es adecuado. En la figura 67 un ejemplo de losas reforzadas por fibras de carbono.



Figura 67.- Instalación de cintas prefabricadas de FRP a una losa de concreto
Fuente. - sikamexicana.com/reforzamiento-de-estructuras-con-fibra-de-carbono

- Vigas y losas de sótanos, ya que acá tampoco hay sismo.

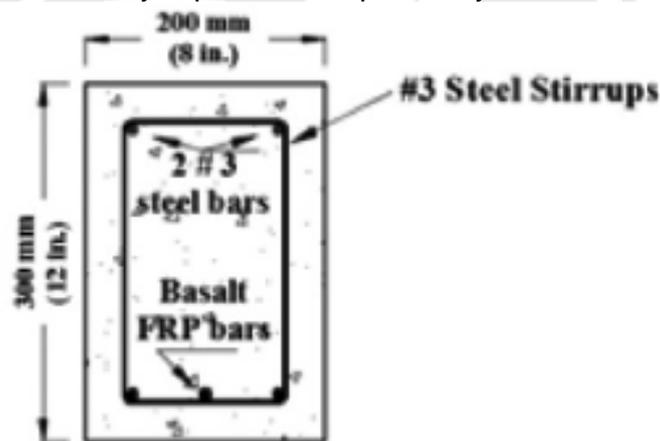


Figura 68.- Sección de viga con FRP
Fuente. - <http://www.ircfrp.com/portfolio/>

- Zapatas, ya que si son aisladas no necesitan ductilidad.



Figura 69.- Instalación de FRP en zapatas
Fuente. – Ingenieros S.A.C. web

- Muros de contención, sólo los analizamos a cargas laterales de empuje de suelos. No necesita ductilidad.



Figura 69.- Muros de contención reforzados con FRP
Fuente. - <https://www.sistemasdemurosdecontencion.com/blog-v2/>

- Puentes isostáticos de un solo tramo.



Figura 48.- Tableros reforzados con FRP en puentes isostático 48
Fuente. - <https://rbconspro.wordpress.com/category/productos/page/2/>

5.2. Aplicaciones reales de edificaciones que utilizan polímeros de vidrio GRP

- Edificio Eyecatcher

Edificio de oficinas construido en 1999 en Suiza. Sus elementos estructurales y no estructurales están fabricados íntegramente con FRP.



Figura 49.- Fachada de edificio Eyecatcher

Fuente. - http://www.tectonica-online.com/productos/1221/grp_estructurales_perfiles/

- Puente en Lleida



Figura 50.- Vista general de la pasarela construida con GRP en Lleida, España.

Fuente. - <http://www.crype.es/>

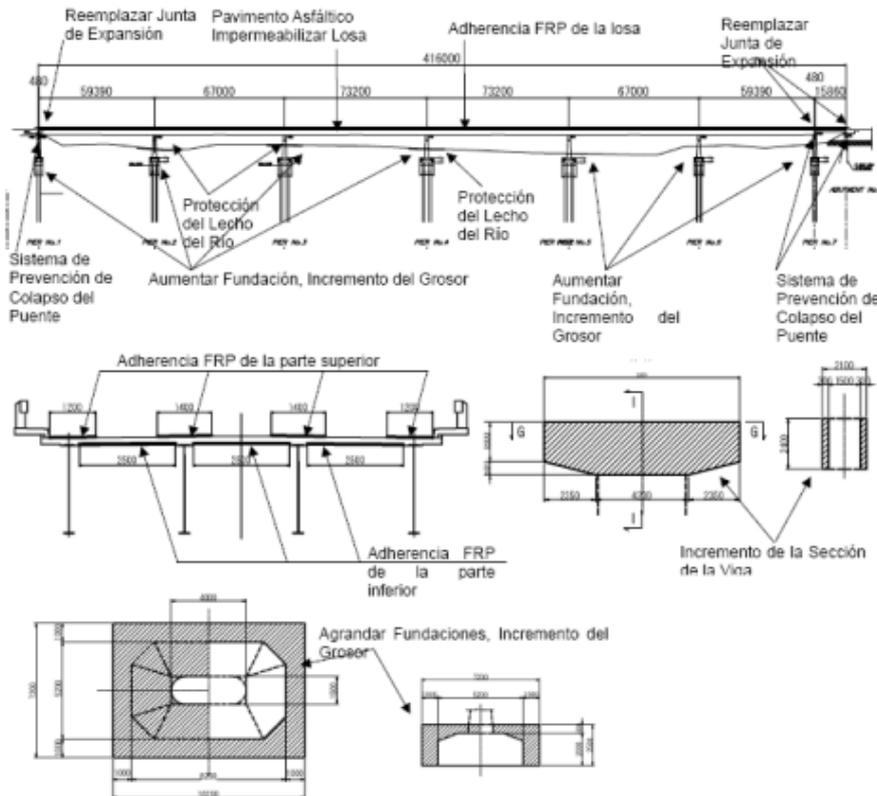


Figura 51.- Esquema del reforzamiento para el puente sobre el Río Chirripó – Ruta 32 donde se indica usar material GRP para reforzar la losa del puente.

Fuente. - nacion.com

- Puente Asturias

Puente de carretera en Asturias, España construido en 2003. La estructura del puente está constituida por tres vigas tipo sándwich de fibra de carbono que soportan la cubierta de la carretera construida con concreto armado y asfalto.



Figura 52.- Puente Asturias

Fuente. - sispra.com

5.3. Costo de varillas de basalto

5.3.1. Cotización de precios de varillas de basalto

Las varillas de basalto se fabrican en diferentes diámetros, que oscilan entre los 4mm a 30mm. En la siguiente tabla se puede observar la cotización de estas varillas en diferentes países donde ya se usan. Los precios mostrados fueron tomados de páginas de anuncios de internet, los cuales, además, fueron corroborados vía correo electrónico. De acuerdo a las características presentadas anteriormente, el precio cotizado según la empresa ANJIEZJ se encuentra en el rango de 0.5 a 15 dólares por metro lineal. Es decir, el precio por kilo del material es aproximadamente 22.26 Soles, siendo ésta la alternativa más económica.

Tabla 31: Resumen de resultados

Lugar de procedencia	Empresa	Diametros (mm)	Area transversal (m ²)	Longitud (m)	Volumen (m ³)	Densidad (Kg/m ³)	Peso (Kg)	Costo por unidad	Precio Final
Bad Camberg, Alemania	Moertelshop	8	5.03E-05	1	5.03E-05	1950	0.098	€ 3.42	
							1	€ 34.89	S/. 118.63
Zhejiang, China	ANJIE	3	7.07E-06	1	7.07E-06	1950	0.014	0.5	
							1	USD 36.27	S/. 119.71
Zhejiang, China	ANJIE	30	7.07E-04	1	7.07E-04	1950	1.378	15	
							1	USD 10.88	S/. 35.91
Jiangsu, China	NANTONG HUYU	4	1.26E-05	1	1.26E-05	1950	0.025	0.5	
							1	USD 20.40	S/. 67.33
Jiangsu, China	NANTONG HUYU	22	3.80E-04	1	3.80E-04	1950	0.741	5	
							1	USD 6.75	S/. 22.26

5.3.2. Cotización de Flete

Los mayores proveedores de las varillas de basalto se encuentran en China. Por tal motivo, se presenta los costos de flete marítimo encontrados para el transporte de las varillas de basalto hasta el Perú, de tres empresas chinas (Tabla 32).

Tabla 32: Precio del flete marítimo

FLETE MARÍTIMO				
Empresas	Costo (\$/Kg)	Costo (S./Kg)	Puerto de Embarque	Puerto de Desembarque
Guangzhou Hongdex International Logistics Co., Ltd.	0.07	0.23	Hong Kong/Guangdong	Callao
Shenzhen Valor Global Logistics Company Limited	0.05	0.17	Shanghai/Beijin	Callao
Shenzhen Hermes Int'l Forwarding Ltd.	0.06	0.21	Shenzhen /guangzhou	Callao

De la Tabla 32 se determina que el costo por flete de las varillas de basalto es s/. 0.17 por kg.

5.3.3. Comparación costo de varilla de basalto y costo de varilla de acero

Por un lado, teniendo en cuenta el costo tanto del flete marítimo como del basalto, se tiene que el precio total de usar varillas de **basalto** es **s/. 22.43 por kg.** Mientras que, por otro lado, se sabe que el costo de **acero** en Perú es **s/. 4.00 por kg.** Comparando ambos valores, se concluye que el uso de acero es más económico en contraste con el basalto. Sin embargo, se debe tener en cuenta las ventajas de usar varillas de basalto, como sus propiedades mecánicas mencionadas anteriormente.

5.3.4. Comparación entre el costo de nuestra viga con varillas de basalto y nuestra viga con varillas de acero a flexión y cortante.

FLEXIÓN: A continuación se muestra las tablas con el costo de las varillas que se obtuvieron del diseño a flexión de nuestra viga analizada de 6m.

Tabla 333: Costo de varillas de acero longitudinal
Fuente. - Propia

L (m)	6.60
costo (s/. / kg)	4.00
n° barras	3
L total (m)	18.00
Peso total (kg)	120.81
COSTO TOTAL (soles)	483.25

Tabla 344: Costo de varillas de basalto longitudinales
Fuente. - Propia

L (m)	6.60
costo (s/. / kg)	22.43
n° barras	3
L total (m)	18.00
Peso total (kg)	30.01
COSTO TOTAL (soles)	673.14

Cortante: A continuación se muestra las tablas con el costo de las varillas que se obtuvieron del diseño a Cortante.

Tabla 355: Costo de estribos en vigas reforzadas con acero
Fuente. - Propia

L (m)	6.00
s (m)	0.19
costo (s/. / kg)	22.43
L c/estribo (m)	1.02
n° de estribos	30
L total (m)	30.60
Peso total (kg)	8.47
COSTO TOTAL (soles)	190.05

Tabla 366: Costo de estribos en viga reforzada con acero
Fuente. - Propia

L (m)	6.00
s (m)	0.36
costo (s/. / kg)	4.00
L c/estribo (m)	1.02
n° de estribos	20
L total (m)	20.40
Peso total (kg)	22.74
COSTO TOTAL (soles)	90.96

Si sacamos el costo total de nuestra viga de acero sería de $90.96+483.25=574.21$ soles y nuestra viga reforzada con basalto sería $190.05+673.14=863.19$ soles, lo que indica que el costo de la varilla de acero es el 66% del costo de la varilla de basalto.

5.3.5. Comparación entre el costo de reparación de una edificación por corrosión y el costo de la construcción de una edificación a base de acero basalto

Para este análisis, se hizo uso de un proyecto de reparación por corrosión en el Restaurante El Farolito; ubicado en Barranco. En base a la propuesta brindada, se verificó la cotización del presupuesto de la obra; siendo el siguiente:

Tabla 377: Presupuesto de reparación restaurante EL FAROLITO

PRESUPUESTO					
Proyecto:	REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE TECHO ALIGERADO CON INYECCIÓN - RESTAURANT EL FAROLITO				
Responsable	HIYU INGENIEROS		Región	Lima	
Fecha	09/08/2017		Provincia	Lima	
Formula			Distrito	Lince	
ÍTEM	DESCRIPCION	UNIDAD	Metrado	PRECIO UNITARIO (S/.)	PRECIO PARCIAL (S/.)
01	ESTRUCTURAS				14715.64
01.01	REFORZAMIENTO DE LOSA ALIGERADA				14715.64
01.01.01	EXTRACCIÓN DE PISO ENCHAPADO	m2	71.29	4.69	334.35
01.01.02	EXTRACCIÓN DE BLOQUES DE ARCILLA	m2	71.29	7.78	554.64
01.01.03	PERFORACIONES	huecos	185.35	4.17	772.93
01.01.04	LOSAS ALIGERADAS, ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	71.29	38.69	2758.21
01.01.05	LOSAS ALIGERADAS, ACERO fy=4200kg/cm2	Kg	236	4.47	1054.92
01.01.06	LOSAS ALIGERADAS, CONCRETO	m3	8.55	391.43	3346.73
01.01.07	EXTRACCIÓN DE ACERO CORROIDO	MI	155.79	3.91	609.14
01.01.08	CIELORRASO MORTERO C:A 1:5	m2	71.29	34.56	2463.78
01.01.09	PISO CERAMICO 0.30 x 0.30m. (AMBIENTES INTERIORES)	m2	71.29	39.57	2820.95
				COSTO DIRECTO	14715.64

Tabla 388: Presupuesto de reparación restaurante EL FAROLITO

PRESUPUESTO DE OBRA		
PROYECTO:	REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE TECHO ALIGERADO CON VIGUETA FIRTH - RESTAURANT EL FAROLITO	
Departamento :	LIMA	
Plazo de Obra :	8 Días laborables	
		PRECIO PARCIAL (S/.)
COSTO DIRECTO		14338.6461
GASTOS GENERALES		5133.33
UTILIDAD (6%)		1433.86461
SUBTOTAL		20905.84071
IGV (18%)		3763.051328
IMPUESTO A LA RENTA (30%)		430.159383
PRESUPUESTO TOTAL		25099.05142
	Total	29356

Tenemos 155.79 kg de acero corroído que ha conllevado a un gasto total de 29356 esto se traduce a que he gastado por corrosión $29356/155.79$ soles/kg el costo en este caso fué de 188 soles/kg y si le agregamos el costo inicial del acero 4 soles /kg tendríamos 192 soles/kg comparado con 22.43 soles /kg. Con lo que el costo de la varilla de basalto sería el 8% de la varilla de acero.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Barras de basalto

- La falla de las barras de basalto se da en la barra para el caso de los ensayos PULLOUT bien anclados.
- Las barras lisas de basalto no tienen un anclaje adecuado con el concreto, ya que fallan por deslizamiento.
- Para las barras de basalto de 3 mm es suficiente un anclaje de 25 cm. Mientras que para las barras de basalto de 7 mm es necesario una longitud de anclaje de 60 cm.
- Se tiene un módulo de Elasticidad promedio de 86.3 GPa.

Tabla 39: Modulo de elasticidad de las varillas de basalto, según diferentes autores

AUTORES (año)	MODULO DE ELASTICIDAD (Gpa)
V.BRIK (1998)	62.07
V.BRIK (2003)	42.75
ADHIKARI(2009)	84
MOHAMED(2013)	50
OVITIGALA(2016)	53

6.2. Flexión

- La cantidad de varillas hallada para el acero y el basalto difiere ligeramente, siendo necesarios 3 Φ 3/4" para ambos casos.
- Los factores de reducción del acero y del basalto son diferentes ya que el basalto solo tiene fallas frágiles a diferencia del acero. Esto nos lleva a concluir que es mejor el sobre-refuerzo de la viga con varillas de basalto a diferencia de la filosofía convencional que buscaba que las vigas reforzadas con varillas de acero fueran sub-reforzadas.

6.3. Momento Curvatura

- Se cumple que, si la relación cuantía/cuantía balanceada < 1 la falla iniciará por la ruptura de barras BFRP, y cuando cuantía/cuantía balanceada > 1 la falla iniciará por rotura del concreto al medio de la viga.

- Las fórmulas provistas por el ACI440 que eran para varillas de Carbono, Aramida y Vidrio, dan una buena aproximación al cálculo con varillas de basalto.
- Se puede notar que en los momentos nominales, los picos máximos en el diagrama momento-curvatura, no difieren notablemente entre sí siendo el valor calculado con las ecuaciones provenientes del ACI, el valor más conservador.
- Es importante recalcar la falta de existencia de una plataforma de fluencia para barras BFRP y por ello, la imposibilidad de hallar un momento de fluencia y su correspondiente curvatura en la fluencia.
- No es posible hallar una ductilidad de curvatura de manera directa como se realiza en el caso de un diagrama momento-curvatura de un material como el acero. Sin embargo, con fines de evaluar cuantitativamente la ductilidad, se realizó la suposición de adoptar la curvatura de fluencia de acero como si también ocurriera en las barras BFRP con lo que se obtuvo una ductilidad de curvatura menor en el caso de estas últimas.

6.4. Cortante

- Las vigas reforzadas a corte con varillas de basalto mostraron una mejor resistencia contra la carga cortante.
- Se observa que la cortante del concreto reforzado con basalto es mayor que el de una sección reforzada con acero.
- El número de estribos para el refuerzo con basalto fue de 30. Mientras que para el refuerzo con acero fue de 20.

6.5. Deflexión

- El módulo de elasticidad de las vigas con varillas de basalto es la cuarta parte comparada con la de acero; esto puede generar una excesiva deflexión ya que afecta directamente la rigidez y por lo tanto generar grietas debido a la alta resistencia. Sin embargo, la rigidez de las varillas reforzadas con fibras plásticas solo son 38% de el de la viga de acero.

Esto permite decir que el criterio de deflexión es más importante que el de resistencia.

- La deflexión se predice adecuadamente con la norma norteamericana ACI440, brindando resultados adecuados para cargas del 50% de la carga máxima. Sin embargo, esto se cumple solo hasta antes de la aparición de grietas excesivas donde se pierde la correlación.
- Se puede observar que las deflexiones inmediatas y deflexiones diferidas de las varillas de basalto son mayores que las deflexiones producidas en las varillas del acero. Y ambas cumplen con las deflexiones máximas permisibles debidos a la carga viva. Sin embargo, a pesar que ambas no cumplen con los incisos tres y cuatro de la norma (según el tipo de elemento), estos son permitidos siempre y cuando se tomen medidas adecuadas para prevenir daños o proporcionando una contra flecha.

6.6. Ancho de Grieta

- El método utilizado para calcular el ancho de grieta para vigas BFRP difiere de las nuevas disposiciones del ACI en donde se calcula un espaciamiento máximo "S" para que no se exceda el ancho máximo de grietas. Sin embargo, para realizar una comparación se utilizó la fórmula empírica de Gergely – Lutz proveniente del ACI del año 95.
- De la comparación del ancho de grieta entre los dos tipos de refuerzos se concluye que el refuerzo de acero de la viga genera un menor ancho de grieta que cuando se refuerza la viga con BFRP.
- Como el módulo de elasticidad es bajo entonces se tiene una relación modular con el concreto también bajo, es por ello que el momento de agrietamiento es relativamente independiente de las propiedades de la sección transformada.

6.7. Costo

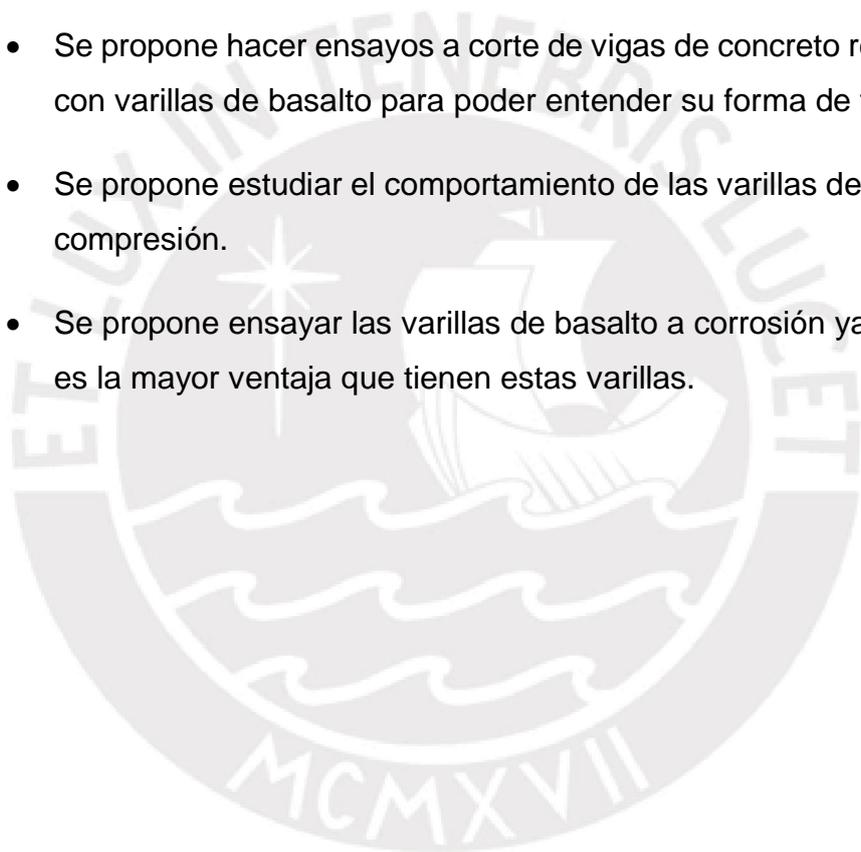
- De la comparación entre los precios hallados para el elemento de análisis se concluye que es más barato usar varillas de acero en vez de usar varillas de basalto. Cuatro soles para acero y 22.43 soles para

basalto en condiciones ambientales poco agresivas.

- En condiciones ambientales agresivas el costo del acero y su reparación por corrosión para nuestro ejemplo es de 192 soles/kg comparado con los 22.43 soles/kg del basalto para este caso conviene usar basalto.

6.8. Recomendaciones

- Se propone hacer ensayos de flexión a vigas de concreto reforzadas con varillas de basalto para poder entender su forma de falla por aplastamiento del concreto y su falla por rotura de la varilla.
- Se propone hacer ensayos a corte de vigas de concreto reforzadas con varillas de basalto para poder entender su forma de falla.
- Se propone estudiar el comportamiento de las varillas de basalto a compresión.
- Se propone ensayar las varillas de basalto a corrosión ya que está es la mayor ventaja que tienen estas varillas.



7. BIBLIOGRAFIA

1. A. Nanni (1993). "Flexural Behavior and Design of RC Members Using FRP Reinforcement", Journal of Structural Engineering.
2. H. C. Boyle y VM Karbhari (1994). "Investigation of bond behavior between glass fiber composite reinforcements and concrete", Polymer-Plastics technology and engineering.
3. V. Brik (1997). "Basalt Fiber Composite Reinforcement for Concrete". Research and technology Inc. Madison, Wisconsin, USA.
4. V. Brik (1998). "Performance Evaluation of 3-D basalt fiber reinforced concrete and basalt rod reinforced concrete". Research and technology Inc. Madison, Wisconsin, USA.
5. V. Brik (2003). "Advanced Concept Concrete Using Basalt Fiber /BF composite Rebar". Research and technology Corp. Wisconsin, USA.
6. J. Militky, V. Kovacic, J. Rubnerová (2002). "Influence of thermal treatment on tensile failure of basalt fibers". Engineering Fracture Mechanics. Czech Republic, 1025-1033.
7. S. Mazumdar (2003). "Composite Manufacturing: Materials, product and process engineering". Springer. New York, USA.
8. Gremel, D (2003): Fiber Reinforced Polymer (FRP) Reinforcing Bar. Nova Award Nomination 4.
9. Rajesh, Murty, Gupta y Dieshit (2005). "Development of composite sustainability performance index for steel industry". Ecol Indic. Mumbai, India.
10. De la Fuente Antequera, Albert (2007): Análisis no lineal y comportamiento en servicio y rotura de secciones construidas evolutivamente sometidas a flexocompresión recta.
11. H. Ólafsson y E. Pórhallsson (2009). "Basalt fiber bar". Reykjavik University. Reykavík, Iceland.

12. A.Patnaik(2009).”Application of basalt fiber reinforced polymer “.University of Akron. Ohio ,USA.
13. S. Adhikari (2009). ”Mechanical Properties and Applications of Basalt Fiber Reinforced Polymer “.University of Akron. Ohio ,USA.
14. S. Neela (2010). “Flexural Behavior of Basalt FRP Bar Reinforced Concrete Members with and Without Polypropylene fiber”. University of Akron. Ohio ,USA.
15. S. Poveda (2010).” Lecturas complementarias: Representación normalizada de piezas de material compuesto”. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, España.
16. V. Lopesto , C. Leone , e I. de Iorio(2010). “Mechanical characterization of basalt fiber reinforced plastic” . Composites. Naples, Italy
17. V. Manikandan , J. Winowlin , S. Surech y P.Leone , e I. de Iorio(2010) .” Investigation of the effect surface modifications on the mechanical properties of basalt fibre reinforced polymer composites”. Kalasalingam University .Tamilnadu,India.
18. N. Subramanian(2010). “Sustainability of RCC Structures Using Basalt Composite Rebars”. Gaithersburg.MD,USA.
19. B.Wei, H.Cao,S.song(2010). “Environmental resistance and mechanical performance of basalt and glass fibers”. Materials science and Engineering A. Shenzhen ,China. 4078-4715
20. V.H. Guerrero, J. Dávila, S. Galeas, P. Pontón, N. Rosas, V. Sotomayor, C. Valdivieso (2011). “Nuevos Materiales – Aplicaciones Estructurales e Industriales”. Imprefepp. Quito, Ecuador
21. Prince Engineering (2011): FRP reinforcement for structures.
22. T. Ovitigala (2012). “Structural Behavior of Concrete Beams Reinforced with Basalt Fiber Reinforced Polymer(BFRP) Bars”. University of Illinois. Chicago, USA.

23. P. Girardello F. da Porto, M. Dalla Benetta y M. Valluzi (2013). "Experimental behavior of masonry vaults strengthened by innovative composite materials". Vancouver, Canadá.
24. M. E. M. Mahroug (2013). "Behavior of Continuous Concrete Slabs Reinforced with FRP Bars". University of Bradford. UK.
25. M. A. Ammar (2014). "Bond Durability of Basalt Fibre-Reinforced Polymers (BFRP) Bars Under Freeze and Thaw Conditions". Université Laval. Québec, Canada.
26. D. Chang (2015). "Estudio de Relaciones Momento-Curvatura en secciones de concreto armado y concreto preesforzados sometidas a flexión". PUCP. Lima, Perú.
27. K. Gerhardus, J. Varney, N. Thompson, O. Moghissi, M. Gould y J. Payer (2016). "International Measures of Prevention, Application, and Economics of Corrosion Technologies Study". Gretchen Jacobson, NACE. Houston, Texas, USA.
28. T. Ovitigala, M. Ibrahim, y M. Issa (2016). "Serviceability and Ultimate Load Behavior of Concrete Beams Reinforced with Basalt Fiber-Reinforced Polymer Bars". ACI Structural Journal, NACE. USA.
29. Ottazzi Pasino, Gianfranco (2017): Apuntes del curso Concreto Armado I.