

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO EN FLEXIÓN DE VIGAS DE SECCIÓN NO  
RECTANGULAR Y DE ALMA DELGADA REFORZADAS LONGITUDINALMENTE  
CON BARRAS DE POLÍMEROS REFORZADOS CON FIBRA DE VIDRIO (GFRP)**

**Tesis para optar por el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR**

Renzo Didier Galvez Carrión

**ASESOR:**

Christian Asmat Garaycochea


Lima, Setiembre de 2022

## DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD

Yo, **Christian Alberto Asmat Garaycochea**, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada “**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO EN FLEXIÓN DE VIGAS DE SECCIÓN NO RECTANGULAR Y DE ALMA DELGADA REFORZADAS LONGITUDINALMENTE CON BARRAS DE POLÍMEROS REFORZADOS CON FIBRA DE VIDRIO (GFRP)**”, del autor **RENZO DIDIER GALVEZ CARRIÓN**, de constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 13 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 09/02/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y confirmo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio alguno.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 09 de febrero del 2023

Apellidos y nombres del asesor: <u>Asmat Garaycochea, Christian Alberto</u>	
DNI: 45650009	Firma: 
ORCID: 0000-0003-3893-4573	

## RESUMEN

El empleo del acero como refuerzo del concreto es cada vez más cuestionable debido a su baja durabilidad frente a la corrosión y por ello, en las últimas décadas se ha alentado el empleo de materiales alternativos más durables. Ese es el caso de los materiales compuestos por fibras resistentes embebidas dentro de una resina polimérica conocidos como fiber-reinforced polymer (FRP) o polímeros reforzados con fibra, cuyo empleo como refuerzo de estructuras de concreto ha tomado impulso a partir de los años 80. Sin embargo, debido a la relativa novedad del material aún existe falta de consenso técnico en algunas aplicaciones de este material, es así que la presente investigación tiene como objetivo aportar en el entendimiento del comportamiento a flexión de vigas con sección no rectangular de alma delgada reforzadas con barras de polímeros reforzados con fibra de vidrio (GFRP). Para ello, se incluye un estado del arte del conocimiento actual sobre el comportamiento de los FRP, así como se detalla los criterios de cálculo de resistencia por flexión y cortante que brinda el American Concrete Institute (ACI) para el concreto reforzado con barras de GFRP. Estos criterios están fundamentados principalmente en el estudio de vigas de sección rectangular constante, lo que motiva a verificar si son adecuadas para vigas de sección no rectangular. En ese sentido, primero se plantea un análisis teórico de la capacidad de carga última y deflexiones que presentaría la viga en condición de simplemente apoyada con carga puntual aplicada al centro de la luz libre. Luego, se construye un set de dos vigas con la sección propuesta y se replica experimentalmente la condición de carga para obtener la capacidad de carga última y deflexiones reales. Estos resultados luego se comparan y se discuten para comprender el comportamiento real de vigas de sección no rectangular de alma delgada cuyas conclusiones más importantes se presentan al final de esta investigación.

**Palabras clave:** glass fiber-reinforced polymer (GFRP); vigas de concreto; esbeltez; cortante; deflexión.

## **AGRADECIMIENTOS**

El presente trabajo de investigación está dedicado a mi familia, por su constante apoyo a lo largo de mi etapa universitaria y de forma especial a mis padres. También, brindo un agradecimiento al capítulo de estudiantes del ACI PUCP por permitirme participar en su conducción; así como a mi asesor, el ingeniero Christian Asmat, por su apoyo en el desarrollo de la tesis. Igualmente, a todos los amigos y docentes que me acompañaron durante la vida universitaria.

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1. Antecedentes .....	1
1.2. Objetivos .....	2
1.2.1. Objetivo General .....	2
1.2.2. Objetivos específicos.....	2
1.3. Justificación.....	2
1.4. Alcance.....	3
1.5. Organización .....	3
<b>CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE .....</b>	<b>5</b>
2.1. Perspectiva histórica.....	5
2.1.1. Desarrollo de aplicaciones con FRP.....	5
2.1.2. Desarrollo de guías y reglamentos de diseño con FRP .....	8
2.2. Materiales constituyentes y producción .....	10
2.2.1. Matriz de resina polimérica.....	10
2.2.2. Fibras de refuerzo.....	13
2.2.3. Aditivos y otros compuestos .....	16
2.2.4. Proceso de manufactura .....	17
2.3. Propiedades y métodos de ensayo .....	18
2.3.1. Propiedades físicas .....	19
2.3.2. Propiedades mecánicas.....	21
2.3.3. Métodos de ensayo de propiedades .....	23
2.4. Desempeño de elementos de concreto reforzados internamente con FRP.....	25
2.4.1. Resistencia mecánica.....	25
2.4.2. Serviciabilidad.....	27
2.4.3. Largo plazo.....	28
2.5. Durabilidad del FRP.....	29
2.5.1. Humedad .....	30
2.5.2. Ambiente alcalino .....	30

2.5.3.	Ambiente frío y ciclos hielo – deshielo.....	30
2.5.4.	Alta temperatura y fuego.....	31
2.5.5.	Exposición UV.....	31
2.6.	Aplicaciones estructurales.....	31
2.6.1.	Refuerzo interno.....	32
2.6.2.	Refuerzo externo.....	35
2.6.3.	Tendones presforzados.....	37
2.6.4.	Refuerzo de mampostería.....	38
<b>CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA DE DISEÑO CON BARRAS DE FRP .....</b>		<b>39</b>
3.1.	Consideraciones generales de diseño.....	39
3.1.1.	Documentos oficiales del ACI.....	39
3.1.2.	Filosofía de diseño.....	40
3.1.3.	Propiedades de diseño de los materiales.....	40
3.2.	Diseño por flexión.....	41
3.2.1.	Consideraciones generales.....	41
3.2.2.	Resistencia a flexión.....	42
3.2.3.	Revisión de deflexiones.....	46
3.3.	Diseño por cortante.....	49
3.3.1.	Consideraciones generales.....	50
3.3.2.	Resistencia a cortante.....	50
3.4.	Refuerzo por retracción y temperatura.....	53
3.4.1.	Cuantía mínima de refuerzo FRP.....	53
<b>CAPÍTULO 4. CÁLCULO TEÓRICO DE RESISTENCIA .....</b>		<b>54</b>
4.1.	Definición de elemento de análisis.....	54
4.2.	Propiedades de los materiales.....	55
4.3.	Cálculo de fuerzas internas.....	56
4.4.	Resistencia por flexión.....	57
4.4.1.	Determinación del estado límite de resistencia.....	58
4.4.2.	Verificación de refuerzo mínimo.....	58
4.4.3.	Cálculo de la resistencia por flexión.....	59

4.5.	Resistencia por cortante .....	59
4.5.1.	Verificación del refuerzo mínimo .....	60
4.5.2.	Cálculo de la resistencia por cortante.....	61
4.6.	Capacidad de carga última .....	62
4.7.	Comportamiento de deflexión.....	62
4.7.1.	Momento de inercia efectivo.....	63
4.7.2.	Diagrama carga – deflexión .....	65
4.8.	Comportamiento de curvatura por flexión .....	66
4.8.1.	Modelos teóricos esfuerzo – deformación de los materiales.....	66
4.8.2.	Diagramas momento – curvatura .....	68
<b>CAPÍTULO 5. DEFINICIÓN DE ENSAYO EXPERIMENTAL.....</b>		<b>71</b>
5.1.	Revisión de literatura .....	71
5.1.1.	Artículo de Houssam A. Toutanji y Mohamed Saafi (2000).....	71
5.1.2.	Artículo de H. A. Abdalla (2002).....	72
5.1.3.	Artículo de Joseph Robert Yost, Shawn P. Gross y David W. Dinehart (2003) .	73
5.1.4.	La tesis doctoral de David Chuen Johnson (2014).....	74
5.2.	Construcción de los especímenes .....	75
5.2.1.	Mezcla y vaciado del concreto .....	76
5.2.2.	Curado de los especímenes.....	77
5.3.	Ensayos de los materiales.....	77
5.4.	Instrumentación del ensayo.....	79
<b>CAPÍTULO 6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....</b>		<b>81</b>
6.1.	Presentación de resultados .....	81
6.1.1.	Curvas carga – deflexión.....	81
6.1.2.	Resumen de resultados .....	83
6.2.	Discusión de resultados.....	84
6.2.1.	Capacidad de carga última .....	84
6.2.2.	Patrón de agrietamiento.....	86
6.2.3.	Diagrama carga – deflexión .....	88
6.2.4.	Diagrama momento – curvatura.....	91

<b>CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS .....</b>	<b>94</b>
7.1. Conclusiones .....	94
7.2. Comentarios .....	95
<b>CAPÍTULO 8. REFERENCIAS .....</b>	<b>97</b>





## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Distribución final por industria de FRP en los Estados Unidos en 2004 (ACI, 2007)	7
Figura 2.2. Curva esfuerzo - deformación usual de resinas polyester (fib, 2007).....	12
Figura 2.3. Curva esfuerzo – deformación usual de resinas epoxi (fib, 2007).....	13
Figura 2.4. Curvas esfuerzo – deformación típicas de fibras: a) carbón (alta rigidez); b) carbón (alta resistencia); c) aramida (kevlar 49); d) S-glass; e) E-glass; f) basalto (fib, 2007).....	14
Figura 2.5. Comparativo de costos entre diferentes tipos de FRP (Balaguru et al. 2009).....	15
Figura 2.6. Esquema del proceso de pultrusión de FRP (ACI, 2007) .....	17
Figura 2.7. Ejemplos de barras de refuerzo de FRP (ACI, 2015) .....	18
Figura 2.8. Curvas típicas esfuerzo – deformación para compuestos de FRP (ACI, 2007).....	19
Figura 2.9. Losa de concreto reforzada con GFRP en Morristown, USA (Nanni et al., 2014)...	32
Figura 2.10. Armado de barras de GFRP en losa de puente (Nanni, 2019) .....	33
Figura 2.11. Losa de puente con GFRP del puente Sierrita de la Cruz (ACI, 2007) .....	33
Figura 2.12. Muro de protección de la autopista Honoapiilani, Hawaii, USA (Nanni et al., 2014) .....	34
Figura 2.13. Planta de tratamiento de agua reforzada con barras de GFRP en Canadá (Mohamed y Benmokrane, 2013).....	34
Figura 2.14. Refuerzo de GFRP para base de MRI (ACI, 2007) .....	35
Figura 2.15. Pasadores de GFRP en pavimento de Rotterdam, Países Bajos (ACI, 2007).....	35
Figura 2.16. Aplicación de tiras de CFRP para refuerzo de flexión (ACI, 2007) .....	36
Figura 2.17. Envolvimiento en manta de CFRP de columna de puente Creek, Canadá (Balaguru et al., 2009).....	37
Figura 2.18. Tendones de presfuerzo externos en el puente Bridge Street, USA (ACI, 2007)...	37
Figura 2.19. Torre afectada por sismo en Arequipa, Perú (Tumialan et al., 2003).....	38
Figura 2.20. Refuerzo con mantas de CFRP de la torre afectada (Tumialan et al., 2003) .....	38
Figura 3.1 Tipos de falla que gobiernan la rotura (Adaptado de ACI, 2015).....	43
Figura 3.2. Factor de reducción por flexión en función de la cuantía de refuerzo (Adaptado de ACI, 2015).....	45
Figura 3.3. Multiplicadores para deflexiones dependientes del tiempo (ACI, 2022).....	49
Figura 4.1. Dimensiones de la sección de la viga en análisis.....	54
Figura 4.2. Detalle de la ubicación y cantidad del refuerzo de GFRP .....	55
Figura 4.3. Fotografía de varilla de GFRP utilizada .....	55
Figura 4.4. Ficha técnica para la barra de GFRP empleada (TUF BAR, 2019).....	56

Figura 4.5. Diagramas de fuerzas internas para una viga simplemente apoyada con carga puntual al centro .....	57
Figura 4.6. Ubicación del eje neutro e inercia de la sección bruta .....	63
Figura 4.7. Ubicación del eje neutro e inercia de la sección agrietada .....	64
Figura 4.8. Diagrama Carga – Deflexión esperado .....	65
Figura 4.9. Modelo teórico de la curva Esfuerzo – Deformación del concreto.....	67
Figura 4.10. Modelo teórico de la curva Esfuerzo – Deformación del acero.....	67
Figura 4.11. Modelo teórico de la curva Esfuerzo – Deformación del GFRP .....	68
Figura 4.12. Curvatura de una sección de viga (Ottazzi, 2016) .....	68
Figura 4.13. Diagrama Momento - Curvatura teórico de sección reforzada con GFRP .....	69
Figura 4.14. Diagrama Momento - Curvatura teórico de sección reforzada con acero.....	70
Figura 5.1 Esquema de ensayo de flexión en cuatro puntos empleado (Abdalla, 2000).....	73
Figura 5.2 Esquema típico de ensayo de flexión en tres puntos utilizado (Johnson, 2014).....	75
Figura 5.3 Control de temperatura de la mezcla de concreto .....	76
Figura 5.4. Ensayo de compresión simple en las probetas de concreto .....	78
Figura 5.5 Esquema en elevación del ensayo por flexión .....	79
Figura 5.6 Esquema de perfil del ensayo por flexión.....	79
Figura 5.7 Disposición del ensayo experimental en la viga .....	80
Figura 6.1. Curva carga – deflexión para la viga V – 01 (LEDI PUCP).....	82
Figura 6.2. Grieta de falla de la viga V – 01 .....	82
Figura 6.3. Curva carga – deflexión para la viga V – 02 (LEDI PUCP).....	83
Figura 6.4. Grieta de falla de la viga V – 02 .....	83
Figura 6.5. Esquema de la acción de arco en vigas cortas (Park y Paulay, 1988).....	85
Figura 6.6. Esquema típico de falla por tensión diagonal (Harmsen, 2017) .....	86
Figura 6.7. Trayectoria de la grieta por tracción diagonal .....	87
Figura 6.8. Detalle de la grieta de falla por tracción diagonal en el apoyo .....	87
Figura 6.9. Detalle del deslizamiento y separación por pérdida de adherencia en el apoyo .....	88
Figura 6.10. Comparativo de curvas carga – deflexión teóricas y experimentales .....	89
Figura 6.11. Curvas carga – deflexión según ACI 440.1R ajustadas a las curvas experimentales .....	90
Figura 6.12. Curvas carga – deflexión según ACI 440.11 ajustadas a las curvas experimentales .....	90
Figura 6.13. Comparativa de curvas momento – curvatura para la sección reforzada con GFRP y acero .....	92

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Propiedades típicas de matrices termoestables (Adaptado de fib, 2007) .....	11
Tabla 2.2. Propiedades típicas de fibras para FRP (Adaptado de fib, 2007).....	14
Tabla 2.3. Densidades típicas para barras de FRP en g/cm <sup>3</sup> (ACI, 2015).....	20
Tabla 2.4. Coeficientes típicos de expansión térmica para FRP (ACI, 2015).....	20
Tabla 2.5. Propiedades típicas a tracción de las barras de refuerzo (ACI, 2015).....	21
Tabla 2.6. Requisito mínimo de resistencia a tracción garantizado (ACI, 2017).....	22
Tabla 2.7. Métodos de ensayo para los FRP en concreto y mampostería (ACI, 2012).....	24
Tabla 3.1. Factor de reducción ambiental según el tipo de fibra y la condición de exposición (ACI, 2015) .....	41
Tabla 3.2. Espesor mínimo sugerido para vigas o losas unidireccionales no presforzadas (ACI, 2015) .....	47
Tabla 4.1. Datos el cálculo de resistencia por flexión.....	57
Tabla 4.2. Datos para el cálculo de la resistencia por cortante.....	60
Tabla 5.1. Resultados para la resistencia a compresión del concreto a 28 días.....	78
Tabla 6.1. Resumen de resultados experimentales y teóricos .....	84
Tabla 6.2. Comparativa de resultados de capacidad de carga última.....	84
Tabla 6.3. Factores de ajuste de curvas teóricas empleados.....	91
Tabla 6.4. Comparativa de resultados del diagrama momento – curvatura .....	92

## NOTACIÓN

$a$	=	Profundidad del bloque de compresiones equivalente
$a'$	=	Longitud de luz libre de cortante
$A_f$	=	Área de refuerzo longitudinal de FRP
$A_{f, \min}$	=	Área de refuerzo longitudinal mínima
$A_{fv}$	=	Área de refuerzo transversal de FRP
$A_{fv, \min}$	=	Área de refuerzo transversal mínima
$b$	=	Ancho de la sección transversal
$b_w$	=	Ancho del alma de la sección transversal
$c$	=	Profundidad del área en compresión
$c_b$	=	Profundidad del área en compresión en condición balanceada
$C_E$	=	Coefficiente de reducción ambiental
$d$	=	Peralte efectivo de la sección transversal
$E_c$	=	Módulo de elasticidad del concreto
$E_f$	=	Módulo de elasticidad del FRP
$E_s$	=	Módulo de elasticidad del acero convencional
$f_c$	=	Resistencia a la compresión del concreto
$f_f$	=	Esfuerzo del refuerzo de FRP en tensión
$f_{fu}$	=	Resistencia de diseño en tracción del FRP
$f_{fu}^*$	=	Resistencia nominal de diseño en tracción del FRP
$I$	=	Momento de inercia
$I_{cr}$	=	Momento de inercia de la sección agrietada
$I_e$	=	Momento de inercia efectiva
$I_g$	=	Momento de inercia de la sección bruta
$k$	=	Factor de modificación de la resistencia del concreto en corte
$L$	=	Longitud de luz libre entre apoyos de la viga
$M_a$	=	Momento flector actuante
$M_{cr}$	=	Momento flector que causa el agrietamiento de la sección
$M_n$	=	Resistencia nominal por flexión
$M_u$	=	Momento flector último
$n_f$	=	Ratio entre el módulo de elasticidad del FRP respecto del concreto
$P$	=	Carga aplicada al centro de la luz libre de la viga
$P_{cr}$	=	Carga aplicada que causa el agrietamiento
$P_u$	=	Carga o resistencia última que soporta la viga
$V_c$	=	Resistencia nominal por cortante del concreto
$V_f$	=	Resistencia nominal por cortante del refuerzo de FRP
$V_n$	=	Resistencia nominal por cortante
$V_u$	=	Fuerza cortante amplificada
$\beta_1$	=	Factor de reducción de la resistencia del concreto para el bloque de compresiones
$\Delta$	=	Deflexión instantánea de la viga
$\epsilon_{cu}$	=	Deformación unitaria última del concreto
$\epsilon_{cu}$	=	Deformación unitaria última del FRP
$\emptyset$	=	Factor de reducción de la resistencia nominal
$\gamma$	=	Factor de variación de la rigidez a lo largo de la viga
$\lambda$	=	Factor de reducción del momento de agrietamiento
$\lambda_s$	=	Factor de forma para el cálculo de resistencia al cortante del concreto
$\lambda_{\Delta}$	=	Factor para la deflexión adicional a largo plazo
$\rho_f$	=	Cuantía de refuerzo longitudinal de FRP
$\rho_{fb}$	=	Cuantía balanceada de refuerzo longitudinal del FRP
$\xi$	=	Factor dependiente del tiempo para deflexiones a largo plazo

# CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta resumidamente el contenido de la presente investigación, así como se indican los principales objetivos que se plantean, la justificación y el alcance de la misma. De este modo, se pretende brindar al lector una vista previa del contenido de la tesis, que se presenta para obtener el título de Ingeniero Civil, y que pueda definir si es de su interés.

## 1.1. Antecedentes

Hasta hace algunas décadas, el acero era la única opción de refuerzo del concreto y su empleo se generalizó alrededor del mundo en diferentes aplicaciones estructurales. Sin embargo, las combinaciones de agentes agresivos como los cloruros o el CO<sub>2</sub> en presencia de humedad suele causar la corrosión del acero, lo que afecta gravemente la durabilidad y serviciabilidad de las estructuras de concreto armado (Nanni et al., 2014). Este problema también afecta económicamente el costo del ciclo de vida de las estructuras, pues se hace necesario darles un mantenimiento continuo, además de protegerlas o rehabilitarlas.

La necesidad de buscar soluciones a esta desventaja del acero, llevó al desarrollo de los materiales poliméricos reforzados con fibra (FRP) como alternativa para el refuerzo del concreto. Este material está compuesto típicamente de fibras muy resistentes embebidas en una matriz de resina polimérica, y fueron inicialmente desarrollados para la industria militar, aeroespacial y marina (ACI, 2007; Balaguru et al., 2009). Es a partir de la década de los 80's que inicia el auge del empleo de los FRP como refuerzo de estructuras de concreto, llegándose a emplear más de 10 mil millones de metros de barras de refuerzo cada año en la actualidad (*fib*, 2007). La gran aceptación de los FRP como refuerzo para el concreto estructural se debe a que poseen ventajas sobre el acero convencional, como la alta resistencia a tracción, alta rigidez, bajo peso, la posibilidad de modificar sus propiedades a gusto, y principalmente, su alta resistencia a la corrosión (Nanni et al., 2014); además, recientemente se empezó a valorar su transparencia electromagnética.

El desarrollo de proyectos que emplean el FRP como refuerzo interno del concreto llevó a realizar mayores investigaciones para poder estandarizar la metodología de diseño con este nuevo material, de modo que se logre una seguridad adecuada. En ese sentido, se prefirió las barras que emplean fibra de vidrio (GFRP) por encima de otros tipos de fibra, y se desarrolló guías y reglamentos de diseño al respecto. Estos documentos se encuentran en constante revisión y actualización, por lo que la investigación que aquí se plantea está dirigida a aportar en dicho sentido.

## **1.2. Objetivos**

Los objetivos planteados para la presente investigación se detallan a continuación:

### **1.2.1. Objetivo General**

Aportar al conocimiento del comportamiento de elementos de concreto reforzados con barras de polímero reforzado con fibra de vidrio (GFRP) mediante el análisis comparativo entre el desempeño teórico y experimental de un par de vigas de concreto reforzadas con barras de GFRP y de sección no rectangular.

### **1.2.2. Objetivos específicos**

- Revisar el estado del arte respecto del comportamiento de elementos de concreto reforzados con FRP y respecto de la metodología de diseño y cálculo estructural vigente de acuerdo al American Concrete Institute (ACI).
- Calcular la capacidad de carga última y las deflexiones para la viga de sección no rectangular propuesta mediante la aplicación de los criterios de diseño que señalan los documentos del ACI.
- Construir y ensayar experimentalmente la viga de sección no rectangular propuesta para obtener su capacidad de carga última y deflexiones reales.
- Comparar y analizar los resultados teóricos y experimentales obtenidos para la viga de sección no rectangular.
- Comparar teóricamente el comportamiento por flexión de la viga de sección no rectangular reforzada con GFRP, respecto de la misma sección reforzada con acero convencional a través del diagrama momento – curvatura.

## **1.3. Justificación**

El empleo de barras de FRP, en particular de GFRP, como refuerzo interno del concreto es una realidad y tomará mayor impulso en el futuro cercano desplazando en ciertas aplicaciones al acero como material de refuerzo predominante. Por ello, estimar con precisión el comportamiento de elementos reforzados con FRP es una necesidad vigente y la presente investigación colabora en comprender la precisión de los estándares de diseño actuales del ACI para vigas de sección no rectangular.

## **1.4. Alcance**

La investigación se limita a analizar comparativamente los resultados teóricos y experimentales que se obtienen para un set de dos vigas de sección no rectangular y de alma delgada reforzadas únicamente por flexión con barras de GFRP. Los principales resultados tomados en cuenta en el análisis son su capacidad de carga última y las deflexiones que presentan bajo la condición de simplemente apoyada con aplicación de carga concentrada al centro de su luz. Adicionalmente, se incluye una comparación teórica del comportamiento a flexión de dicha sección respecto de la misma con refuerzo de acero mediante el diagrama momento – curvatura.

Los resultados teóricos se fundamentan en la aplicación de los criterios de diseño que plantea el Comité ACI 440 en su Guía ACI 440.1R vigente del 2015 y en el reciente Código 440.11 vigente del 2022. Los criterios de cálculo aplicados en la sección de viga y refuerzo de GFRP propuesta se restringen fundamentalmente al diseño por flexión y cortante, aunque se presentan algunos criterios adicionales de forma referencial. A su vez, los resultados experimentales se obtienen a partir de la construcción del set de dos vigas, respetando la sección geométrica y el refuerzo de GFRP propuesto, que fue ensayado en el Laboratorio de Estructuras (LEDI PUCP) simulando la condición de simplemente apoyado con carga puntual al centro de la luz.

## **1.5. Organización**

La presente investigación se encuentra organizada en ocho capítulos distintos. El primer capítulo busca brindar un panorama general del contenido de la tesis, así como de sus motivaciones y sustento. El segundo capítulo presenta un estado del arte del conocimiento sobre el refuerzo de FRP, así brinda una perspectiva de su composición química, sus propiedades físicas y mecánicas, su desempeño estructural como refuerzo del concreto, su durabilidad y sus aplicaciones estructurales. El tercer capítulo resume los criterios de cálculo de resistencia de elementos de concreto reforzados con barras de FRP de acuerdo a la Guía ACI 440.1R y el Código ACI 440.11 vigentes. El cuarto capítulo muestra el cálculo teórico paso a paso de la resistencia y deflexión para la sección no rectangular de alma delgada, que también se define, y se calcula teóricamente su diagrama momento – curvatura. El quinto capítulo brinda las consideraciones que se tuvo en la construcción y ensayo experimental de las vigas, así como resume cierta literatura consultada que es de interés. El sexto capítulo presenta los resultados obtenidos tanto del cálculo teórico como del ensayo experimental de las vigas, cuya comparación se analiza y discute en profundidad en base a la bibliografía consultada; así como se compara teóricamente el diagrama momento – curvatura de la viga en análisis con su versión empleando refuerzo de acero convencional. El séptimo capítulo señala las principales conclusiones logradas de la discusión de resultados, así

como incluye sugerencias de futuras líneas de investigación. Finalmente, el octavo capítulo presenta las referencias bibliográficas consultadas y debidamente citadas que se empleó en el desarrollo de la presente tesis.





## **CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE**

Este capítulo pretende detallar el estado actual del conocimiento general respecto a los materiales poliméricos reforzados con fibra, conocidos en inglés como fiber-reinforced polymer (FRP). De este modo, se desarrolla la aplicación estructural de los FRP como material de refuerzo del concreto, y se presenta las características físicas, sus propiedades mecánicas, entre otras particularidades de este material. Así, se pretende brindar una clara descripción sobre los FRP en la actualidad.

### **2.1. Perspectiva histórica**

Los materiales compuestos para la construcción han sido conocidos desde los orígenes de la humanidad, teniendo por ejemplo los bloques de arcilla (adobes) reforzados con fibras naturales. Sin embargo, los materiales compuestos poliméricos reforzados con fibra (FRP) son de reciente desarrollo, junto al avance de la química y la industrialización durante el siglo XIX.

El empleo de los FRP como refuerzo del concreto en aplicaciones estructurales es aún más reciente y, junto con el desarrollo de la investigación en este campo, también, fue necesario el desarrollo de normativas o reglamentos para controlar la utilización de los FRP de manera adecuada.

#### **2.1.1. Desarrollo de aplicaciones con FRP**

El desarrollo de los FRP inició luego de 1900 con la producción de los plásticos, ya que los investigadores se centraron en buscar innovadoras aplicaciones para este material. Entre las aplicaciones desarrolladas se buscaba materiales que satisficieran los requerimientos especiales que necesitaba la industria electrónica, de defensa, aeronáutica, entre otras con gran desarrollo en los primeros años del siglo pasado.

El primer producto desarrollado con un FRP se registra a mediados de los años 30 y consistió en el casco de un bote fabricado experimentalmente con fibra de vidrio y resina polyester dentro de un molde (ACI, 2007). A partir de este producto, la industria de los botes y navíos no volvió a ser la misma; así como tampoco lo volvió a ser la industria en general.

El FRP había llegado para revolucionar el desarrollo de materiales no tradicionales debido a sus novedosas propiedades. Por ejemplo, su alta resistencia a la tensión, su bajo peso, su resistencia a la corrosión, su transparencia magnética y la posibilidad de manipular sus propiedades mecánicas con tan solo modificar sus materiales constituyentes (Nanni et al., 2014). Esto hizo de

los FRP un material conveniente para su empleo en la industria aeroespacial, marina, eléctrica, electrónica, y otras.

A inicios de los años 40, se comenzó a emplear los materiales compuestos de FRP en la industria militar, con un auge mayor luego de culminada la Segunda Guerra Mundial y el inicio de la Guerra Fría. Así, la Fuerza Aérea y Naval de los Estados Unidos empleó los compuestos de FRP en aplicaciones navales y aeroespaciales debido a su alta relación resistencia/peso, y a su resistencia a los efectos corrosivos de los ambientes marinos (ACI, 2007). Esto permitió desarrollar aeronaves y navíos más ligeros, así como impulso el desarrollo de la carrera espacial.

A fines de los 40 se comenzó a desarrollar aplicaciones fuera del ámbito militar y de investigación, siendo la característica de los compuestos de FRP más valorada, su alta resistencia a la corrosión y buena durabilidad frente a procesos químicos. De ese modo, ya en 1948 se inició la producción de tuberías de compuestos de GFRP (glass fiber-reinforced polymer), que se utilizaron ampliamente en la industria petrolera. Durante los años 50, los compuestos de FRP ya eran ampliamente utilizados en el equipamiento de la industria de papel, de refinamiento de metal, de tratamiento de residuos y otras (ACI, 2007).

Luego, durante los años 60 y 70 se desarrolló los compuestos de FRP de alto desempeño que fueron empleados en la construcción de diferentes componentes de los cohetes espaciales. También, se descubrió que los compuestos de FRP son no magnéticos y, por ende, poco detectables por radares. Esto impulsó un nuevo desarrollo militar en naves y aeronaves por parte de las Fuerzas Armadas Británicas y Estadounidenses, logrando aviones militares como el B-2 Bomber (ACI, 2007). Asimismo, durante estas décadas ocurrió la transferencia tecnológica del empleo de los compuestos de FRP hacia la industria automovilística. De acuerdo con la American Composites Manufacturers Association (ACMA), en 1953 se construyó el primer Chevrolet Corvette con paneles rolados de fibra de vidrio (ACI, 2007); siendo los coches de carreras de alto desempeño actuales, la prueba de la evolución del empleo de los compuestos de FRP en esta industria.

Si bien la mayor información histórica sobre la aplicación de los FRP proviene de la industria aeroespacial, militar o automovilística; esto no significa que no se hayan empleado en la industria de la construcción. El uso de los compuestos de FRP como material de construcción ya se venía empleando durante varias décadas, de hecho, ya a mediados de los años 50 se registra la primera aplicación como refuerzo de estructuras de concreto (ACI, 2007). Desde entonces, el empleo de los FRP como materiales en la construcción ha evolucionado desde simplemente ser estructuras temporales, cubiertas translúcidas o cerramientos hasta convertirse en refuerzo efectivo de estructuras, siendo empleado ampliamente en la rehabilitación de estructuras existentes.

Actualmente, su mayor desarrollo se ha alcanzado en el empleo de los FRP como tendones en aplicaciones de concreto presforzado.

Es desde fines de los años 70 e inicios de los años 80 que se experimenta un desarrollo masivo sin precedentes en las aplicaciones del FRP como refuerzo de estructuras de concreto. Esto se debió al gran avance en investigación, así como la demostración de su factibilidad en obras reales y a la gran disponibilidad comercial de refuerzo interno de FRP para concreto en forma de barras (Nanni et al., 2014), lo que lo convertía en una solución viable y alternativa al acero convencional.

Así pues, durante estos años se tiene las primeras aplicaciones en estructuras alrededor del mundo. En 1986, en Alemania se construyó el primer puente de carretera que empleaba tendones de FRP como refuerzo. Luego, en China se construiría la primera losa de puente totalmente reforzada con compuestos de FRP. Ya en los años 90 se construiría en Escocia el primer puente peatonal totalmente reforzado con FRP y en los Estados Unidos, en 1996, se construiría el primer puente de carretera reforzado con FRP (ACI, 2007). Luego de estos proyectos pioneros, numerosos puentes reforzados con FRP se construirían en los Estados Unidos y Canadá, lo que demostró la factibilidad del FRP frente al acero convencional, gracias a propiedades como la alta resistencia a tracción y su alta durabilidad frente a la corrosión.

Actualmente, se están desarrollando aplicaciones para los compuestos de FRP que impliquen su impresión en 3D y, por el lado de su empleo para la construcción, se viene implementando procesos de estandarización en su producción.

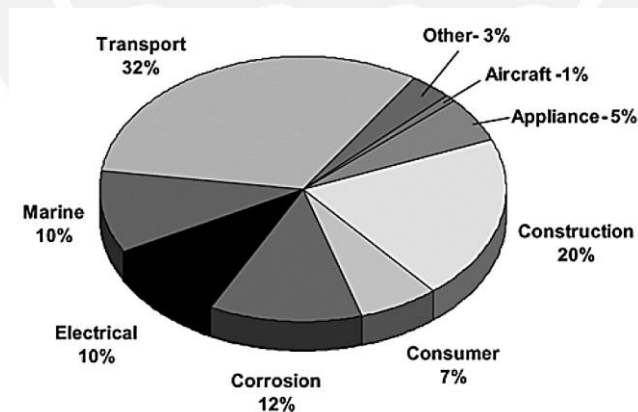


Figura 2.1. Distribución final por industria de FRP en los Estados Unidos en 2004 (ACI, 2007)

Sin duda, los materiales compuestos de FRP continuarán su evolución en las diferentes industrias del mundo, así como seguirá incrementando su participación en la economía mundial. De acuerdo a la American Composites Manufacturers Association (ACMA), en el 2017, el volumen de fibra de vidrio producido fue de 2.5 mil millones de libras, mientras que la demanda mundial de fibra de carbono fue de 75 mil millones de toneladas métricas. Por otro lado, cada año se emplean 4 mil millones de libras de compuestos en la industria automovilística y 22.1 mil toneladas métricas

en la industria aeroespacial. Actualmente, la industria productora de los FRP aporta anualmente 22.2 mil millones de dólares solamente a la economía estadounidense y para el presente año 2022 se espera que se produzca 113.2 mil millones de dólares en FRP (ACMA, 2022). Esta descripción actual del mercado de los FRP indica que existe una gran oportunidad de desarrollo económico en este campo y aún existen diversas aplicaciones del FRP por explotar.

### **2.1.2. Desarrollo de guías y reglamentos de diseño con FRP**

Junto con el desarrollo de aplicaciones estructurales del FRP, principalmente como refuerzo interno o externo del concreto, fue necesario que se desarrollen también documentos oficiales que brinden recomendaciones para su utilización de forma segura. Es así que, a inicios de los años 80 del siglo pasado, diferentes organizaciones encargadas de desarrollar estándares comienzan a elaborar guías de diseño y procedimientos estándares para evaluar los FRP.

El primer esfuerzo por estandarizar el empleo del FRP como refuerzo del concreto fue la creación de un comité especializado en 1987 por la Japan Society of Civil Engineers (JSCE), al mismo tiempo que en Canadá, la Canadian Society for Civil Engineering (CSCE) hacía lo mismo. Luego, en 1991 la CSCE publicaría un primer reporte sobre el FRP, mientras que la JSCE publicaría un Estado del arte en 1992 (*fib*, 2007), siendo los primeros documentos oficiales que trataban seriamente la opción de emplear los compuestos de FRP como refuerzo de estructuras de concreto.

En los Estados Unidos, desde fines de los 80 diferentes agencias estatales financiaron la investigación en universidades respecto al empleo de los FRP en infraestructura, previendo su futura estandarización. Así, en 1991, el American Concrete Institute (ACI) formaría el Comité 440 especializado en el estudio del refuerzo interno y externo con FRP de estructuras de concreto. Este comité tendría el objetivo de desarrollar una guía de diseño basada en evidencia científica, así como desarrollar especificaciones técnicas para la construcción y supervisión; y desarrollar métodos de ensayo de las propiedades de los FRP (Nanni et al., 2014).

A partir de esta época, se comienza a diferenciar el empleo de los FRP como refuerzo externo y como refuerzo interno, como una clara opción a reemplazar al acero convencional. Es así que, en 1996, la JSCE es la primera institución en publicar una guía de diseño para concreto reforzado internamente con barras de FRP. Luego, en 1998, la CSCE lograría publicar también una serie de recomendaciones para el diseño de concreto reforzado con FRP en puentes (*fib*, 2007), lo que permitiría la construcción de más proyectos que utilizaban el FRP como refuerzo.

Si bien se muestran avances en Norteamérica y Asia principalmente, en Europa también se dieron avances en el desarrollo de guías de diseño propias, como fue el caso del Código Nacional Sueco para el diseño de concreto reforzado con FRP de 1999 o la creación de un grupo de trabajo especializado en la International Federation for Structural Concrete o Fédération Internationale

du Béton (*fib*) para el estudio del FRP como refuerzo del concreto (*fib*, 2007); además, de las iniciativas particulares en diferentes países europeos como el Reino Unido, Noruega o Italia que luego tendrían sus propios estándares al respecto.

Ya en el presente siglo, precisamente en el 2001, el Comité 440 del ACI publica la primera versión de su Guía para el Diseño y Construcción de Concreto Estructural reforzado con barras de FRP – ACI 440.1R (Nanni et al., 2014), mientras que en el 2002 publicaría la primera versión de su guía análoga para el concreto estructural reforzado externamente con FRP. Estas guías se han continuado revisando y actualizando periódicamente en estos años, hasta la versión vigente del ACI 440.1R del 2015. Esta última versión fue la primera en ser traducida al español de forma oficial por el ACI y publicada en el 2021.

Por otro lado, los documentos oficiales relativos a métodos de ensayo también se fueron desarrollando a la par por las diferentes instituciones interesadas. De este modo, se puede señalar que la JSCE, en 1997, fue la primera en introducir métodos de ensayos en su guía para el diseño y construcción de concreto reforzado con FRP (Nanni et al., 2014). Por su lado, la American Society for Testing Materials (ASTM) y la International Organization for Standards (ISO) también desarrollaron métodos de ensayo para definir las propiedades de los FRP. Es en el año 2004, que el Comité 440 del ACI publica la primera versión de la Guía de Métodos de Ensayo para FRP como refuerzo interno o externo de estructuras de concreto y mampostería – ACI 440.3R (*fib*, 2007), permitiendo ampliar las posibilidades de ensayos que no se encuentran normados por la ASTM o la ISO.

Actualmente, con respecto al diseño y construcción de estructuras de concreto reforzadas internamente con barras de FRP, existen diferentes guías oficiales a nivel mundial. Entre estas se debe destacar la desarrollada por la JSCE que ha continuado actualizándose y es aplicada en Japón, así como la desarrollada en Europa conocida como el *fib* Bulletin 40: FRP reinforcement in RC structures. En Norteamérica, se tiene la guía desarrollada por el Comité 440 del ACI (ACI 440.1R) y la desarrollada en Canadá (CAN/CSA – S806).

Finalmente, en nuestro país no se han generado documentos oficiales al respecto, pero se podría decir que la guía desarrollada por el ACI será un buen antecedente para una futura guía nacional. Si bien la guía ACI 440.1R no era un estándar nacional estadounidense, eso cambió durante la elaboración de la presente investigación. En el 2022, el ACI publicó el Código ACI 440.11, para el refuerzo exclusivo con barras de GFRP, con aprobación del American National Standards Institute (ANSI), convirtiéndose en un código a la par del reconocido Código ACI 318, lo cual lo convierte en una base para el desarrollo de futuros códigos nacionales.

## 2.2. Materiales constituyentes y producción

Los fiber-reinforced polymer (FRP) son materiales compuestos por otros materiales que de forma aislada no servirían estructuralmente, pero en conjunto sí lo hacen. La composición de los FRP se puede definir como una matriz de resina polimérica, que puede ser termoestable (thermoset) o termoplástica (thermoplastic), reforzada con fibras que le brindan resistencia en una o más direcciones (ACI, 2015; ACI, 2007; *fib*, 2007; CSA, 2012). Así, se puede comprender el mecanismo de acción de los FRP, pues mientras la matriz de resina protege, mantiene unidas las fibras y les transfiere los esfuerzos, estas últimas son las encargadas de resistir las solicitaciones de esfuerzo (Nanni et al., 2014).

Además, en función del material del que están fabricadas las fibras, se pueden clasificar los distintos tipos de FRP que existen disponibles para emplearlos como refuerzo. Así pues, se tiene los FRP con fibras de aramida (AFRP), con fibras de carbono (CFRP), con fibras de vidrio (GFRP) y otros materiales (Feeser y Brown, 2005). El desempeño de cualquier FRP depende directamente de los materiales de los que está compuesto, así como de la proporción en que se han mezclado, y en menor medida del procedimiento de producción. Es por ello, que es importante describir a mayor profundidad las características de los materiales componentes y el proceso de producción.

### 2.2.1. Matriz de resina polimérica

La resina polimérica cumple un rol tan importante como el de las fibras mismas para asegurar un adecuado comportamiento del compuesto de FRP. Usualmente, la matriz representa de un 30% al 60% del volumen de un compuesto de FRP (*fib*, 2007), y su papel es tanto estructural como de protección. Esto se debe a que estructuralmente, la matriz se encarga de soportar los esfuerzos cortantes y de transferir esfuerzos a las fibras embebidas dentro de la misma; para ello, es sustancial que las fibras estén completamente saturadas por la resina polimérica (Balaguru et al., 2009). Por el lado de la protección, la matriz se encarga de brindar el recubrimiento adecuado a las fibras para que no estén expuestas al ataque ambiental o a la abrasión física. Sin embargo, la misma matriz de resina suele ser afectada por la temperatura y humedad del ambiente, aunque en los últimos años ya se ha desarrollado resinas con alta resistencia a estos problemas (Ray, 2005).

Estrictamente hablando, el término resina se emplea cuando el polímero se encuentra en el proceso de producción del FRP, mientras que el término matriz se emplea cuando el proceso ha culminado y se ha curado el polímero (*fib*, 2007). De acuerdo a las características de las resinas luego del curado, se suelen clasificar en dos tipos: termoplásticas y termoestables.

Las resinas termoplásticas se caracterizan por su capacidad de ablandarse cuando se calientan, lo que les permite ser moldeables indefinidamente pues se encuentran en un estado semilíquido. Estas resinas cuando son enfriadas, por el contrario, se rigidizan perdiendo capacidad de moldearse. Por otro lado, las resinas termoestables se caracterizan por ser líquidas en su estado inicial y, luego del curado mediante aplicación de calor, se endurecen y pierden la capacidad de ser moldeadas o de volver a su forma inicial. A diferencia de las resinas termoplásticas, las resinas termoestables no se ablandan al calentarse (ACI, 2007) y son de fácil producción con bajo costo (fib, 2007), lo que las convierte en las resinas ideales para producir los FRP de refuerzo de concreto.

Las resinas termoestables más usuales que se emplean en la industria de la construcción con FRP son las siguientes: polyester, epoxi y vinylester; cuyas propiedades típicas se muestran en la Tabla 2.1 y se detallan a continuación.

Tabla 2.1. Propiedades típicas de matrices termoestables (Adaptado de fib, 2007)

Propiedad	Matriz		
	Polyester	Epoxi	Vinylester
Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	1200 – 1400	1200 – 1400	1150 – 1350
Resistencia a tracción (MPa)	34.5 – 104	55 – 130	73 – 81
Módulo de rigidez (GPa)	2.10 – 3.45	2.75 – 4.10	3.00 – 3.50
Coefficiente de Poisson	0.35 – 0.39	0.38 – 0.40	0.36 – 0.39
Coefficiente de expansión térmica (10 <sup>-6</sup> /°C)	55 – 100	45 – 65	50 – 75
Contenido de humedad (%)	0.15 – 0.60	0.08 – 0.15	0.14 – 0.30

### 2.2.1.1. Polyester

Esta resina termoestable se caracteriza por tener un comportamiento viscoelástico y no debe ser confundida con las fibras de polyester ampliamente utilizadas en la confección de textiles. Además, esta resina es la más utilizada en la industria general del FRP, llegando a representar aproximadamente el 75% del total de resinas utilizadas (ACI, 2007).

La principal ventaja de esta resina es su perfecto balance de propiedades mecánicas, químicas y eléctricas; así como su relativo bajo costo, facilidad de producción y buena estabilidad dimensional (ACI, 2007). También, tiene la característica de ser químicamente modificada para obtener resinas con propiedades especiales como una alta resistencia a los rayos UV o alta resistencia al fuego mediante la inclusión de halógenos en su composición (fib, 2007) con bastante facilidad.

El comportamiento mecánico de esta resina es diferente en compresión y tracción, como se puede apreciar en la gráfica 2.2 para un ejemplar de uso general. En dicho gráfico se puede apreciar que este tipo de resina tiene un mejor desempeño en compresión que en tracción.

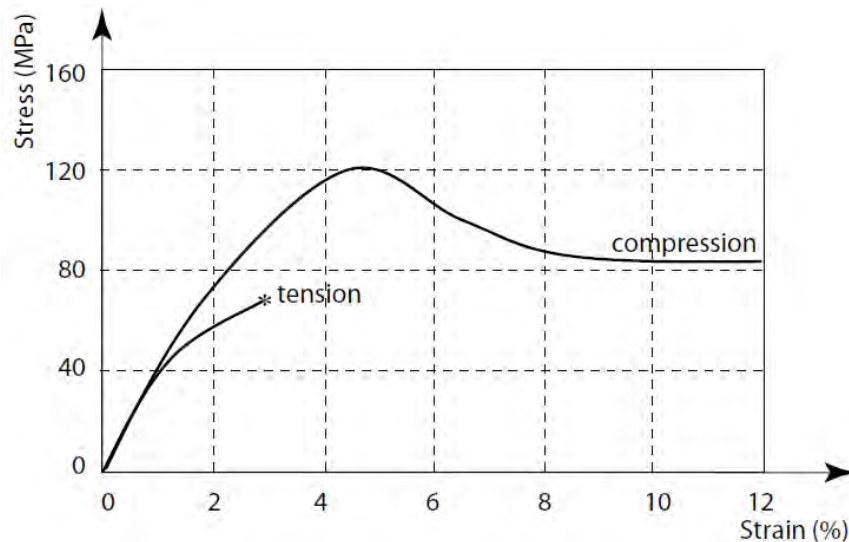


Figura 2.2. Curva esfuerzo - deformación usual de resinas polyester (fib, 2007)

### 2.2.1.2. Epoxi

Entre las resinas termoestables más usuales, este tipo de resinas es la de mayor utilización en la industria de la construcción, siendo predominante en la reparación de concreto mediante la aplicación de láminas externas; así, la principal fibra que se emplea con esta resina es la de carbono (ACI, 2007; Nanni et al., 2014). No obstante, también se emplea con fibras de aramida y vidrio, entre otras.

Las resinas epoxis tienen como principal ventaja sus grandes propiedades mecánicas, por lo que suelen emplearse para conformar FRP de alto desempeño (ACI, 2007). Aunque, también se destaca por su facilidad de producción, su mayor resistencia a químicos y corrosión, así como a su baja tendencia a la contracción durante el curado (fib, 2007). También, las resinas epoxis son utilizadas casi exclusivamente en la industria aeroespacial, ya que son las que presentan una mayor resistencia a las altas temperaturas (Balaguru et al., 2009). La principal desventaja de este tipo de resina recae en que tiene un alto costo y un periodo muy largo de curado (fib, 2007) en comparación con las resinas polyester y vinilester.

El curado de estas resinas es más lento debido a que se realiza con un sistema de dos partes y requiere un post-curado para alcanzar sus propiedades mecánicas. Además, las variaciones en cantidades y propiedades particulares del curado producen diferentes propiedades en la resina final (ACI, 2007), por lo que se puede obtener resinas con diferentes características de rigidez. El comportamiento usual de estos tipos de resina se observa en la imagen 2.3, que muestra resinas con diferente módulo producto de diferentes procesos de curado.



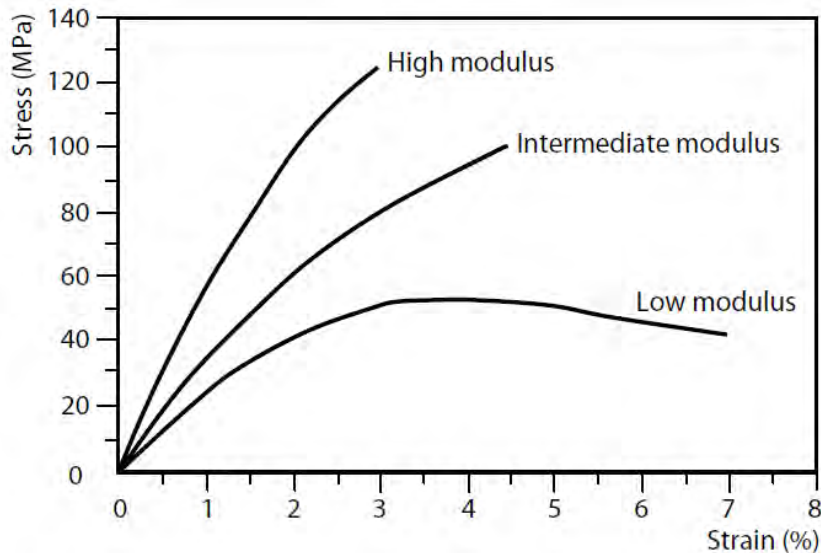


Figura 2.3. Curva esfuerzo – deformación usual de resinas epoxi (fib, 2007)

### 2.2.1.3. Vinylester

Estas resinas termoestables son el resultado de combinar las propiedades más beneficiosas de las resinas polyester y epoxi para el desarrollo de FRP. De este modo, los vinylester tienen una gran resistencia mecánica y al ataque químico como los epoxis, mientras que también tienen una adecuada viscosidad y rápido curado como los polyester (fib, 2007). Todas estas propiedades, además, se obtienen sin necesidad de procesos complejos de producción o cambios en la química de sus componentes como es usual con los epoxis (ACI, 2007).

Debido a estos beneficios y a la gran compatibilidad de estas resinas con la fibra de vidrio, las resinas vinylester son las preferidas para la producción de FRP con fibra de vidrio (Nanni et al, 2014), que son conocidos en inglés como glass-fiber reinforced polymers (GFRP). Siendo las barras de refuerzo similares al acero, su principal forma de comercialización para el refuerzo de estructuras de concreto.

### 2.2.2. Fibras de refuerzo

Las fibras de refuerzo componen el volumen restante dentro de los FRP, pudiendo representar desde un 30% hasta un 75% del volumen total (Balaguru et al., 2009), como es el caso de los FRP con fibra de vidrio. Además, el papel que cumplen las fibras dentro del FRP es crucial, pues son las responsables de soportar los esfuerzos mecánicos, proveyendo resistencia y rigidez al FRP. La orientación de las fibras también es importante, pues la máxima resistencia y módulo de elasticidad del FRP se encontrará en la dirección del eje de la fibra, por lo que los FRP suelen considerarse anisotrópicos (ACI, 2015).

Entonces, debido a la importancia de las fibras para determinar las propiedades finales del FRP, es que se suele buscar en las fibras las siguientes características: alto módulo de elasticidad, alta resistencia, adecuada capacidad de elongación, baja variabilidad entre fibras, uniformidad en el diámetro de las fibras, durabilidad y disponibilidad a bajo costo (fib, 2007).

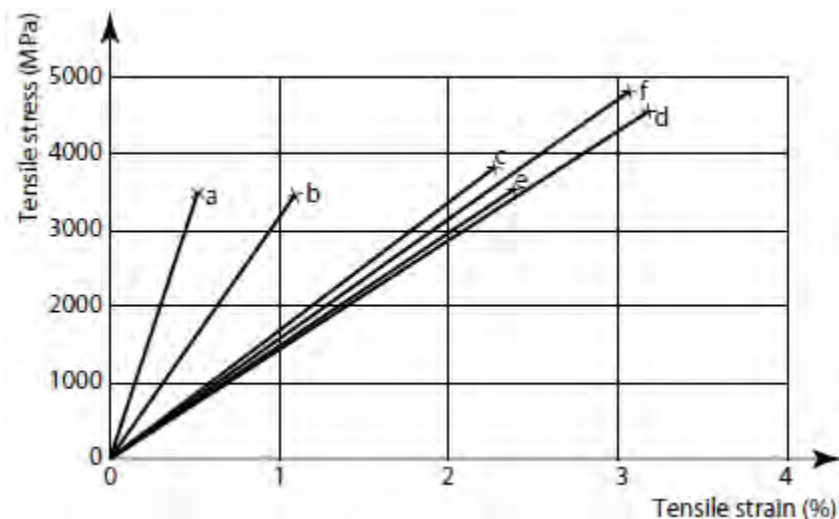


Figura 2.4. Curvas esfuerzo – deformación típicas de fibras: a) carbón (alta rigidez); b) carbón (alta resistencia); c) aramida (kevlar 49); d) S-glass; e) E-glass; f) basalto (fib, 2007)

Las fibras de refuerzo empleadas en la producción de FRP para la industria de la construcción usualmente son sintéticas y de diferentes materiales. Entre las más comunes se encuentran las fibras de vidrio, carbono y aramida, aunque recientemente las fibras de basalto también se han hecho comerciales (fib, 2007). Todas estas presentan un comportamiento lineal elástico hasta la rotura como se aprecia en la imagen 2.4 y cuentan con propiedades típicas que se resumen en la tabla 2.2. Entre todos estos tipos de fibra, la fibra de vidrio es la más utilizada en la producción de refuerzo de FRP debido a que brinda una adecuada relación entre su costo y sus propiedades mecánicas (Nanni et al., 2014), lo que lo hace preferible frente a las demás alternativas.

Tabla 2.2. Propiedades típicas de fibras para FRP (Adaptado de fib, 2007)

Tipo de fibra	Densidad	Resistencia a tracción	Módulo de Young	Deformación de ruptura	Coefficiente de expansión térmica	Coefficiente de Poisson
	(kg/m <sup>3</sup> )	(MPa)	(GPa)	(%)	(10 <sup>-6</sup> /°C)	
Carbón (alta rigidez)	1950	2500 - 4000	350 - 650	0.5	-1.2 ... -0.1	0.20
Carbón (alta resistencia)	1750	3500	240	1.1	-0.6 ... -0.2	0.20
Aramida (Kevlar 49)	1440	3620	124	2.2	-2.0 longitudinal 59 radial	0.35
S-glass	2500	4580	85.5	3.3	2.9	0.22
E-glass	2500	3450	72.4	2.4	5.0	0.22
Basalto	2800	4840	89	3.1	8	-

### 2.2.2.1. Vidrio

Como ya se mencionó, las fibras de vidrio son las predominantes en el mercado de los FRP para aplicaciones en la construcción. Sin embargo, estas no son de presentación única, sino que existen diferentes tipos de fibra de vidrio en el mercado.

Entre los tipos de fibra de vidrio más común se tiene los siguientes: fibra de vidrio eléctrico (E-glass), que es la más económica de todas y la que más se emplea en la industria con cerca del 90% de aplicaciones; fibra de vidrio de alta resistencia (S-glass), que pese a su gran resistencia y rigidez no es muy utilizada por su excesivo costo; y la fibra de vidrio resistente a los álcalis (AR-glass), que previene el deterioro por el ataque de los álcalis del cemento pero no se encuentra disponible para utilizarlo en la producción de barras de refuerzo (ACI, 2007; *fib*, 2007; Balaguru et al., 2009; Nanni et al., 2014).

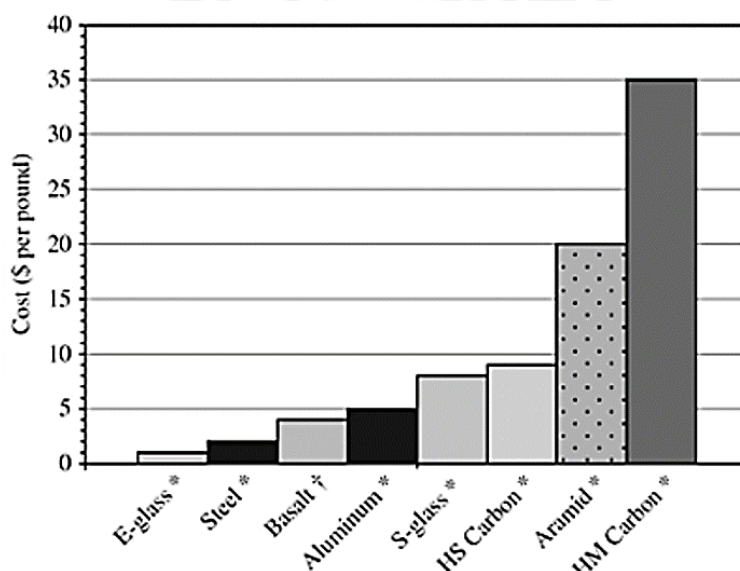


Figura 2.5. Comparativo de costos entre diferentes tipos de FRP (Balaguru et al. 2009)

En general, la fibra de vidrio suele tener diámetros de entre 9 a 23 micrones (ACI, 2007) y presenta buen aislamiento eléctrico y térmico, así como transparencia magnética. No obstante, su resistencia disminuye en elevadas temperaturas (*fib*, 2007), pero que no significaría un problema pues son temperaturas extremadamente altas.

### 2.2.2.2. Carbono

Las fibras de carbono se refieren tanto a las fibras de grafito como de carbono propiamente dicho, pero debido a la diferencia en su microestructura poseen diferentes propiedades. Así, este tipo de fibras suelen clasificarse como de alto módulo de rigidez o de bajo módulo de rigidez (Nanni et al., 2014; ACI, 2007). Normalmente, como se observa en la imagen 2.4, a medida que se incrementa el módulo de rigidez se pierde resistencia última y disminuye la deformación última.

A diferencia de las fibras de vidrio, estas fibras de carbono no ven afectada su resistencia en altas temperaturas y son más resistentes a los agentes agresivos del ambiente (*fib*, 2007). Sin embargo, las fibras de carbono tienen menor capacidad de deformación que las fibras de vidrio o aramida, y son buenos conductores eléctricos, lo que podría causar corrosión galvánica en contacto con los metales (Nanni et al., 2014). A pesar de estas desventajas, la principal causa de que no sean tan utilizadas como la fibra de vidrio es su alto costo, pues puede llegar a ser entre 10 y 30 veces más cara (*fib*, 2007; Nanni et al., 2014). Esto debido al alto costo de los materiales primarios y el largo proceso de producción.

#### **2.2.2.3. Aramida**

Las fibras de aramida son orgánicas y poseen buenas propiedades mecánicas con un bajo peso, además de una alta resistencia al impacto (ACI, 2007), a diferencia de las fibras de vidrio o carbono. En comparación con la fibra de vidrio, las fibras de aramida tienen una rigidez mayor en aproximadamente un 50%, y una mayor resistencia a tracción (Nanni et al., 2014); así como son buenos aislantes eléctricos y térmicos.

Si bien podrían competir contra el E-glass por sus mejores características mecánicas, no es posible debido al excesivo alto costo de la aramida (Nanni et al., 2014). Las fibras de aramida suelen emplearse con frecuencia en aplicaciones de balística por su alta resistencia al impacto, siendo conocidas como Kevlar.

#### **2.2.2.4. Basalto**

Las fibras de basalto son las de más reciente desarrollo y se fabrican a partir de depósitos de roca basáltica, que se encuentra fácilmente disponible alrededor del mundo. Estas fibras tienen mejores propiedades físicas y mecánicas que las fibras de vidrio, así como son más baratas que las fibras de carbono (*fib*, 2007). Además, estas fibras son más amigables con el ambiente que las fibras de vidrio, pues se requiere menos energía en su producción y son biosolubles (Nanni et al., 2014). Si bien su producción aún es mínima, debido a que su estudio y aplicación como refuerzo en estructuras de concreto aún está en desarrollo, se puede estimar que en el futuro será un gran competidor al E-glass.

### **2.2.3. Aditivos y otros compuestos**

Los compuestos de FRP, además de la matriz de resina y las fibras, también suelen contener una variedad de aditivos, modificadores o fillers (reellenos) en su composición; aunque en muy bajas cantidades. A pesar de ello, estos compuestos desarrollan una gran variedad de propiedades críticas en los FRP, que serían imposibles de conseguir de otra manera.

Entre las diversas propiedades que se pueden modificar con estos aditivos se puede mencionar la mejora en propiedades mecánicas, reducir la contracción, incrementar la resistencia al fuego, modificar la viscosidad, la estabilidad dimensional, la resistencia a ataques químicos y la coloración (ACI, 2007). La importancia de estos productos reside en que son muy baratos en comparación a las fibras y resinas, pero que influyen de gran manera en las propiedades finales del FRP.

#### 2.2.4. Proceso de manufactura

El proceso de producción de los FRP es variable y existen diferentes metodologías adecuadas para obtener FRP en diferentes formas, como barras, mantas, láminas o sólidos. Esta característica de poder obtener un mismo producto por diferentes procedimientos es única de la industria de los FRP (ACI, 2007). Sin embargo, a continuación, solo se tratará en detalle el procedimiento de pultrusión que es el más empleado en la fabricación de barras de refuerzo de FRP, que son de interés para el presente documento.

##### 2.2.4.1. Pultrusión

Este proceso consiste en un moldeado continuo que mezcla las fibras con resina termoestable. Es muy empleado para producir elementos de sección constante como las barras, aunque también sirve para crear perfiles estructurales.

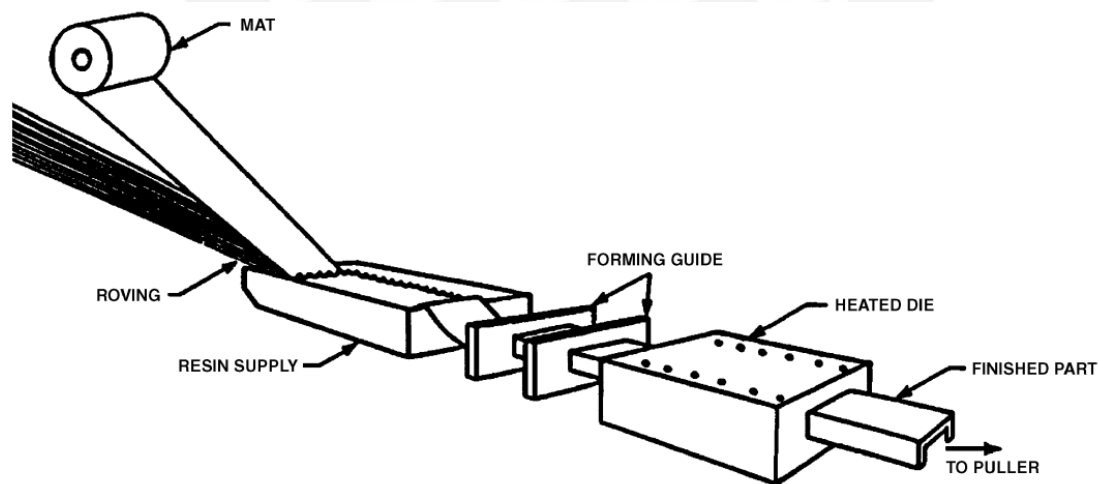


Figura 2.6. Esquema del proceso de pultrusión de FRP (ACI, 2007)

El proceso inicia ingresando filamentos de fibra, en el caso de elementos pequeños como las barras, o ingresando mantas de fibra, en el caso de perfiles estructurales. Luego, estas fibras se saturan con la resina termoestable elegida y continúan su paso a través de unos moldes que son los encargados de darle la forma deseada. A continuación, las fibras saturadas ya premoldeadas ingresan a un horno caliente de curado, que con la temperatura precisa logra que el calor active la

resina e inicio el curado. Así, se logra que el estado del compuesto pase de semi líquido a sólido. Finalmente, el FRP sólido sale continuamente con la forma requerida y se corta en la longitud deseada (ACI, 2007). En el caso de las barras de refuerzo interno, para mejorar su adherencia al concreto, se suele aplicar un revestimiento de arena o se suele formar resaltes en la superficie. Este procedimiento se debe realizar justo antes del ingreso al horno de curado.



*Figura 2.7. Ejemplos de barras de refuerzo de FRP (ACI, 2015)*

La duración de este proceso continuo depende del tamaño y forma final del FRP, en el caso de las barras usuales de refuerzo interno este proceso genera alrededor de 0.91 m por minuto de barra (Nanni et al., 2014). También, en el caso de necesitarse barras dobladas, esto debe realizarse antes del ingreso al horno de curado (Nanni et al., 2014). Esto debido a la naturaleza de las resinas termoestables que impiden ser remodeladas después de ser curadas y solidificarse.

### **2.3. Propiedades y métodos de ensayo**

En el diseño estructural de concreto reforzado es importante conocer las características físicas y mecánicas de los materiales, es así que es necesario describir las propiedades más comunes de los FRP. A diferencia del acero convencional, los productos de FRP para el refuerzo de concreto tienen propiedades muy variables que dependen de sus materiales constituyentes, la proporción en que estos se mezclan y el tipo de proceso de producción que emplea cada empresa.

Ya se ha indicado que las propiedades de los FRP dependen bastante de la dirección de las fibras, en especial para los productos del tipo barra de refuerzo. Así, las propiedades y descripciones que se brindan aquí están referidas principalmente a la dirección principal.

Nuevamente, a diferencia del acero convencional, las barras de FRP suelen presentar un comportamiento esfuerzo – deformación lineal hasta la rotura, aunque algunos FRP producidos por combinaciones híbridas de fibras de acero, carbono y aramida sí presentan un comportamiento similar al acero convencional como se observa en la imagen 2.8 (ACI, 2007). Los valores de rigidez y resistencia última de las barras de FRP varían en función del productor, pero el comportamiento es similar.

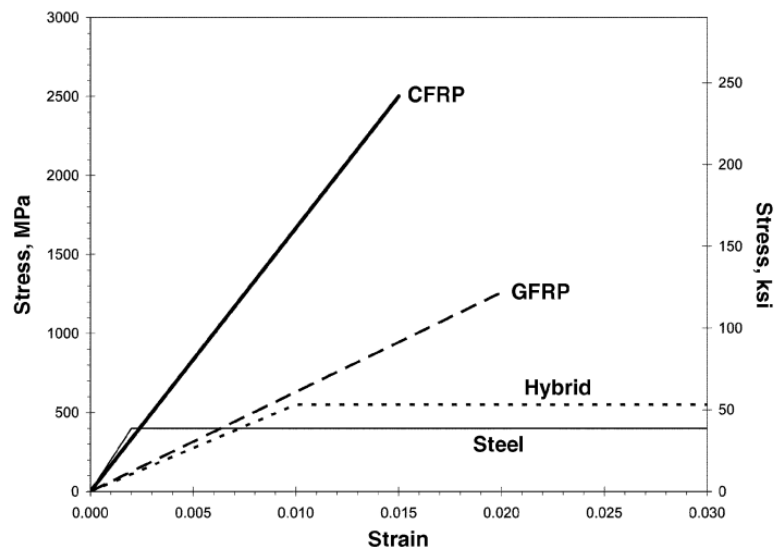


Figura 2.8. Curvas típicas esfuerzo – deformación para compuestos de FRP (ACI, 2007)

Para evitar demasiada dispersión de valores, diferentes instituciones y empresas productoras han iniciado un camino para estandarizar las propiedades de sus productos. En ese sentido, se han desarrollado especificaciones mínimas por entidades como el ACI con sus Especificaciones para Barras de FRP de Vidrio y Carbono para Refuerzo de Concreto (ACI 440.6M-08), validada en 2017. A su vez, se han hecho esfuerzos para estandarizar los procedimientos de ensayo para obtener las propiedades por parte de ASTM y por el ACI con su Guía de Métodos de Ensayo para Compuestos de FRP para Refuerzo o Reforzamiento de Estructuras de Concreto y Albañilería (ACI 440.3R-12), que busca complementar los ensayos ya normados por ASTM. Para tener un mayor detalle sobre las propiedades y ensayos que aquí se describen, se recomienda revisar los documentos citados.

### 2.3.1. Propiedades físicas

Las principales físicas de los FRP que se va a desarrollar son las siguientes:

#### 2.3.1.1. Densidad

La densidad o peso específico de la mayoría de FRP se encuentra en un rango de entre 1.25 a 2.10 gr/cm<sup>3</sup> (ACI, 2015), y en general, la densidad de las barras de FRP es entre un sexto y un cuarto

del valor de la densidad del acero convencional (Nanni et al., 2014; *fib*, 2007). Esto significa una importante reducción del peso comparado con el acero de refuerzo, lo que se traduce en ahorros de costo de transporte y facilita su movimiento al pie de obra.

La densidad se suele calcular mediante la suma de los productos de densidad y volumen de los componentes del FRP (fibras y resina). Para determinar el contenido de fibra, se debe seguir la norma ASTM D3171 o ASTM D2584, que restringen el contenido de fibras en FRP a no menos del 55% del volumen (ACI, 2017).

A continuación, se muestra una tabla con el rango de densidades típicas para las barras de FRP según el Comité ACI 440.

Tabla 2.3. Densidades típicas para barras de FRP en  $g/cm^3$  (ACI, 2015)

Acero	GFRP	CFRP	AFRP
7.90	1.25 – 2.10	1.50 – 1.60	1.25 – 1.40

### 2.3.1.2. Coeficiente de expansión térmica

Los coeficientes de expansión térmica (CTE) de las barras de FRP dependen del tipo de fibra, del tipo de resina y del volumen en que han sido mezclados. Por ello, estos materiales tienen diferentes coeficientes en su dirección longitudinal y transversal, a diferencia del acero y del concreto que suelen considerarse isotrópicos.

En el caso de las barras de FRP, el coeficiente de expansión térmica longitudinal ( $\alpha_L$ ) está definido por el comportamiento de las fibras, mientras que el coeficiente de expansión térmica transversal ( $\alpha_T$ ) está definido por las características de la resina empleada (*fib*, 2007). Generalmente, se indica que las barras de FRP son ortotrópicas por este motivo (ACI, 2015; *fib*, 2007; Nanni et al., 2014). A continuación, se muestra en la tabla 2.4 los valores típicos de CTE para las barras de FRP consolidada por el Comité 440 del ACI.

Tabla 2.4. Coeficientes típicos de expansión térmica para FRP (ACI, 2015)

Dirección	CTE ( $\times 10^{-6}/^{\circ}C$ )				
	Acero	GFRP	CFRP	AFRP	Concreto
Longitudinal ( $\alpha_L$ )	11.7	6.0 – 10.0	-9.0 – 0.0	-6 ... -2	7.2 – 10.8
Transversal ( $\alpha_T$ )	11.7	21.0 – 23.0	74.0 – 104.0	60.0 – 80.0	7.2 – 10.8

La diferencia entre CTE transversales y longitudinales, y también, la diferencia frente al coeficiente del concreto puede ser un problema. Frente a cambios de temperatura, esta incompatibilidad podría causar la expansión del refuerzo y fisurar el concreto. Esto no suele ser un problema en el concreto reforzado con acero convencional, pues son materiales isotrópicos y



poseen un CTE muy parecido. No obstante, investigaciones han demostrado que una relación entre el recubrimiento de concreto y el diámetro de la barra mayor a 1.6 es suficiente para evitar estas posibles fisuras (Masmoudi et al., 2005) en el caso de emplearse refuerzo de FRP.

### 2.3.2. Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas de las barras de refuerzo de FRP son quizá las más necesarias de conocer para el diseño estructural. En seguida, se detalla las principales propiedades de estos materiales:

#### 2.3.2.1. Tensión

A diferencia del acero de refuerzo convencional, las barras de FRP no poseen el escalón de fluencia característico del acero. Además, poseen un comportamiento lineal hasta la rotura que se debe considerar al momento de diseñar un elemento estructural (Feaser y Brown, 2005). La resistencia máxima a tracción de las barras de FRP depende de muchos factores, principalmente el de la proporción de fibra que contienen. Esto se debe a que la resistencia a tracción de las fibras es mucho mayor que la resistencia de la resina polimérica; por ello, la variación entre la proporción de volumen de fibra respecto al volumen promedio de la barra de FRP puede conducir a una considerable diferencia en la resistencia a la tracción del material compuesto (ACI, 2015).

Normalmente, los FRP compuestos por una sola fibra tienen mayor resistencia última a la tensión que el acero convencional, pero una menor deformación de ruptura y un menor módulo de elasticidad en tensión (Nanni et al., 2014). Esto se puede apreciar en la imagen 2.8, y permite indicar que las barras de FRP son frágiles. Según el Comité 440 del ACI las propiedades mecánicas a tensión usuales para las barras del FRP se muestran a continuación:

Tabla 2.5. Propiedades típicas a tracción de las barras de refuerzo (ACI, 2015)

Propiedades	Tipo de refuerzo			
	Acero	GFRP	CFRP	AFRP
Esfuerzo de fluencia (MPa)	276 – 517	NA	NA	NA
Resistencia a tracción (MPa)	483 – 1600	483 – 690	600 – 3690	1720 – 2540
Módulo de elasticidad (GPa)	200.0	35.0 – 51.0	120.0 – 580.0	41.0 – 125.0
Deformación de fluencia (%)	0.14 – 0.25	NA	NA	NA
Deformación de ruptura (%)	6.0 – 12.0	1.2 – 3.1	0.5 – 1.7	1.9 – 4.4

Las propiedades mecánicas en tensión de cada barra de FRP en particular debe ser entregada por la empresa productora del material, así como debe indicar el procedimiento realizado para calcularlas (fib, 2007). En el caso de la resistencia última a tracción, el productor debe entregar el

valor garantizado de resistencia última obtenido según la norma ASTM D7205 (ACI, 2017), y deben satisfacer los valores mínimos que se indican en la siguiente tabla:

Tabla 2.6. Requisito mínimo de resistencia a tracción garantizado (ACI, 2017)

Tamaño de barra	Resistencia a tensión mínima garantizada	
	GFRP (MPa)	CFRP (MPa)
6	760	1450
10	760	1310
13	690	1170
16	655	1100
19	620	1100
22	586	NA
25	550	NA
29	517	NA
32	480	NA

Nota: NA indica que dicho tamaño de barra no existe en el mercado

Por otro lado, el módulo de elasticidad en tensión de las barras de FRP también debe ser obtenido según la norma ASTM D7205 y el productor debe brindar los valores garantizados obtenidos, que deben ser al menos de 39.3 GPa en el caso de las barras de GFRP y de al menos 124 GPa en el caso de las barras de CFRP (ACI, 2017). Finalmente, la deformación última de ruptura se calcula en función de la resistencia última y el módulo de elasticidad en tensión obtenidos previamente, debiendo cumplir con ser al menos 0.5% y 1.2% en el caso de las barras de CFRP y GFRP respectivamente (ACI, 2017).

### 2.3.2.2. Compresión

Según el American Concrete Institute, en el caso de las barras de FRP, no se recomienda su uso como refuerzo en compresión (ACI, 2015). Actualmente, existe una falta de consenso técnico respecto al comportamiento en compresión de las barras de FRP, así como a la insuficiente información de ensayos realizados a elementos reforzados con FRP en compresión (Hadhood et al., 2019).

Debido a la dificultad de llevar a cabo un ensayo de compresión sobre una barra de FRP, no existen métodos estandarizados para obtener estas propiedades (*fib*, 2007). Sin embargo, investigaciones particulares han mostrado que la resistencia en compresión se reduce en un 45%, 80% y 22% con respecto a la resistencia en tensión para las barras de GFRP, AFRP y CFRP, respectivamente. También, se ha encontrado que el módulo de elasticidad se reduce en aproximadamente 80% para el GFRP, 85% para el CFRP y 100% para el AFRP (Nanni et al., 2014).

A pesar de la falta de consenso sobre los beneficios del uso del FRP en compresión, en los últimos años ha existido un gran interés en estudiar el comportamiento de columnas reforzadas con GFRP bajo cargas concéntricas y excéntricas que han mostrado que el comportamiento es similar al de columnas reforzadas con acero convencional (Peng y Xue, 2019). Estos avances en la investigación del comportamiento en compresión permitirán aclarar el panorama.

#### **2.3.2.3. Corte**

Las barras de FRP son comúnmente débiles frente a esfuerzos cortantes transversales. Esto se debe a que su resistencia se debe a la disposición de las fibras y estas se encuentran dispuestas longitudinalmente, por lo que la resistencia al corte recae en la resina polimérica que actúa como matriz (ACI, 2015). Actualmente, no existen modelos teóricos exactos para obtener la resistencia al cortante transversal, por lo que se suele tomar como el valor de la resistencia al cortante de la matriz de resina (fib, 2007).

Hasta el momento no existe un método estandarizado de ensayo para obtener la resistencia al corte, por lo que el productor debe encargarse de obtener el valor de resistencia garantizado para sus barras de FRP. Este valor debe ser al menos de 124 MPa y debe obtenerse mediante algún procedimiento aceptado por el comprador, aunque se recomienda el Método B.4 de la Guía ACI 440.3R (ACI, 2017) para este fin.

#### **2.3.2.4. Adherencia**

El comportamiento de adherencia de las barras de FRP al concreto también depende de la composición del FRP, principalmente de la resina, por lo que esta propiedad suele estar limitada por la resistencia al cortante de la misma (Nanni et al., 2014). También, tiene importancia el revestimiento que se le dio a la barra durante su producción, ya que esto mejora el agarre mecánico al concreto, a semejanza de las estribaciones del acero convencional.

Tampoco existe un método estandarizado de ensayo para obtener la resistencia de adherencia. Por ello, al igual que en el caso de la resistencia al cortante, el productor es el encargado de obtener este valor mediante un procedimiento que tenga la aceptación del comprador. El valor de resistencia a la adherencia garantizado obtenido debe ser al menos de 9.6 MPa y se recomienda emplear el Método B.3 de la Guía ACI 440.3R (ACI, 2017) para medir esta resistencia.

### **2.3.3. Métodos de ensayo de propiedades**

Normalmente, para obtener las propiedades físicas y mecánicas de cualquier material bien conocido existen estándares que norman el procedimiento de ensayo. Estos estándares usualmente son aprobados por la ASTM o la ISO. Sin embargo, en el caso de los FRP, y específicamente en

el caso de las barras de FRP, solo algunas propiedades cuentan con estándares definidos por ASTM para obtenerlas.

Por ello, algunas instituciones interesadas como el ACI han generado sus propias propuestas de metodologías de ensayo para obtener propiedades particulares. En ese sentido, el Comité ACI 440 ha generado la Guía de Métodos de Ensayo para Compuestos de FRP para Refuerzo o Reforzamiento de Estructuras de Concreto y Albañilería (ACI 440.3R-12), cuyo objetivo es brindar métodos de ensayo para propiedades que aún no cuentan con un estándar definido, o para mejorar y detallar procedimientos existentes de ASTM (ACI, 2012). A continuación, se muestra un cuadro resumen de las propiedades y los métodos de ensayo existentes por ASTM, así como los métodos propuestos por este Comité y un resumen de las diferencias, si hubiera.

Tabla 2.7. Métodos de ensayo para los FRP en concreto y mampostería (ACI, 2012)

Propiedad	ASTM	ACI 440	Observaciones
Área transversal	D7205	-	ASTM D7205 reemplaza Método ACI – B.1
Resistencia a tracción y módulo de rigidez	D7205	-	ASTM D7205 reemplaza Método ACI – B.2
Propiedades de adherencia	A944	B.3	Diferentes enfoques del método
Resistencia al corte	D7617	-	ASTM D7617 reemplaza Método ACI – B.4
Capacidad de doblado	-	B.5	No existe método ASTM disponible
Propiedades de durabilidad	-	B.6	No existe método ASTM disponible
Propiedades de fatiga	D3479	B.7	Método ACI incluye consideraciones para el anclaje en el equipo de prueba y cálculos no disponibles en ASTM
Propiedades de flujo plástico (creep)	D7337	-	ASTM D7617 reemplaza Método ACI – B.8
Propiedades de relajación	D2990	B.9	Método ACI incluye consideraciones para el anclaje en el equipo de prueba y cálculos no disponibles en ASTM
	E328		
Propiedades de anclaje	-	B.10	No existe método ASTM disponible
Propiedades de tracción de barras deformadas	-	B.11	No existe método ASTM disponible
Efecto del radio de doblado en la resistencia	-	B.12	No existe método ASTM disponible
Propiedades a flexión	D790	-	No se desarrolló Método ACI
	D4476	-	
Coeficiente de expansión térmica (CTE)	E831	-	No se desarrolló Método ACI
	D696	-	
Temperatura de transición (Tg)	E1356	-	No se desarrolló Método ACI
	E1640	-	
	E648	-	

	E2092	-	
Fracción de volumen	D3171	-	No se desarrolló Método ACI
	D2584	-	
Tracción directa por arrancamiento	D7522	-	ASTM D7617 reemplaza Método ACI – L.1
Resistencia a tracción y módulo	D7565	-	ASTM D7617 reemplaza Método ACI – L.2
Resistencia al cortante de traslapes	D7616	-	ASTM D7617 reemplaza Método ACI – L.3
Resistencia de adherencia	D4551	-	No se desarrolló Método ACI
	C882	-	

Para obtener mayor detalle sobre los procedimientos de ensayo mencionados, se recomienda recurrir a los documentos oficiales indicados pues explicarlos excede al objetivo de la presente tesis.

## **2.4. Desempeño de elementos de concreto reforzados internamente con FRP**

En este punto se intenta brindar un panorama general sobre el desempeño de los elementos reforzados internamente con barras de FRP. La mayor parte se describe en función de diferentes ensayos y estudios llevados a cabo para desarrollar las guías de diseño actuales. El empleo de este nuevo material como reemplazo del acero convencional implica tener un conocimiento exacto sobre el comportamiento en conjunto del concreto y las barras de FRP, así como tener modelos analíticos que permitan predecir dicho comportamiento con seguridad.

### **2.4.1. Resistencia mecánica**

Los elementos de concreto reforzados con barras de FRP presentan modos de falla frágiles en flexión, a diferencia del concreto reforzado con acero convencional. Estos modos de falla pueden deberse a la ruptura del refuerzo de FRP o al aplastamiento del concreto. Respecto a la resistencia al cortante, las vigas reforzadas con FRP tienen una menor capacidad debido al incremento en el ancho de las fisuras, a diferencia del concreto reforzado convencional con acero.

A continuación, se describe brevemente los resultados de investigaciones históricas que aportaron para la comprensión de estos comportamientos y que se consideran importantes por el Comité ACI 440.

#### **2.4.1.1. Resistencia en flexión**

La investigación llevada a cabo por Nawy y Neuwerth en 1971 sobre vigas rectangulares reforzadas con barras de GFRP, encontró que la falla por compresión (o aplastamiento) del

concreto no permite desarrollar la capacidad total de las barras. Luego, en 1977, concluyeron que el comportamiento de vigas reforzadas con barras de FRP con respecto a la fisuración, resistencia última y deflexión puede ser predicho con el mismo grado de exactitud que las vigas reforzadas con acero. En adición, la investigación de Faza y GangaRao de 1992, concluyó que para aprovechar la alta resistencia del FRP se debe emplear concretos de alta resistencia y que el empleo de barras de refuerzo revestidas de arena mejora la adherencia y reducen el ancho de fisuras, así como la aparición súbita de fisuras (ACI, 2007).

Luego, en 1992, Nanni et al., lograron identificar el comportamiento carga – deflexión usual para vigas reforzadas con barras de FRP. Este comportamiento se define bilineal con una primera etapa que considera la sección no agrietada y una segunda etapa lineal hasta la rotura que considera la sección agrietada. Por su parte, Matthys y Taerwe en el año 2000 encontraron que el diseño de estructuras de concreto reforzadas con FRP es gobernado por condiciones de servicio principalmente. Finalmente, en el 2003, Thiagarajan presentó un estudio analítico y teórico de comportamiento a flexión de vigas reforzadas con CFRP que encontró que el diseño empleando las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad de deformaciones y propiedades de los materiales brinda resultados con una diferencia alrededor del 8% respecto a los resultados experimentales (ACI, 2007).

#### **2.4.1.2. Cortante en vigas**

En 1992, Larralde ensayó losas unidireccionales reforzadas con barras de FRP con diferentes relaciones de luz de cortante/profundidad y encontró que los ejemplares con la relación de 7.7 o más fallaron por aplastamiento del concreto, mientras que los ejemplares con relación de 5 o menos fallaron por fisuramiento de tensión diagonal. Posteriormente, en 1999, Shehata estudió el efecto del radio de doblado en estribos de FRP para refuerzo por cortante de 52 vigas y determinó 2 condiciones para asegurar que los estribos alcancen al menos el 50% de su resistencia garantizada. Estas 2 condiciones fueron: El radio de doblado no debe ser menor a 50mm o 4 veces el diámetro de la barra, y que la longitud del gancho libre no debería ser menor a 70mm o 6 veces su diámetro (ACI, 2007).

También, Razaqpur y Mostofinejad en 1999, concluyeron que el uso de barras de CFRP como refuerzo longitudinal disminuye el aporte de la trabazón entre agregados a la resistencia al cortante, y que la acción de pasador del refuerzo longitudinal era baja. En el mismo año, Deitz et al., probó 12 arreglos de losas reforzadas con diferentes arreglos de FRP y acero que le permitieron encontrar que las losas reforzadas con GFRP longitudinalmente fallaron por tensión diagonal, provocando una falla por cortante antes que por flexión. Esto debido al bajo módulo de rigidez de los GFRP (ACI, 2007).

## **2.4.2. Serviciabilidad**

Las condiciones de serviciabilidad son aquellas que se verifican como adecuadas bajo cargas de servicio de un elemento estructural. En el caso de los elementos de concreto reforzados con barras de FRP, debido a la baja rigidez del refuerzo, se obtienen mayores anchos de grietas y mayores deflexiones que en el concreto reforzado con acero. Ambas condiciones son perjudiciales bajo cargas de servicio; la primera por razones estéticas, y la segunda porque podría causar daños en el contenido de la estructura o impedir su funcionamiento. Es por ello, que suele considerarse que son las condiciones de servicio las que rigen el diseño de elementos reforzados con FRP (ACI, 2015). Por lo tanto, es importante conocer el comportamiento de estas dos condiciones de serviciabilidad a través de resaltar los principales resultados de investigaciones sobre estos temas.

### **2.4.2.1. Deflexiones**

Una de las primeras investigaciones sobre deflexión en vigas reforzadas con FRP fue la desarrollada por Nawy y Neuwerth en 1971 y concluyeron que la deflexión última era aproximadamente tres veces mayor que para una viga correspondiente reforzada con acero. Luego, Larralde et al., en 1988 aplicaron los modelos teóricos existentes para el concreto reforzado con acero en vigas reforzadas con FRP y encontraron que estos modelos subestimaban la deflexión para valores de carga mayores al 50% de la carga última. Similar resultado obtuvo Faza y GangaRao en 1992, empleando el momento de inercia efectivo que indicaba el código ACI 318 vigente (ACI, 2007); así como Toutanji y Saafi con un estudio similar en el año 2000.

Debido a las diferencias entre los modelos teóricos para determinar la deflexión y los resultados experimentales, a lo largo de los años se ha buscado modificar o crear nuevas expresiones para estimar la deflexión con exactitud en elementos reforzados con FRP. Así, Rasheed et al., en 2004 desarrolló expresiones para calcular la deflexión con buena correlación con los resultados experimentales y propuso una versión modificada de la expresión del ACI 318 vigente en ese momento (ACI, 2007). Por su parte el Comité 440 ha ido actualizando su expresión para determinar la deflexión en función del avance de la investigación, y ha propuesto un control indirecto sugerido de deflexiones mediante la selección de un espesor mínimo para los elementos en flexión (ACI, 2015).

### **2.4.2.2. Anchos de grietas**

En 1971, la investigación de Nawy y Neuwerth encontró que las vigas reforzadas con acero presentaban menores grietas que las correspondientes vigas reforzadas con FRP, pero que el gran número de grietas bien distribuidas indicaba el desarrollo de buena adherencia entre la barra de FRP y el concreto. Luego, Faza y GangaRao en 1992 encontraron que las vigas de concreto normal (27.6 MPa) presentaron la formación súbita de una grieta que se extendió hasta la zona de

compresión del concreto tan pronto como el concreto alcanza su resistencia en tracción. También, determinaron que la aparición súbita y numerosa de grietas disminuía con el empleo de concretos de alta resistencia (51.7 MPa a 69 MPa) y el empleo de barras con recubrimiento de arena (ACI, 2007).

La Guía ACI 440.1R incluyó una variación de la ecuación del ACI 318 para controlar el agrietamiento y limitó el valor de ancho de grietas esperado al rango de 0.5 mm y 0.7 mm, adoptados de la norma canadiense CSA S806 (ACI, 2007). Estos límites son mayores que los establecidos para el concreto reforzado con acero, pues los FRP tienen una resistencia a la corrosión mucho mayor.

### **2.4.3. Largo plazo**

Al igual que con las demás propiedades, los compuestos de FRP también tienen comportamientos diferentes al acero convencional respecto de sus propiedades a largo plazo. Entre las principales características que son importantes conocer para realizar un adecuado diseño de elementos de concreto reforzados con barras de FRP se encuentran la fatiga del refuerzo, así como el flujo plástico (o creep) y la rotura debido a estos fenómenos.

#### **2.4.3.1. Fatiga**

La fatiga se suele definir como la degradación de la integridad de un material sometido a una repetición de aplicaciones de carga o a un gran número de ciclos de carga, y suele expresarse como un porcentaje de reducción de las propiedades mecánicas originales (*fib*, 2007). Este fenómeno suele ser de importancia en estructuras sometidas a ciclos de carga como el caso de los puentes, que es una de las aplicaciones comunes de refuerzo con FRP.

Normalmente, las pruebas de fatiga se han realizado directamente al compuesto de FRP y no a una estructura reforzada con FRP. Estos resultados muestran que los FRP no son susceptibles a la falla por fatiga y la pérdida de resistencia por cada década de vida logarítmica es de alrededor del 10% para el GFRP, entre 5% y 6% para el AFRP, y entre 5% y 8% para el CFRP (Nanni et al., 2014). Sin embargo, estudios recientes, como el desarrollado por El-Ragaby et al., en 2006, realizado en losas reforzadas con GFRP a escala real bajo una carga de fatiga concéntrica, concluyen que las losas de puentes reforzadas con barras de GFRP tienen un mejor desempeño a las cargas de fatiga que las losas equivalentes reforzadas con acero (ACI, 2007).

#### **2.4.3.2. Flujo plástico (creep)**

La ruptura por flujo plástico ocurre cuando los compuestos de FRP están sujetos a cargas sostenidas por un largo tiempo, que genera deformaciones progresivas y termina por fallar al FRP luego de cierto tiempo conocido como “tiempo de endurecimiento” (*fib*, 2007). Los compuestos



de FRP son bastante susceptibles a este fenómeno debido a la naturaleza de las resinas poliméricas (ACI, 2007) que se emplean en su fabricación.

El tiempo de endurecimiento que ocasiona la ruptura por flujo plástico depende, aparte de las características de las resinas y fibras que componen un FRP, de las condiciones ambientales en las que se encuentra como la alta temperatura, alta alcalinidad o alta humedad (*fib*, 2007), entre otras. Ciertos estudios sobre este comportamiento en los FRP han mostrado que, para un tiempo de endurecimiento de 50 años linealmente extrapolado, la resistencia inicial retenida es de cerca del 30%, 50% y 95% para el GFRP, AFRP y CFRP, respectivamente (Nanni et al., 2014). Otros estudios como el de Sheard et al., en 1997 sugieren que, para un tiempo de endurecimiento de 100 años, la resistencia inicial retenida es de aproximadamente 25% para el GFRP, 50% para el AFRP y 75% para el CFRP (ACI, 2007). Estos resultados sugieren que el CFRP es el compuesto con mejor desempeño o resistencia a la ruptura por flujo plástico.

## **2.5. Durabilidad del FRP**

La durabilidad de los FRP es un tema de importancia para asegurar que la estructura reforzada con este material tenga un periodo de vida adecuado y cumpla con los requisitos de resistencia y serviciabilidad de forma adecuada. Si bien los FRP son casi inmunes a la corrosión que afecta la durabilidad del acero, sí pueden ser susceptibles del ataque de otro tipo de agentes agresivos. Por ello, se busca brindar una idea general de los principales agentes o ambientes que pueden afectar la durabilidad de los FRP.

Cada componente de los FRP (resina y fibras) es susceptible al ataque de ciertas condiciones agresivas, pero es la resina o matriz la principal responsable de asegurar la durabilidad del compuesto. Esta actúa como una barrera protectora de las fibras y por ello, debe asegurarse su continuidad sobre la superficie del FRP. Así, los cortes de barras suelen ser un problema para la durabilidad y deberían ser sellados para evitar la penetración de agentes químicos (*fib*, 2007). Un buen proceso de fabricación del FRP asegura la durabilidad, pues se deben evitar problemas de calidad como vacíos en la resina, micro fisuras en la interfaz fibras – resina, inadecuado curado de la resina y otros.

Aunque los estudios sobre la durabilidad de estructuras de concreto reforzadas con FRP son escasos, existe evidencia empírica suficiente para creer que tienen un mayor tiempo de vida útil y disminuyen los costos de mantenimiento (ACI, 2007). Por ejemplo, el estudio de muestras de GFRP extraídas de estructuras que ya tienen entre 5 y 8 años de existencia ha mostrado que no existe degradación de las barras de GFRP en estructuras reales. En particular se observó que no

hubo ingreso de álcalis en las barras y que la matriz de resina estaba inalterada (Nanni et al., 2014).

### **2.5.1. Humedad**

Las propiedades de los compuestos de FRP se ven afectadas por la humedad, principalmente por el comportamiento de las resinas poliméricas frente al agua. Estudios realizados han determinado que el agua suele actuar como un plastificante de las resinas debilitando las cadenas de polímeros que lo componen, y esto causa cambios en el módulo de elasticidad, en la resistencia y la capacidad de adherencia del FRP (*fib*, 2007). En estructuras reforzadas con estos compuestos, un estudio de Sen et al., en 1998 realizado sobre pilotes marinos reforzados con elementos presforzados de AFRP y CFRP concluyó que la capacidad de resistencia fue afectada visiblemente por la degradación de la adherencia producto del contacto con la humedad (ACI, 2007). Entonces, la selección de una resina adecuadamente resistente es esencial para asegurar la durabilidad.

### **2.5.2. Ambiente alcalino**

A diferencia del concreto reforzado convencional, donde la alcalinidad del concreto protege al acero de refuerzo; para el refuerzo de FRP, dicha alcalinidad puede ser perjudicial. Es especial para las fibras, si no cuenta con una adecuada resina resistente a la alcalinidad. En investigación desarrollada sobre la degradación de fibras frente a soluciones alcalinas, se ha encontrado que las fibras de vidrio son las más susceptibles y que las resina vinilester son las más adecuadas para su protección (ACI, 2007; *fib*, 2007). Para verificar la resistencia real en estructuras del FRP frente a la alcalinidad del concreto, un estudio realizado en Canadá en 2005 por Mufti et al., seleccionó muestras de puentes reales expuestos a ambientes normales durante 5 y 8 años. Los resultados mostraron que no hubo degradación en refuerzo de GFRP ni ingreso de álcalis al compuesto (ACI, 2007). Este tipo de investigaciones permiten estimar que el refuerzo de FRP es durable y compatible con el concreto en aplicaciones reales.

### **2.5.3. Ambiente frío y ciclos hielo – deshielo**

Las bajas temperaturas y los ciclos hielo – deshielo no afectan la durabilidad de las fibras, pero sí de la matriz y la interface matriz – fibras de un compuesto de FRP. El mecanismo de deterioro ocurre por la aparición de esfuerzos residuales entre los componentes de un FRP. Esto debido a la incompatibilidad de sus coeficientes de dilatación térmicos (CTE) y al endurecimiento de la matriz de resina. Todo ello provoca microfisuras perjudicando el desempeño global del FRP. La investigación disponible indica que la resistencia a tensión disminuye cuando el FRP se expone a

temperaturas entre  $-10^{\circ}$  y  $-40^{\circ}\text{C}$  y que los ciclos hielo – deshielo incrementan la densidad de fisuras (ACI, 2007).

#### **2.5.4. Alta temperatura y fuego**

De forma similar a las bajas temperaturas, la durabilidad de los FRP se ve afectada por las altas temperaturas debido a la incompatibilidad de sus CTE. Sin embargo, la principal afectación a la durabilidad frente a elevadas temperaturas se observa en la pérdida de adherencia (*fib*, 2007) que tiene el FRP respecto al concreto. El desempeño de una estructura reforzada con FRP frente a un incendio va a depender de la capacidad de mantener la adecuada adherencia y transferencia de esfuerzos entre el FRP y el concreto. Estudios muestran que la afectación a la adherencia es mayor cuando la temperatura se acerca al valor de la temperatura de transición ( $T_g$ ) de la resina (ACI, 2007). Esta temperatura define el punto en el cual la matriz de resina empieza a descomponerse. En esta situación, investigaciones han mostrado que una reducción de resistencia del 50% se alcanza para temperaturas de aproximadamente  $325^{\circ}\text{C}$  y  $480^{\circ}\text{C}$  para el GFRP y CFRP, respectivamente (Nanni et al., 2014). A pesar de lo susceptible del FRP, estas temperaturas normalmente no se alcanzan en estructuras de concreto normales.

#### **2.5.5. Exposición UV**

Se conoce que algunas resinas empleadas en la producción de FRP son susceptibles a la degradación de sus propiedades mecánicas debido a la exposición a los rayos ultravioletas (UV), aunque el principal efecto perjudicial es la debilitación de la superficie afectada que puede permitir el ataque de otros agentes agresivos (ACI, 2007). En el caso de las barras de refuerzo de FRP, al no estar dentro del concreto no se ven afectadas por los rayos UV y no son un potencial problema de durabilidad. No obstante, la exposición de las barras durante su almacenamiento sí puede ser un problema, por lo que se recomienda que deben cubrirse con plásticos opacos u otros tipos de protección si el tiempo de almacenamiento es superior a los 4 meses (ACI, 2008).

### **2.6. Aplicaciones estructurales**

Desde el inicio de la utilización de los compuestos de FRP en la construcción, alrededor de los años 80, ha existido un importante crecimiento en el número de estructuras reales que aplican este material como una alternativa al acero convencional. Si bien, aún el número es reducido, los proyectos ejecutados en el mundo han demostrado la eficacia del FRP como refuerzo estructural (Balaguru et al., 2009). Las aplicaciones de FRP se han diversificado en diferentes especialidades como son las barras de refuerzo interno, las láminas o mantas para el reforzamiento y rehabilitación de estructuras existentes, los tendones para presfuerzo de aplicaciones especiales,

las mallas para refuerzo de mampostería, entre otras. A continuación, se describe ejemplos exitosos de estas aplicaciones con énfasis en el empleo del FRP como refuerzo interno, por ser de interés de la presente investigación.

### 2.6.1. Refuerzo interno

Debido a su naturaleza anticorrosiva, el principal tipo de estructuras que emplea las barras de FRP como refuerzo son aquellas que se encuentran sometidas a ambientes agresivos que corroerían el acero convencional.

En ese sentido destaca su uso en la construcción de puentes en Norteamérica que suelen ser expuestos a sales de deshielo, por ello, existen códigos específicos para el diseño y construcción de puentes reforzados con FRP tanto en Estados Unidos como en Canadá. Un ejemplo de estas estructuras es el puente sobre el Río Rojo de Winnipeg, Canadá culminado en el 2006, reforzado totalmente con barras de GFRP. En este proyecto se utilizó cerca de 140,000 kg de GFRP en los 16 tramos de aproximadamente 15.3m x 43.5m cada uno. Esto lo convierte en el puente más largo con refuerzo no metálico del mundo (ACI, 2015). Otros puentes reforzados con barras de FRP se pueden encontrar en Quebec, Texas y otras localidades. Algunos con más de 10 años de funcionamiento y sin presentar señales de deterioro.



*Figura 2.9. Losa de concreto reforzada con GFRP en Morristown, USA (Nanni et al., 2014)*



*Figura 2.10. Armado de barras de GFRP en losa de puente (Nanni, 2019)*



*Figura 2.11. Losa de puente con GFRP del puente Sierrita de la Cruz (ACI, 2007)*

Asimismo, se emplean estas barras como refuerzo de estructuras en contacto con agua, agua de mar o aguas servidas, ya que actualmente estas estructuras requieren un alto costo de mantenimiento o reparación. Actualmente, se viene estudiando y aplicando el refuerzo de barras con GFRP en concreto preparado con agua de mar, ya que la corrosión por cloruros deja de ser un problema (Nanni, 2019); y en lugar de mejorar las mezclas de concreto para proteger al acero, es mejor reemplazarlo por barras de GFRP (Mohamed y Benmokrane, 2013). Si bien el costo unitario del GFRP es mayor que el del acero, una investigación reciente sobre el costo de ciclo de vida de un puente, expuesto al agua de mar, reforzado con GFRP mostró que el mismo puente reforzado con acero costaría un 25% más (Nanni, 2019), lo que favorece el mayor empleo del FRP por su durabilidad.

Entre estas estructuras se encuentran ejemplos de muelles marinos, como el construido en Nueva Escocia, Canadá en el año 2000, como reemplazo del muelle anterior que había sido seriamente afectado por la corrosión (ACI, 2007). También, se tiene registro de la construcción de diques de protección como el construido para proteger la autopista Honoapiilani, en Hawai en el 2012 como

reemplazo de un dique construido en 2001 con refuerzo convencional (ACI, 2015). Del mismo modo, se tiene el ejemplo del refuerzo completo de un tanque de cloración de agua potable en la localidad de Thetford Mines, en Quebec, Canadá que fue instrumentado para estudiar su comportamiento in situ durante 8 meses (Mohamed y Benmokrane, 2013).



*Figura 2.12. Muro de protección de la autopista Honoapiilani, Hawai, USA (Nanni et al., 2014)*



*Figura 2.13. Planta de tratamiento de agua reforzada con barras de GFRP en Canadá (Mohamed y Benmokrane, 2013)*

Otra aplicación frecuente del refuerzo interno con FRP es en estructuras que contienen equipamiento sofisticado, como los equipos de resonancia magnética (MRI). Esto se debe a la necesidad de estos equipos de no tener interferencias del campo magnético en sus alrededores y el acero convencional no cumple con ello, en contraste el FRP es magnéticamente transparente. A partir de su exitosa aplicación en este tipo de estructuras se empezó a utilizar en otras estructuras especiales como reactores nucleares o laboratorios electrónicos (ACI, 2015). Un ejemplo de esta aplicación fue la construcción de la ampliación del centro de resonancia magnética en Halifax, Nueva Escocia, Canadá, donde la cimentación de la sala fue completamente reforzada con barras de GFRP (ACI, 2007).



*Figura 2.14. Refuerzo de GFRP para base de MRI (ACI, 2007)*

Finalmente, otra aplicación del FRP se encuentra en la construcción de pavimentos continuamente reforzados o pavimentos simples pero que emplean el FRP como dowels o pasadores. Nuevamente, en ambos casos, la principal razón de reemplazo del acero es la gran durabilidad que tienen los compuestos de FRP que permite ahorros en los costos de mantenimiento. Un ejemplo de esta aplicación es el empleo de dowels de FRP en la construcción del pavimento del Puerto de Rotterdam en los Países Bajos (ACI, 2007).



*Figura 2.15. Pasadores de GFRP en pavimento de Rotterdam, Países Bajos (ACI, 2007)*

### **2.6.2. Refuerzo externo**

El empleo de FRP como refuerzo externo de estructuras se ha desarrollado ampliamente en la industria y su principal aplicación se ha dirigido a la rehabilitación o reforzamiento de estructuras

existentes. Esta opción brinda la posibilidad de incrementar la capacidad a flexión, cortante, fuerza axial, ductilidad o cualquier combinación de estas con un material de alta durabilidad (ACI, 2007). Especialmente, el reforzamiento con mantas o láminas de FRP es valorado en ambientes que causarían corrosión de láminas de acero o en estructuras que no permiten el incremento de sección.

Una típica aplicación de reforzamiento externo se realiza en vigas o losas para mejorar su capacidad resistente, tanto en flexión como cortante. Un caso de esta aplicación fue el reforzamiento del puente Saint-Emile-de-l'Energie en Francia que fue construido originalmente en 1951 y debido al incremento de carga de los vehículos se reforzó la estructura mediante tiras de CFRP hasta un 35% en flexión, y con tiras de GFRP hasta un 20% en cortante (ACI, 2007). Similares aplicaciones se pueden observar en distintas estructuras alrededor del mundo.



*Figura 2.16. Aplicación de tiras de CFRP para refuerzo de flexión (ACI, 2007)*

Otra aplicación usual del FRP es el incremento de ductilidad en las estructuras, mediante el envolvimiento exterior de la zona particular que lo necesita. Los elementos típicos que son reforzados por envolvimiento son las columnas, que además mejoran su capacidad axial. Por ejemplo, se tiene el reforzamiento de las columnas de los pórticos resistentes del puente Creek en Victoria, Columbia Británica, Canadá construido antes del desarrollo de códigos sísmicos modernos (ACI, 2007). De este modo, se logró mejorar la resistencia y ductilidad para soportar sismos importantes.





*Figura 2.17. Envolvimiento en manta de CFRP de columna de puente Creek, Canadá (Balaguru et al., 2009)*

### **2.6.3. Tendones presforzados**

De forma análoga a las estructuras de concreto presforzado con tendones de acero de alta resistencia, se han construido estructuras presforzadas con tendones de FRP. La principal razón de este reemplazo, es nuevamente la alta resistencia y durabilidad del FRP frente a la corrosión, que era un aspecto crítico para los tendones de acero.

Usualmente, el presfuerzo (pretensado o postensado) con tendones de FRP se ha empleado en la construcción de puentes, y se ha aplicado tanto como tendones internos, externos o una combinación de ambos. Se tiene, por ejemplo, el caso del puente de la Bridge Street en Southfield, Michigan, Estados Unidos que cuenta con tres tramos de 63m de largo y 17m de ancho, y que emplea tendones de CFRP (internos y externos) tanto en la dirección longitudinal como transversal (ACI, 2007).



*Figura 2.18. Tendones de presfuerzo externos en el puente Bridge Street, USA (ACI, 2007)*

#### 2.6.4. Refuerzo de mampostería

Otra importante aplicación del FRP ha sido en el reforzamiento o rehabilitación de estructuras de albañilería. Normalmente, se aplican mantas o mallas sobre los muros y unidos a ellos mediante matrices poliméricas o cementicias. Las ventajas de esta aplicación se encuentran en los bajos costos de aplicación, la facilidad de empleo, su flexibilidad a casi cualquier forma y al mínimo cambio en el tamaño del muro. Sin embargo, los principales beneficios se observan en la mejora de las propiedades dinámicas de la mampostería (mayor resistencia y ductilidad), lo que la hace útil para rehabilitación sísmica (ACI, 2007). En especial, es útil para la rehabilitación sísmica de estructuras históricas sin necesidad de cambiar su apariencia original (Tumialan et al., 2003), como fue el exitoso reforzamiento de una de las torres coloniales de la Catedral de Arequipa, Perú luego de haber sido afectada por un terremoto en el 2001.



*Figura 2.19. Torre afectada por sismo en Arequipa, Perú (Tumialan et al., 2003)*



*Figura 2.20. Refuerzo con mantas de CFRP de la torre afectada (Tumialan et al., 2003)*

## **CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA DE DISEÑO CON BARRAS DE FRP**

En este capítulo se brinda un resumen detallado sobre el procedimiento general que se debe seguir para calcular la resistencia mecánica de elementos de concreto armado reforzado con barras de FRP en flexión. En particular, se presta atención al diseño de vigas de concreto acorde con la finalidad de la presente tesis, aunque las ecuaciones y consideraciones que se indican para el diseño por flexión y cortante pueden aplicarse a otros elementos similares como losas.

El procedimiento y recomendaciones de diseño que se muestra en este capítulo han sido tomados íntegramente o en parte de la ACI 440.1R-15 – Guía para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto Reforzado con Barras de Polímero Reforzado con Fibra (FRP) elaborado por el comité 440 del ACI en su última versión actualizada del 2015, así como del 440.11-22 – Código de Requisitos de Construcción para Concreto Estructural Reforzado Con Barras de Polímero Reforzado con Fibra de Vidrio (GFRP). Este último código fue publicado en el año 2022 y recoge gran parte de la Guía ACI 440.1R, pero con modificaciones para el caso específico del GFRP. Para tener un mayor conocimiento sobre el diseño con FRP se recomienda revisar dichos documentos.

### **3.1. Consideraciones generales de diseño**

Análogamente al diseño de elementos de concreto reforzado con acero convencional, se tienen las mismas consideraciones generales para el diseño basadas en las condiciones de equilibrio, compatibilidad y las leyes constitutivas de los materiales. Adicionalmente, en el caso del refuerzo de FRP se debe considerar el comportamiento frágil de este material, y se debe considerar que el modo de falla también es frágil pudiendo ser controlado por compresión o tensión. Esta y otras consideraciones particulares se mencionan a continuación.

#### **3.1.1. Documentos oficiales del ACI**

La Guía de diseño elaborada por el Subcomité 440.1R del ACI está especialmente dirigida al refuerzo de estructuras de concreto con barras internas de FRP, a semejanza del concreto armado usual. Esta Guía brinda los requisitos para calcular la resistencia de elementos de concreto reforzados con FRP, así como proporciona ejemplos de diseño, y es el documento institucional más actualizado hasta el momento. La primera versión de esta Guía se publicó en el 2001 y su última versión vigente data del año 2015, habiendo sido actualizada constantemente de acuerdo al avance en investigación. Recientemente, en el año 2019 se publicó una traducción oficial de

esta última versión al español y en el año 2022 se recogió gran parte de su contenido en un Código de Diseño oficial del ACI, el Código ACI 440.11-22, que está enfocado únicamente en el refuerzo con barras de GFRP; por ello, añade algunas modificaciones.

En la presente investigación se consideró utilizar principalmente esta Guía, así como el Código en lo referente a las actualizaciones para las barras de GFRP, debido al nivel de desarrollo, confianza y popularidad que ha alcanzado. Luego, en el Perú no existe una guía o normativa para el empleo del FRP como refuerzo del concreto, y es bien sabido que para el diseño de estructuras especiales que la normativa nacional no contempla, se suele acudir a las guías y reportes del ACI. Por otro lado, la normativa vigente E.060 Concreto Armado se fundamenta en el Código de Diseño ACI 318, por lo que emplear la Guía ACI 440.1R y el Código ACI 440.11 no sería totalmente extraño pues se encuentran compatibilizados con el Código ACI 318.

### **3.1.2. Filosofía de diseño**

La filosofía de diseño que se emplea tiene el enfoque del diseño por resistencia, entre otros motivos, para ser coherente con otros documentos del ACI. De ese modo, las recomendaciones de diseño se basan en los principios de diseño de los estados límite. En el caso de elementos de concreto reforzados con FRP por flexión, el diseño suele estar controlado por los estados límites de serviciabilidad o resistencia a la fatiga o rotura por fluencia (creep), por lo que revisar estas condiciones es más crítico que para el diseño de concreto armado con acero convencional.

### **3.1.3. Propiedades de diseño de los materiales**

Las propiedades básicas para el diseño de los materiales deben ser entregados por cada productor pues, como se ha visto, las propiedades de las barras de FRP dependen de muchos aspectos y varían de productor a productor. Las propiedades básicas que entregan los productores son conocidas como propiedades “garantizadas”, pero estos valores no son los que se emplean directamente en el diseño pues no consideran el efecto a la exposición a largo plazo del elemento de concreto.

Las solicitaciones provocadas por la exposición a diferentes ambientes pueden ser más perjudiciales para el refuerzo de FRP que las cargas que soportan (Nanni, 1993). Por ello, la Guía ACI 440.1R indica que se debe reducir las propiedades garantizadas que brindan los fabricantes por un factor de reducción ambiental ( $C_E$ ). Este factor depende de la condición de exposición del elemento estructural al ambiente y del tipo de material del que están hechas las fibras.

Tabla 3.1. Factor de reducción ambiental según el tipo de fibra y la condición de exposición (ACI, 2015)

Condición de exposición	Tipo de fibra	Factor de reducción ambiental $C_E$
Concreto no expuesto al ambiente y clima	Carbono	1.0
	Vidrio	0.8
	Aramida	0.9
Concreto expuesto al ambiente y clima	Carbono	0.9
	Vidrio	0.7
	Aramida	0.8

Así pues, el valor de las propiedades de diseño de un elemento de concreto reforzado con FRP se calcula de acuerdo a la ecuación 3.1 para la resistencia a tracción, similarmente para obtener la deformación unitaria a tracción, mientras que el módulo de elasticidad será el mismo que el valor garantizado entregado por el fabricante.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad \text{Ecuación (3.1)}$$

### 3.2. Diseño por flexión

A continuación, se detalla las consideraciones que se emplean en el diseño por flexión, así como se analiza los estados límites de resistencia y serviciabilidad que permiten definir la capacidad de una viga. Algunos puntos, como la resistencia por flujo plástico y fatiga no se indican pues no es influyente en la presente investigación, para más detalle se debe revisar los documentos del ACI.

#### 3.2.1. Consideraciones generales

El diseño de elementos reforzados con barras de FRP difiere del diseño para elementos reforzados con barras de acero convencional, ya que las barras de FRP no poseen la capacidad de fluencia del acero. Entonces, no se puede diseñar para asegurar una falla dúctil, donde se tenga una advertencia de falla del elemento. La falla que presenta un elemento reforzado con barras de FRP es frágil, inesperada y catastrófica con una limitada advertencia de falla inminente en forma de fisuración y deflexión excesiva (ACI, 2015). Así pues, en ningún caso exhibirían ductilidad y es el motivo por el cual aún no se recomienda usar el refuerzo de FRP en estructuras vulnerables sísmicamente.

El diseño por flexión con FRP considera aceptable una falla controlada por tracción, donde la barra de FRP falla primero, o una falla controlada por compresión, donde el concreto alcanza su resistencia máxima primero. Esta última falla es un poco más deseable que la falla por tracción, pues el elemento suele presentar un limitado comportamiento inelástico antes de la falla total

(Nanni, 1993). La Guía ACI 440.1R y el Código ACI 440.11 aceptan ambos tipos de falla en el diseño siempre que se provea de la resistencia requerida y se satisfaga los criterios de servicio. Además, para compensar la falta de ductilidad se debe considerar una mayor reserva de resistencia, por lo que el margen de seguridad propuesto es mayor que el empleado en el diseño tradicional de concreto armado con acero.

Las asunciones que se utilizan para calcular la resistencia de diseño por flexión son las siguientes:

- Las secciones planas permaneces planas
- La deformación máxima del concreto es de 0.003
- El aporte del concreto en tracción se desprecia
- El comportamiento del refuerzo de FRP es lineal hasta la rotura
- Existe perfecta adherencia entre el concreto y las barras de refuerzo

Es importante señalar que las especificaciones del Comité ACI 440 han sido desarrolladas para secciones rectangulares y con refuerzo en una sola capa. No obstante, permite su uso para secciones no rectangulares y con refuerzo en varias capas, aunque queda pendiente su confirmación con resultados experimentales (ACI, 2015).

### **3.2.2. Resistencia a flexión**

El cálculo de la resistencia en flexión de un elemento se realiza mediante la metodología del diseño por resistencia. Así, se busca que la resistencia requerida sea menor o igual que la resistencia proporcionada, donde la resistencia requerida es producto de la combinación de diferentes tipos de carga amplificadas y la resistencia proporcionada es la resistencia nominal disminuida por un factor de reducción.

$$\phi Mn \geq Mu \quad \text{Ecuación (3.2)}$$

La resistencia nominal por flexión se puede calcular de forma similar que para elementos reforzados con acero convencional. Para ello, se debe tener en cuenta el equilibrio de fuerzas internas, la compatibilidad de deformaciones y los estados límite de control de resistencia (aplastamiento del concreto o ruptura del FRP).

#### **3.2.2.1. Estados límites de resistencia**

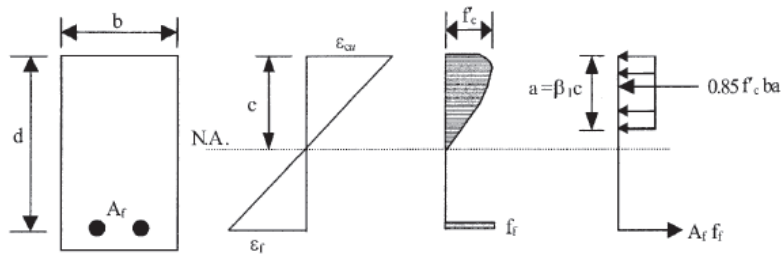
Como ya se indicó, la resistencia a flexión de un elemento reforzado con barras de FRP depende de si la falla es controlada por la rotura del concreto (falla por compresión) o por la rotura del FRP (falla por tracción). El estado límite permite identificar cuál de ambas condiciones controla la falla del elemento; así pues, el estado límite se determina como la relación entre la cuantía de

refuerzo (Ecuación 3.3) y la cuantía balanceada (Ecuación 3.4). Si bien estas expresiones son desarrolladas para secciones rectangulares, también aplican para secciones donde la profundidad del eje neutro no supera el espesor del ala.

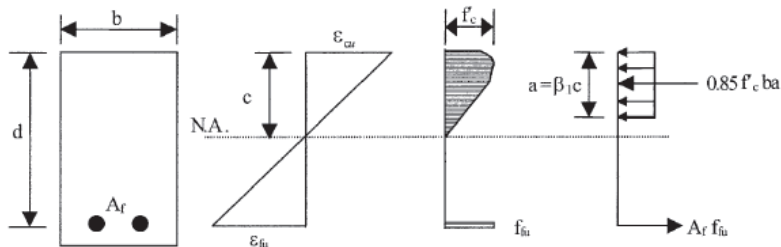
$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \quad \text{Ecuación (3.3)}$$

La cuantía balanceada se define como la cantidad de refuerzo de FRP que permite que el concreto y el FRP alcancen al mismo tiempo sus respectivas resistencias máximas de diseño. Entonces, se obtiene que, si la cuantía de refuerzo es menor que la cuantía balanceada, el estado límite que controla la falla del elemento es la rotura del FRP (controlado por tracción); asimismo, si la cuantía de refuerzo es mayor que la cuantía balanceada, el estado límite que controla la falla del elemento es la rotura del concreto (controlado por compresión).

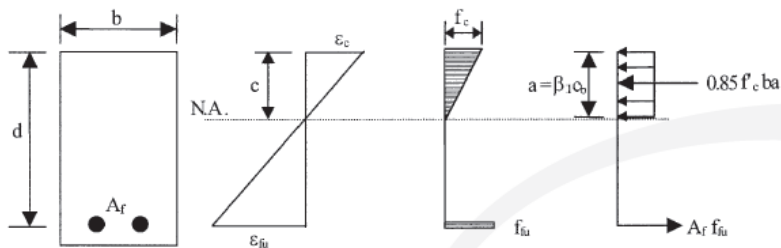
$$\rho_{fb} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_{fu}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \quad \text{Ecuación (3.4)}$$



c) Falla gobernada por la rotura del concreto



b) Condición de falla balanceada



a) Falla gobernada por la rotura del GFRP

Figura 3.1 Tipos de falla que gobiernan la rotura (Adaptado de ACI, 2015)

### 3.2.2.2. Resistencia nominal a la flexión

Si el estado límite que controla la falla del elemento es el aplastamiento del concreto ( $\rho_f > \rho_{fb}$ ); entonces, el cálculo de la resistencia nominal se puede realizar considerando el bloque de compresiones del ACI para aproximar la distribución de esfuerzos en el concreto. También, el factor  $\beta_1$  se calcula análogamente al diseño de concreto armado convencional. Así pues, utilizando el equilibrio de fuerzas y la compatibilidad de deformaciones se puede obtener las ecuaciones 3.5, 3.6 y 3.7.

$$M_n = A_f f_f \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecuación (3.5)}$$

$$a = \frac{A_f f_f}{0.85 f'_c b} \quad \text{Ecuación (3.6)}$$

$$f_f = E_f \varepsilon_{cu} \frac{\beta_1 d - a}{a} \quad \text{Ecuación (3.7)}$$

Reemplazando la ecuación 3.6 en 3.7 y resolviendo para encontrar el valor de  $f_f$ , se obtiene:

$$f_f = \sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu} - 0.5 E_f \varepsilon_{cu}} \quad \text{Ecuación (3.8)}$$

Finalmente, se puede calcular la resistencia nominal en flexión con las ecuaciones 3.5, 3.6 y 3.8. Asimismo, se debe verificar que  $f_f$  sea menor que  $f_{fu}$ , ya que en el estado límite controlado por compresión, el refuerzo de FRP debe mantenerse por debajo de su límite máximo.

De forma alternativa, se propone una expresión en función de la cuantía de refuerzo para obtener la resistencia a flexión del elemento. Esta expresión se obtiene a partir de la ecuación 3.5.

$$M_n = \rho_f f_f \left(1 - 0.59 \frac{\rho_f f_f}{f'_c}\right) b d^2 \quad \text{Ecuación (3.9)}$$

Por otro lado, si el estado límite que controla la falla del elemento es la rotura del refuerzo de FRP ( $\rho_f < \rho_{fb}$ ); entonces, ya no se pueden aplicar las ecuaciones anteriores. Esto se debe a que ya no es posible utilizar el bloque equivalente de compresiones del ACI para el concreto, pues la deformación del concreto no es conocida y es menor que  $\varepsilon_{cu}$ . En este caso, se debe definir un modelo de curva esfuerzo-deformación para el concreto y se debe calcular la posición del eje neutro, así como la resistencia nominal por medio del equilibrio de fuerzas internas y la compatibilidad de deformaciones.

Sin embargo, para un cálculo simplificado y conservador del límite inferior de la resistencia nominal a flexión para un elemento de concreto controlado por tracción se presentan las ecuaciones 3.10 y 3.11 que consideran la deformación máxima del concreto.



$$M_n = A_f f_{fu} \left( d - \frac{\beta_1 c_b}{2} \right) \quad \text{Ecuación (3.10)}$$

$$c_b = \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) d \quad \text{Ecuación (3.11)}$$

### 3.2.2.3. Factor de reducción de resistencia por flexión

Debido a que los elementos de concreto reforzados con FRP no presentan un comportamiento dúctil, se tiene que emplear factores de reducción más conservadores para asegurar una mayor reserva de resistencia del elemento. En ese sentido, los documentos ACI 440 presentan un factor  $\phi$  para el diseño controlado por compresión de 0.65 basado en el Código ACI 318. Un análisis de fiabilidad en vigas reforzadas con FRP obtuvo índices de confiabilidad entre 3.5 y 4.0. Del mismo modo, se recomienda un factor  $\phi$  de 0.55 para el diseño controlado por ruptura del refuerzo, manteniendo así un índice de fiabilidad mínimo de 3.5 (ACI, 2015).

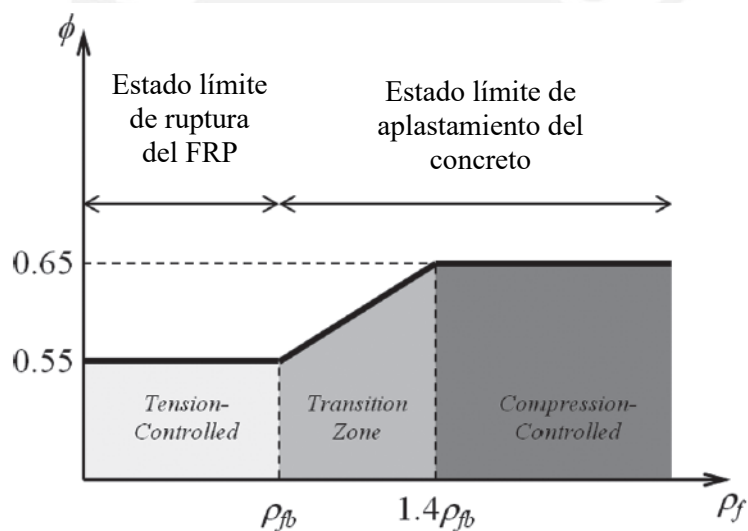


Figura 3.2. Factor de reducción por flexión en función de la cuantía de refuerzo (Adaptado de ACI, 2015)

Si bien el estado límite por aplastamiento se puede predecir con cálculos teóricos, el elemento real puede no cumplir con ello debido a problemas constructivos como que la resistencia del concreto sea mayor a la teórica y esto podría causar que el estado límite sea en realidad por ruptura del refuerzo. Por ello, y para brindar una transición lineal entre los factores  $\phi$ , el Comité 440 determinó que una sección es controlada efectivamente por compresión cuando  $\rho_f > 1.4\rho_{fb}$ . En ese sentido, el factor de reducción para la zona de transición se puede obtener con la ecuación 3.12.

$$\phi = \begin{cases} 0.55 \text{ para } \rho_f < \rho_{fb} \\ 0.3 + 0.25 \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} \text{ para } \rho_{fb} < \rho_f < 1.4\rho_{fb} \\ 0.65 \text{ para } \rho_f \geq 1.4\rho_f \end{cases} \quad \text{Ecuación (3.12)}$$

#### 3.2.2.4. Refuerzo mínimo por flexión

El refuerzo mínimo se define como la cantidad de FRP que se debe proveer a un elemento para que la resistencia nominal reducida no sea menor que la resistencia requerida que provoca el agrietamiento del concreto. ( $\phi Mn \geq Mcr$ ). Si el elemento es controlado por compresión, el refuerzo mínimo que se debe colocar para superar el momento de agrietamiento se consigue automáticamente. Sin embargo, si el elemento es controlado por tracción, sí se debe calcular la cantidad de refuerzo mínimo. El procedimiento que se debe seguir es el mismo que para elementos reforzados con acero convencional, que se indica en el código ACI 318, con la única modificación en el factor de reducción. De este modo, se puede obtener la siguiente ecuación en unidades del SI:

$$A_{f,min} = \frac{0.41\sqrt{f'_c}}{f_{fu}} b_w d \geq \frac{2.3}{f_{fu}} b_w d \quad \text{Ecuación (3.13)}$$

Se debe indicar que no es necesario aplicar este requisito si en cada sección el área de refuerzo es por lo menos un tercio mayor que la requerida por el análisis.

### 3.2.3. Revisión de deflexiones

La rigidez de los elementos de concreto reforzado con FRP tienen una rigidez pequeña luego de la fisuración en comparación con los elementos de concreto reforzado con acero con la misma cuantía. Por ello, las deflexiones en los elementos reforzados con FRP son mayores y suelen controlar el diseño, pues la resistencia a flexión no es suficiente para cumplir con los requisitos de límites de deflexión y ancho de fisuras por cargas de servicio.

Al respecto, la Guía ACI 440.1R y el Código ACI 440.11 brindan recomendaciones para verificar la serviciabilidad con dos criterios: Fisura y Deflexiones. En esta investigación se presta atención al criterio de deflexiones solamente, mientras que el criterio del ancho de fisuras se puede revisar en los documentos indicados.

#### 3.2.3.1. Espesores mínimos

De forma similar que el Código ACI 318 brinda unos espesores o peraltes mínimos para controlar las deflexiones, la Guía ACI 440.1R también lo hace. Sin embargo, estos espesores mínimos no garantizan que se cumplan los criterios de deflexión y solo deben emplearse como guía para un

predimensionamiento del elemento en flexión. En el Código ACI 440.11 no se ha incluido estos espesores mínimos y en todos los casos se debe calcular la deflexión y verificar si cumple los límites requeridos.

Tabla 3.2. Espesor mínimo sugerido para vigas o losas unidireccionales no presforzadas (ACI, 2015)

Elemento	Espesor mínimo			
	Simplemente apoyado	Un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas unidireccionales	L/13	L/17	L/22	L/5.5
Vigas	L/10	L/12	L/16	L/4

### 3.2.3.2. Momento efectivo de inercia

El concepto de momento efectivo de inercia ( $I_e$ ) fue propuesto por Branson en 1965 y permite tener en cuenta la variación gradual desde la inercia de la sección bruta hasta la inercia de la sección agrietada a lo largo del elemento. Además, la inercia efectiva considera el aporte de la rigidez en tracción del concreto tal como lo requiere el Código ACI 440.11 (ACI, 2022).

La relación propuesta por Branson fue adoptada para el cálculo de deflexiones de elementos de concreto reforzados con acero en el código ACI 318-71. Asimismo, fue adoptada para el cálculo en elementos con refuerzo de FRP. Sin embargo, diversas investigaciones han encontrado que para relaciones  $I_g/I_{cr}$  mayores a 3 o 4, que suele ser el caso de la mayoría de los elementos de concreto reforzado con FRP, la relación de Branson sobrestima la inercia y, por ende, subestima las deflexiones (Toutanji y Saafi; 2000). Por ello, se han propuesto diferentes relaciones para ajustar mejor los resultados experimentales con los calculados de forma teórica. Así, en el 2005, Bischoff propone una relación para el momento de inercia efectivo que funciona para elementos de concreto reforzados tanto con acero como con FRP. A diferencia del promedio ponderado de rigideces ( $EI$ ) de la relación de Branson, la relación de Bischoff plantea un promedio ponderado de flexibilidad ( $1/EI$ ). Esta última relación ha sido adoptada por el Comité 440 del ACI para el cálculo de las deflexiones pues proporciona estimaciones razonables.

Adicionalmente, se incluyó un factor adicional ( $\gamma$ ) que modifica la ecuación de Bischoff y que representa la variación de rigidez a lo largo del elemento. Este factor se obtiene mediante la integración de la curvatura ( $M/EI$ ) en toda la longitud del elemento utilizando el momento de inercia correspondiente a cada sección. Así, se obtiene una solución teóricamente correcta y más exacta, aunque demande mayor cálculo (Bischoff y Gross, 2011). Al respecto, el Comité ACI 440 indica que este factor puede ser tomado de forma conservativa, y para evitar un cálculo más demandante, como se muestra en la ecuación 3.15 que es el resultado de la integración de la curvatura para una viga simplemente apoyada con carga distribuida uniformemente. En el caso

de una viga simplemente apoyada con carga aplicada en el centro, este factor tendría la forma de la ecuación 3.16.

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \gamma \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2 \left[1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right]} \leq I_g \quad \text{Ecuación (3.14)}$$

$$\gamma = 1.72 - 0.72 \frac{M_{cr}}{M_a} \quad \text{Ecuación (3.15)}$$

$$\gamma = 3 - 2 \frac{M_{cr}}{M_a} \quad \text{Ecuación (3.16)}$$

En forma particular para el refuerzo con barras de GFRP, el Código ACI 440.11 incluye una reducción del 80% en el valor del momento de agrietamiento para obtener la inercia efectiva. De ese modo, las expresiones anteriores quedarían modificadas de la siguiente forma:

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \gamma \left(\frac{0.8M_{cr}}{M_a}\right)^2 \left[1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right]} \leq I_g \quad \text{Ecuación (3.17)}$$

$$\gamma = 1.72 - 0.72 \left(\frac{0.8M_{cr}}{M_a}\right) \quad \text{Ecuación (3.18)}$$

$$\gamma = 3 - 2 \left(\frac{0.8M_{cr}}{M_a}\right) \quad \text{Ecuación (3.19)}$$

El momento de agrietamiento se puede calcular con la ecuación 3.20 en unidades del SI. Esta relación es la misma que se incluye en el código ACI 318. En ella se incluye un factor de reducción ( $\lambda$ ), para tener en cuenta la relación entre la resistencia a tracción, y compresión, de los concretos de peso liviano respecto de los concretos de peso normal. Esto se debe a que en los concretos livianos se afectan propiedades como la resistencia, la adherencia, las longitudes de anclaje entre otras (ACI, 2014). En el caso de estudio se utiliza un factor igual a 1, que es el que indica el ACI para concretos de peso normal.

$$M_{cr} = \frac{0.62\lambda\sqrt{f'_c}I_g}{y_t} \quad \text{Ecuación (3.20)}$$

### 3.2.3.3. Cálculo de deflexión

La deflexión en elementos de concreto reforzado tiene dos componentes; en primer lugar, la deformación instantánea producida directamente por la aplicación de las cargas en servicio, y la deformación a largo plazo, ocasionada por efectos como el flujo plástico o la contracción del concreto. En esta investigación no se toma en cuenta la deflexión a largo plazo, pero se indica de forma referencial cómo calcularla.

La deflexión instantánea se puede calcular con los métodos clásicos de análisis elástico y se debe emplear el valor del momento de inercia que corresponde. De ese modo, se conoce que la deflexión máxima para una viga simplemente apoyada cargada puntualmente al centro del tramo se puede obtener con la siguiente relación:

$$\Delta = \frac{PL^3}{48E_c I} \quad \text{Ecuación (3.21)}$$

En ese sentido el Código ACI 440.11, para las barras de GFRP, señala que si el valor del momento aplicado es menor que el 80% del momento de agrietamiento ( $M_a \leq 0.80M_{cr}$ ) se debe emplear el valor de la inercia bruta ( $I_g$ ), y en caso contrario ( $M_a > 0.80M_{cr}$ ) se debe emplear el valor de la inercia efectiva ( $I_e$ ). Esta condición no se toma en cuenta en la Guía ACI 440.1R para las barras de FRP en general. En dicha situación, el momento de agrietamiento se toma al 100% para analizar qué valor de inercia emplear.

En el caso de la deflexión a largo plazo se señala que a menos que se realice una investigación y cálculo más detallado, se debe obtener esta deflexión en función del valor de deflexión instantánea afectado por un factor  $\lambda_\Delta$ .

$$\lambda_\Delta = 0.6\xi \quad \text{Ecuación (3.22)}$$

El valor de dicho factor, a su vez depende del factor  $\xi$  que depende del tiempo para el que se quiera calcular la deflexión, y se puede obtener de la siguiente gráfica:

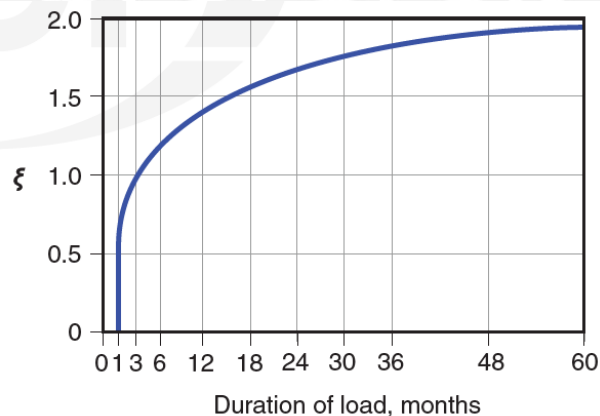


Figura 3.3. Multiplicadores para deflexiones dependientes del tiempo (ACI, 2022)

### 3.3. Diseño por cortante

El diseño por cortante de elementos de concreto reforzados con barras de FRP se realiza de forma similar a los elementos de concreto armado tradicional, pero teniendo en cuenta las diferencias mecánicas que existen entre las barras de FRP y acero. En seguida, se detalla el procedimiento

que sugiere la Guía ACI 440.1R y las recientes modificaciones que se incluyen en el Código ACI 440.11 para el refuerzo de barras de GFRP. Debido a que escapan del alcance de la presente investigación, no se incluyen las consideraciones para el diseño por cortante en dos direcciones o punzonamiento.

### 3.3.1. Consideraciones generales

Los principales aspectos que se deben tomar en cuenta para el cálculo de la resistencia por cortante tienen que ver con las particularidades propias de las barras de FRP. Entre estas consideraciones se tiene:

- Módulo de elasticidad bajo
- Baja resistencia al corte transversal
- Alta resistencia a la tracción sin fluencia
- Muy baja resistencia a la tracción de la porción doblada respecto de la recta

La influencia de estos aspectos se incluye como factores de modificación para las relaciones ya conocidas para el diseño tradicional de concreto armado.

### 3.3.2. Resistencia a cortante

La filosofía de diseño por cortante corresponde a la metodología del diseño por resistencia, de forma consistente con el diseño por flexión. La resistencia nominal de una sección por corte es igual a la suma de los aportes de resistencia al cortante que proporciona la sección efectiva del concreto y de la resistencia al cortante que proporciona el refuerzo transversal, si hubiera. Además, el factor de reducción de resistencia  $\phi$  por cortante es constante e igual a 0.75, que es el mismo valor que indica el ACI 318 para elementos de concreto reforzados con acero.

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{Ecuación (3.23)}$$

$$V_n = V_c + V_f \quad \text{Ecuación (3.24)}$$

A continuación, se indica cómo calcular el aporte a la resistencia por cortante del concreto y del refuerzo de FRP.

#### 3.3.2.1. Resistencia nominal del concreto al cortante

El aporte del concreto a la resistencia por cortante se ve afectado por el tipo de refuerzo longitudinal. En el caso del refuerzo con FRP, debido a su baja rigidez, se generan mayores anchos de fisura y se reduce la profundidad de la región en compresión. Por ello, la resistencia al cortante debido al efecto de trabazón entre agregados o por la región efectiva en compresión se ve muy

reducida en comparación con un elemento de concreto reforzado con acero. El efecto de pasador del refuerzo longitudinal (dowel) aún no se ha determinado, pero se estima que también es menor.

$$V_c = \frac{2}{5} \sqrt{f'_c} b_w (kd) \quad \text{Ecuación (3.25)}$$

Para calcular el valor del aporte del concreto a la resistencia al cortante, la Guía ACI 440.1R presenta la ecuación 3.25, que es similar a la presentada por el Código ACI 318. Esta ecuación incluye el parámetro  $k$  para considerar la baja rigidez axial del refuerzo de FRP y que es una relación entre la profundidad del eje neutro de la sección transformada fisurada respecto de la profundidad efectiva del refuerzo. El parámetro  $k$  se puede calcular para el caso de secciones rectangulares o vigas T donde el bloque de compresiones no supere el ala mediante la ecuación 3.26 y 3.27 (ACI, 2015). Para otros casos, se debe calcular en función de la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio de fuerzas.

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \quad \text{Ecuación (3.26)}$$

$$n_f = \frac{E_f}{E_c} \quad \text{Ecuación (3.27)}$$

En el caso particular del refuerzo con barras de GFRP, el Código ACI 440.11 incluye algunas modificaciones para el cálculo del aporte del concreto al cortante. Así, incluye un factor de forma ( $\lambda_s$ ) y una restricción mínima del valor del parámetro  $k$  hasta 0.16. Esta última consideración se realizó porque se encontró que en elementos a flexión con muy poco o ningún refuerzo por cortante, la expresión original subestimaba la resistencia por cortante (ACI, 2022). De este modo, para elementos en flexión reforzados con barras de GFRP, el aporte del concreto se determina con el mayor valor obtenido de las siguientes ecuaciones:

$$V_c = 0.42\lambda_s \sqrt{f'_c} b_w (kd) \quad \text{Ecuación (3.28)}$$

$$V_c = 0.066\lambda_s \sqrt{f'_c} b_w (d) \quad \text{Ecuación (3.29)}$$

Asimismo, el valor del factor de forma depende de la cantidad de refuerzo mínimo por cortante siendo crítico cuando el refuerzo colocado es menor o inexistente.

$$\lambda_s = \begin{cases} \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004d}} \leq 1.0 & \text{cuando } A_{fv} < A_{fv,\min} \\ 1.0 & \text{cuando } A_{fv} \geq A_{fv,\min} \end{cases} \quad \text{Ecuación (3.30)}$$

### 3.3.2.2. Resistencia nominal del refuerzo de FRP al cortante

Para determinar la resistencia que aportan los estribos de FRP se emplea el mismo método que el ACI 318 indica para estribos de acero. De este modo, la ecuación 3.31 sirve para calcular la resistencia al cortante por los estribos perpendiculares. Adicionalmente, se debe controlar el esfuerzo en tracción de los estribos para evitar los anchos de fisuras por cortante. Este nivel de esfuerzo se limita al de una deformación unitaria de 0.004 (ACI, 2015).

$$V_f = \frac{A_{fv}f_{fv}d}{s} \quad \text{Ecuación (3.31)}$$

En el caso de calcular el área del refuerzo por cortante y el espaciamiento de los estribos se deben emplear las siguientes ecuaciones: En el caso de utilizar estribos perpendiculares al eje del elemento se debe utilizar la ecuación 3.32; si se emplean estribos inclinados, se debe emplear la ecuación 3.33; y si se emplean espirales rectangulares continuas, se debe utilizar la ecuación 3.34. En todos los casos, “s” se refiere al espaciamiento o paso entre estribos, y “ $\Theta$ ” se refiere al ángulo de inclinación del estribo respecto del eje longitudinal del elemento.

$$\frac{A_{fv}}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{fv}d} \quad \text{Ecuación (3.32)}$$

$$V_f = \frac{A_{fv}f_{fv}d}{s} (\text{sen}\Theta + \text{cos}\Theta) \quad \text{Ecuación (3.33)}$$

$$V_f = \frac{A_{fv}f_{fv}d}{s} (\text{sen}\Theta) \quad \text{Ecuación (3.34)}$$

### 3.3.2.3. Refuerzo mínimo por cortante

El valor del refuerzo mínimo por cortante se especifica para prevenir la falla por cortante súbita en elementos de concreto importantes. Así, la Guía ACI 440.1R brinda la siguiente ecuación en unidades del S.I. aplicable para todo tipo de refuerzo de FRP.

$$A_{fv,min} = 0.35 \frac{b_w s}{f_{fv}} \quad \text{Ecuación (3.35)}$$

Por otro lado, el Código ACI 440.11 para el caso de refuerzo de GFRP, únicamente, añade una segunda ecuación (3.36), de modo que la cantidad de refuerzo mínimo por cortante debe ser la mayor obtenida de evaluar ambas ecuaciones.

$$V_f = 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{fv}} \quad \text{Ecuación (3.36)}$$



### 3.4. Refuerzo por retracción y temperatura

El refuerzo por retracción y temperatura se emplea para limitar el ancho de las fisuras que se generan en el concreto debido a la contracción normal que presenta o por cambios de temperatura que generen expansiones o contracciones. Este refuerzo usualmente se coloca en losas y se calcula en función de ciertas cuantías mínimas de refuerzo.

#### 3.4.1. Cuantía mínima de refuerzo FRP

En el caso de elementos reforzados con FRP aún no existe suficiente información para definir una cuantía mínima específica. En este caso, se asume las mismas recomendaciones que indica el Código ACI 318 para el refuerzo de acero, pero empleando modificaciones para incluir el efecto de la diferente rigidez y resistencia del FRP. La expresión propuesta para una cuantía mínima en unidades del S.I. es:

$$\rho_{f,ts} = 0.0018 \frac{414E_s}{f_{fu}E_f} \quad \text{Ecuación (3.37)}$$

Así pues, también se recomienda que el valor de la cuantía no sea menor que 0.0014 que es el mínimo señalado por el Código ACI 318. También, se indica que el espaciamiento entre barras no debe exceder el valor de tres veces el espesor de la losa o 300 mm, lo que sea menor.

## CAPÍTULO 4. CÁLCULO TEÓRICO DE RESISTENCIA

En el presente capítulo se explica y detalla el cálculo de la resistencia teórica del elemento de análisis. Para ello, se aplican las ecuaciones y consideraciones indicadas en el capítulo anterior que son tomadas de la Guía ACI 440.1R para barras de FRP en general y de las modificaciones particulares del Código ACI 440.11 para barras de GFRP. También, se muestra la sección y dimensiones de la viga en análisis, así como las propiedades mecánicas de los materiales empleados. Si bien los documentos ACI han sido generados para el análisis de secciones rectangulares, estos no prohíben su empleo en diferentes tipos de secciones siempre que se mantenga la filosofía de diseño.

### 4.1. Definición de elemento de análisis

La elección de la sección de viga en análisis tiene como antecedente el Concurso Estudiantil de Compuestos de FRP organizado por el ACI International en el año 2019. Esta competición tuvo por objetivo evaluar experimentalmente vigas de 1m de largo con la sección más económica posible, pero que a la vez sea la más resistente y comparar dichos resultados con los valores de resistencia estimados de forma teórica.

De ese modo, la elección de la sección de la viga en cuestión se inspiró en la sección bastante común que se emplea en la construcción de puentes o pasarelas, sección I, pues se considera que es una de las secciones más eficientes. Así pues, se optó por una sección que imita la geometría de estas grandes vigas, pero con dimensiones compatibles con el largo predefinido de 1m.

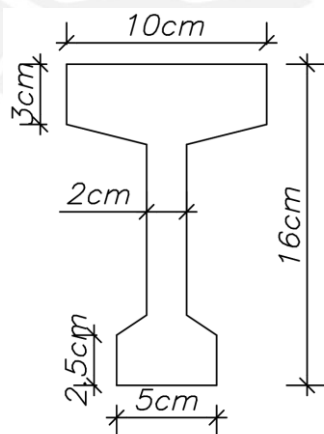


Figura 4.1. Dimensiones de la sección de la viga en análisis

La cantidad de refuerzo elegido fue dos varillas (#3) de GFRP de 10mm de diámetro cada una, equivalente a las barras de 3/8" de acero convencional. La posición de estas barras fue en la parte inferior de la viga para que proporcionen refuerzo frente a momentos positivos y que trabajen en

tracción solamente, ya que luego la viga se ensayará simplemente apoyada con una carga incremental al centro para estimar su máxima capacidad de carga.

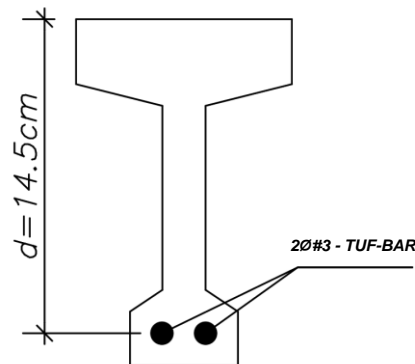


Figura 4.2. Detalle de la ubicación y cantidad del refuerzo de GFRP

## 4.2. Propiedades de los materiales

El cálculo teórico de la capacidad máxima de carga de la viga en análisis necesita conocer las propiedades mecánicas de los materiales que la constituyen. En este caso los materiales que componen la viga son solamente el concreto y las varillas de refuerzo de FRP. Por un lado, en el caso del concreto, la característica mecánica más importante para el diseño de un elemento estructural es su resistencia a la compresión ( $f'_c$ ). Para el análisis teórico de la viga se emplea un concreto normal con una resistencia a la compresión característica ( $f'_c$ ) de 35 MPa ( $\approx 350 \text{ kg/cm}^2$ ), que se espera lograr en la etapa experimental del análisis.



Figura 4.3. Fotografía de varilla de GFRP utilizada

Por otro lado, en el caso del refuerzo, se emplean varillas de GFRP que fueron producidas por la empresa norteamericana TUF BAR con la denominación de Rebar 60 GPa Straight Bars. Estas varillas fueron donadas por el ACI International para el propósito de la Competición Estudiantil FRP Composites. Las principales propiedades mecánicas se obtienen de la ficha técnica entregada por la misma empresa productora. En particular, las propiedades más importantes para el diseño de la viga considerada fueron el módulo de elasticidad ( $E$ ) de 63.7 GPa y la resistencia última a la tracción garantizada ( $f_{tu}^*$ ) de 1200 MPa, correspondientes a la barra #3.

## Product Data Sheet: TUF-BAR 60 Straight Bars

Dec 2018

	Units	#3-60	#4-60	#5-60	#6-60	#7-60	#8-60
Nominal Diameter (CSA S807)	mm	10	13	15	20	22	25
	inch	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
Fiber Type		E-CR glass					
Resin Type		Vinyl ester					
Minimum Guaranteed Ultimate Tensile Strength (ASTM D7205 / CSA S806)	MPa	1200	1175	1150	1150	1100	1000
	ksi	174	170	167	167	160	145
Minimum Modulus of Elasticity (ASTM D7205 / CSA S806)	GPa	63.7	61.1	62.6	62.7	61.2	61.7
	ksi	9242	8868	9078	9091	8878	8944
Ultimate Elongation	%	2.2	2.1	2.1	2.0	1.9	1.9
Average Bond Strength (CASTM D7913)	MPa	13.7	12.7	14.6	14.1	13.6	13.5
	ksi	2.0	1.8	2.1	2.1	2.0	2.0
Transverse Shear Strength (ASTM D7617)	MPa	264.3	235.1	249.9	234.9	230.1	226.7
	ksi	38.3	34.1	36.2	34.1	33.4	32.9
Longitudinal Thermal Expansion Coefficient (ASTM E831)	10 <sup>-6</sup> /°C	5.9	6.0	7.0	7.8	6.4	7.5
	10 <sup>-6</sup> /°F	3.3	3.3	3.9	4.4	3.6	4.1
Transverse Thermal Expansion Coefficient (ASTM E831)	10 <sup>-6</sup> /°C	21.2	20.1	22.8	23.3	25.9	25.6
	10 <sup>-6</sup> /°F	11.8	11.2	12.7	12.9	14.4	14.2
Water Absorption (ASTM D570)	%	0.5	0.5	0.5	0.4	0.4	0.3
Linear Weight	g/m	195	339	526	742	990	1309
	lb/ft	0.13	0.23	0.35	0.50	0.67	0.88
Effective Cross-Sectional Area (Including Coating) (CSA S807 Annex A)	mm <sup>2</sup>	91	152	235	335	435	574
	inch <sup>2</sup>	0.141	0.236	0.364	0.519	0.674	0.890
Nominal Cross-Sectional Area (CSA S807)	mm <sup>2</sup>	71	129	199	284	387	510
	inch <sup>2</sup>	0.110	0.200	0.308	0.440	0.600	0.791

Figura 4.4. Ficha técnica para la barra de GFRP empleada (TUF BAR, 2019)

Asimismo, para el caso del refuerzo de GFRP, la resistencia a la tracción de diseño ( $f_{fu}$ ) se obtiene a partir de la resistencia mínima garantizada entregada por el productor, afectada por el factor de reducción ambiental como se explicó en el punto 3.1.3. En este caso se considera que no existe exposición al ambiente o al clima.

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* = 0.8 * 1200 = 960 \text{ MPa} \quad \text{Ecuación (3.1)}$$

$$A_f = 2 * 0.79 = 1.42 \text{ cm}^2$$

### 4.3. Cálculo de fuerzas internas

Las vigas que se analizan serán ensayadas en una condición de simplemente apoyadas en sus extremos y se le aplicará una carga incremental puntual en el centro de la luz libre entre apoyos hasta alcanzar la falla de las vigas. Entonces, la resistencia última o capacidad de carga última ( $P_u$ ) se define como la máxima carga que es capaz de soportar la viga en el ensayo experimental.

Esta carga se puede predecir en función de la resistencia de la viga en flexión y cortante que dependen de la geometría de la sección y las propiedades mecánicas de los materiales. Además, para ello, se debe obtener el momento máximo y la fuerza cortante máxima que una carga puntual genera en una viga simplemente apoyada mediante las ecuaciones de equilibrio, ya que se trata de un caso isostático de fácil solución como se aprecia en la figura 4.5.

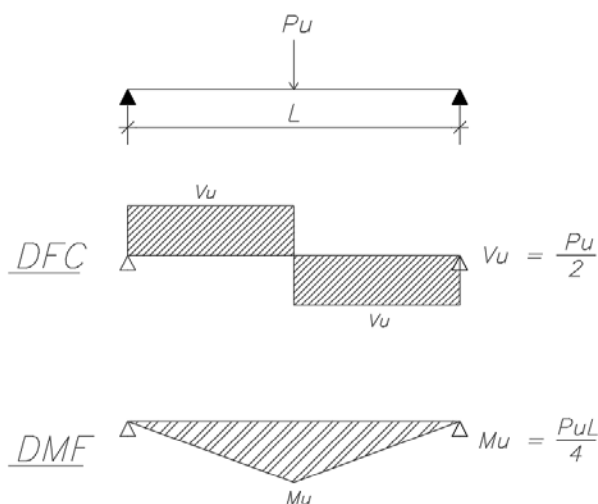


Figura 4.5. Diagramas de fuerzas internas para una viga simplemente apoyada con carga puntual al centro

Así, se puede despejar las ecuaciones para obtener la carga última en función del momento y cortante máximos que se alcanzan en el centro de la viga. En el análisis de las vigas se considera que dichos valores son las resistencias últimas respectivas calculadas y, finalmente, la capacidad de carga última será el menor valor calculado entre ambos casos.

$$P_u = \frac{4M_n}{L} \quad \text{Ecuación (4.1)}$$

$$P_u = 2V_n \quad \text{Ecuación (4.2)}$$

#### 4.4. Resistencia por flexión

El cálculo de la resistencia por flexión de la viga en análisis se realizará de acuerdo a lo explicado en el subcapítulo 3.2. Para ello, se necesita conocer las dimensiones geométricas de la sección, la cantidad de refuerzo de GFRP y las propiedades mecánicas de los materiales. Estos datos se resumen en la tabla 4.1.

Tabla 4.1. Datos el cálculo de resistencia por flexión

<b>Datos de la sección geométrica</b>	
b (cm)	10.0
d (cm)	14.5
<b>Datos del refuerzo de GFRP</b>	
$E_f$ (GPa)	63.7
$f_{fu}$ (MPa)	960
Área total (cm <sup>2</sup> )	1.42
<b>Datos del concreto</b>	
$f'_c$ (MPa)	35
$\beta_1$	0.80

Por otro lado, se debe indicar que el cálculo partirá de la suposición, con cargo a verificar, que la falla que gobierna el diseño es el aplastamiento del concreto. De ese modo, es factible emplear el rectángulo de compresiones equivalente que plantea el ACI para obtener la resistencia a flexión del elemento.

#### 4.4.1. Determinación del estado límite de resistencia

El estado límite permite conocer el tipo de falla que controla la sección para proceder adecuadamente con el cálculo de la resistencia; para ello, se debe comparar la cuantía de refuerzo colocada en la viga contra la cuantía balanceada.

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} = \frac{1.42}{10 * 14.5} = 0.009793 \quad \text{Ecuación (3.3)}$$

$$\rho_{fb} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_{fu}} \frac{E_f \epsilon_{cu}}{E_f \epsilon_{cu} + f_{fu}} \quad \text{Ecuación (3.4)}$$

$$E_f \epsilon_{cu} = (63.7 * 10^3)(0.003) = 191.1 \text{ MPa}$$

$$\rho_{fb} = 0.85(0.80) \frac{35}{960} \frac{191.1}{191.1 + 960} = 0.004116$$

$$\frac{\rho_f}{\rho_{fb}} = 2.38$$

Entonces, se confirma que la sección se encuentra sobre reforzada y por ello, el estado límite de resistencia que controla el diseño es el aplastamiento del concreto (o falla controlada por compresión), tal como era la suposición previa al cálculo. Además, debido a que la  $\rho_f > 1.4\rho_{fb}$ , se obtiene que el factor de reducción de resistencia por flexión  $\phi$  es 0.65 (Figura 3.2).

#### 4.4.2. Verificación de refuerzo mínimo

Verificar si la cantidad de refuerzo colocada es superior al área de refuerzo mínimo recomendado no es necesario en el caso de secciones controladas por compresión, debido a que este requisito se cumple automáticamente. Sin embargo, con fines didácticos, se calcula el área de refuerzo mínimo.

$$A_{f,min} = \frac{0.41\sqrt{f'_c}}{f_{fu}} b_w d \geq \frac{2.3}{f_{fu}} b_w d \quad \text{Ecuación (3.13)}$$

$$A_{f,min} = \frac{0.41\sqrt{35}}{960} (2)(14.5) \geq \frac{2.3}{960} (2)(14.5)$$

$$A_{f,min} = 0.073 \geq 0.069$$

$$A_{f,min} = 0.073 \text{ cm}^2$$

Se cumple que el  $A_f$  propuesta es mayor que el  $A_{f,min}$  ( $1.42 \text{ cm}^2 > 0.073 \text{ cm}^2$ ) como se espera para una sección controlada por el estado límite de aplastamiento del concreto.

#### 4.4.3. Cálculo de la resistencia por flexión

Debido a que el concreto alcanza su máxima deformación, es adecuado emplear el rectángulo de compresiones equivalente del ACI, por lo que se continúa con el cálculo del esfuerzo en el refuerzo de GFRP para dicha condición límite.

$$f_f = \sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} - 0.5 E_f \varepsilon_{cu} \quad \text{Ecuación (3.8)}$$

$$f_f = \sqrt{\frac{(191.1)^2}{4} + \frac{(0.85)(0.80)(35)}{0.009793} (191.1)} - (0.5)(191.1) = 592.605 \text{ MPa}$$

Se verifica que el esfuerzo máximo que alcanzan las barras de GFRP no superan el límite máximo a tracción del material, por lo que se cumple la condición supuesta de que en este estado límite el GFRP mantiene su comportamiento elástico sin fallar.

Finalmente, se procede a calcular la resistencia nominal en flexión, así como la resistencia reducida por el factor  $\phi$  correspondiente.

$$a = \frac{A_f f_f}{0.85 f'_c b} = \frac{(1.42)(592.605)}{0.85(35)(10)} = 2.83 \text{ cm} \quad \text{Ecuación (3.6)}$$

$$M_n = A_f f_f \left( d - \frac{a}{2} \right) = (1.42)(592.605) \left( 14.5 - \frac{2.83}{2} \right) / 1000$$

$$M_n = 11.01 \text{ kN.m} \quad \text{Ecuación (3.5)}$$

$$\phi M_n = 7.16 \text{ kN.m}$$

Se aprecia que la capacidad por flexión de la viga es importante, pero para desarrollar el máximo de su capacidad se debe verificar que la resistencia por cortante sea suficiente. También, es importante señalar que a través del parámetro “a” se observa que la profundidad del bloque de compresiones no supera el espesor del ala de la sección; por ello, es correcto aplicar las ecuaciones que corresponden a una sección rectangular.

#### 4.5. Resistencia por cortante

El cálculo de la resistencia por cortante de la viga en análisis se realizará según lo detallado en el subcapítulo 3.3, y para ello, también son necesarios los datos geométricos de la sección, así como las propiedades mecánicas de los materiales. Estos datos se muestran resumidos en la tabla 4.2.

Es importante aclarar que para el cálculo de la resistencia por corte del concreto el ancho efectivo de la sección ya no es igual al ancho del ala superior, sino que es igual al ancho del alma. También,

se siguió la relación experimental para calcular el módulo de elasticidad del concreto que se plantea en el código ACI 318.

Tabla 4.2. Datos para el cálculo de la resistencia por cortante

<b>Datos de la sección geométrica</b>	
$b_w$ (cm)	2.0
$d$ (cm)	14.5
<b>Datos del refuerzo de GFRP</b>	
$E_f$ (GPa)	63.7
Área total (cm <sup>2</sup> )	1.42
$\rho_f$	0.009793
<b>Datos del concreto</b>	
$f'_c$ (MPa)	35
$E_c$ (MPa) = $4700\sqrt{f'_c}$	27805.57

En el cálculo de la resistencia por cortante se empleará las expresiones generales para barras de FRP de la Guía ACI 440.1R y también las modificadas para barras de GFRP que presenta el Código ACI 440.11, cuyos resultados luego se analizarán.

#### 4.5.1. Verificación del refuerzo mínimo

En la sección de análisis es imposible incluir refuerzo por cortante de FRP por sus dimensiones; además, de la imposibilidad de doblar manualmente las barras para formar estribos. Los estribos de FRP suelen fabricarse por los mismos productores. Entonces, en la viga de análisis, la resistencia al cortante dependerá únicamente del aporte del concreto.

Es obvio notar que no se cumple con la cantidad de refuerzo mínimo que recomienda el Comité ACI 440. Sin embargo, el Código ACI 440.11 incluye un factor de forma que afecta la resistencia al cortante del concreto, y dicho factor depende de la cantidad de refuerzo. Así pues, se calcula este factor que se empleará luego.

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004d}} \leq 1.0 \text{ cuando } A_{fv} < A_{fv,\min}$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004(0.145)}} \leq 1.0$$

$$\lambda_s = 1.41 \leq 1.0$$

Ecuación (3.30)

Entonces, el factor de forma  $\lambda_s$  tomará el máximo valor indicado de 1.0, por lo que no afectaría realmente el valor de resistencia al cortante del concreto.



#### 4.5.2. Cálculo de la resistencia por cortante

Como ya se indicó, la resistencia al cortante de la viga en análisis depende solamente del aporte del concreto. Para calcular este aporte se debe iniciar calculando el parámetro  $k$  que representa la baja rigidez axial del refuerzo. En este caso, se emplea la ecuación planteada para secciones rectangulares, pues la profundidad del bloque de compresiones no supera el espesor del ala.

$$n_f = \frac{E_f}{E_c} = \frac{(63.7)(1000)}{27805.57} = 2.29 \quad \text{Ecuación (3.27)}$$

$$k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \quad \text{Ecuación (3.26)}$$

$$\rho_f n_f = (0.010897)(2.29) = 0.0224$$

$$k = \sqrt{2(0.0224) + (0.0224)^2} - 0.0224 = 0.1906$$

Luego, mediante la expresión planteada en la Guía ACI 440.1R para refuerzo general de FRP, se procede a calcular la resistencia al cortante del concreto; así como la resistencia reducida por el factor  $\phi$  correspondiente de 0.75.

$$V_c = \frac{2}{5} \sqrt{f'_c} b_w (kd) \quad \text{Ecuación (3.25)}$$

$$V_c = \frac{\frac{2}{5} \sqrt{35}(2)(0.19)(14.5)}{10} = 1.308 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0.981 \text{ kN}$$

A su vez, debido a que la viga en análisis emplea refuerzo de GFRP, se puede calcular el aporte del concreto a la resistencia con las expresiones modificadas en el Código ACI 440.11.

$$V_c = 0.42 \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w (kd) \quad \text{Ecuación (3.28)}$$

$$V_c = \frac{0.42(1.0)\sqrt{35}(2)(0.19)(14.5)}{10} = 1.373 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.066 \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w (d) \quad \text{Ecuación (3.29)}$$

$$V_c = \frac{0.066(1.0)\sqrt{35}(2)(14.5)}{10} = 1.132 \text{ kN}$$

$$V_c = \text{máx}(1.373; 1.132) = 1.373 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 1.030 \text{ kN}$$

Comparando los valores de resistencia al cortante obtenidos, no se aprecia un cambio importante, pues el incremento en resistencia es del 5% que puede considerarse dentro del margen de error. A su vez, se observa que los valores obtenidos son muy pequeños, debido a la sección del elemento, y controlará la capacidad máxima de carga de la viga.

#### 4.6. Capacidad de carga última

La capacidad de carga última o máxima ( $P_u$ ) corresponde a la mayor fuerza aplicada en el centro de la luz de la viga en análisis que esta puede soportar antes de la falla. Como se explicó en el punto 4.3, este valor se puede obtener considerando que la fuerza aplicada origine un momento o fuerza cortante que alcance la capacidad resistente por flexión o cortante de la viga. Así, la capacidad resistente que se alcance primero será la que ocasione la falla del elemento y también será la que defina la máxima capacidad de carga.

Entonces, se puede calcular la capacidad de carga de la viga a partir de los valores de resistencia calculados. Por un lado, la capacidad por flexión se alcanzaría con una carga aplicada que se obtiene a continuación:

$$P_u = \frac{4(7.16)}{0.9} = 31.81 \text{ kN} \quad \text{Ecuación (4.1)}$$

Análogamente, se puede obtener la carga aplicada que generaría que la resistencia al cortante se agote. En este caso, se analiza los dos valores de resistencia al cortante calculados previamente.

Según ACI 440.1R:  $P_u = 2(0.981) = 1.96 \text{ kN}$  Ecuación (4.2)

Según ACI 440.11:  $P_u = 2(1.030) = 2.06 \text{ kN}$  Ecuación (4.2)

Finalmente, se puede observar que la capacidad de carga última para las condiciones en que se analiza la viga está condicionada por la resistencia al cortante. Por lo tanto, no se puede esperar que se desarrolle toda la capacidad por flexión del refuerzo de GFRP y, además, el modelo experimental tendrá un comportamiento bastante frágil.

#### 4.7. Comportamiento de deflexión

Además de calcular la capacidad de carga de una viga de sección I con alma delgada reforzada con barras de GFRP, otra característica que se desea estudiar es su comportamiento respecto de las deflexiones. Esto se debe a que, como ya se ha indicado, la deflexión es quizá la condición de serviciabilidad que suele regir el diseño de elementos de concreto reforzados con barras de FRP.

En ese sentido, no se encuentra mucha información al respecto de este comportamiento en vigas de sección no rectangular. En este punto se busca obtener un diagrama de carga – deflexión para la viga en análisis, que posteriormente se evaluará respecto del diagrama real obtenido en el ensayo experimental. Para tal fin, se emplea lo señalado en el subcapítulo 3.2.3 y se calcula los momentos de inercia efectivo tanto con la expresión de la Guía ACI 440.1R como con la expresión modificada del Código ACI 440.11 para el refuerzo de GFRP.

#### 4.7.1. Momento de inercia efectivo

Para calcular el momento de inercia efectivo es necesario realizar algunos cálculos previos para obtener valores como la inercia bruta de la sección o la posición del eje neutro para la sección sin fisurar. Estos valores se obtienen a partir de un cálculo geométrico con las dimensiones de la sección de la viga. De este modo, se obtiene que el eje neutro de la sección se encuentra a una distancia de 9.5cm desde la base. Esta distancia también es la distancia hasta la fibra más esforzada por tracción que permitirá calcular el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ). También, se obtiene que el valor de la inercia bruta de la sección ( $I_g$ ) es  $1955.42 \text{ cm}^2$ .

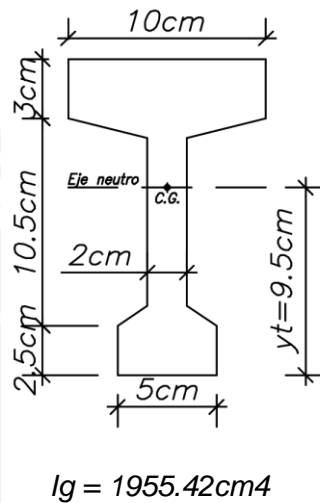
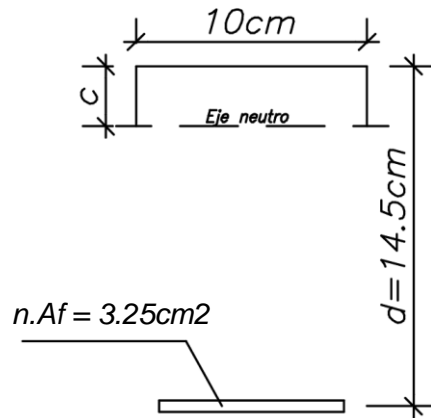


Figura 4.6. Ubicación del eje neutro e inercia de la sección bruta

En el caso del cálculo de la inercia de la sección fisurada se despreciará el aporte de resistencia en tracción del concreto. Para ello, primero se calculará la posición del eje neutro para la sección agrietada mediante la suma de momentos estáticos de las áreas con respecto al eje neutro. Debido a que la sección es del tipo I, se asume inicialmente que el eje neutro se encuentra en el ala superior, con cargo a corroborarlo con el resultado. Luego, se calcula la inercia de la sección agrietada respecto al eje neutro. Así, se aprecia que la inercia agrietada es menor que la inercia de la sección bruta, alcanzando solo un 26%.



$$I_{cr} = 518.02 \text{ cm}^4$$

Figura 4.7. Ubicación del eje neutro e inercia de la sección agrietada

$$10c \left( \frac{c}{2} \right) = 3.25(14.5 - c)$$

$$c = 2.76 \text{ cm} (< 3 \text{ cm}, \text{OK})$$

Por otra parte, se puede calcular el momento de agrietamiento con la ecuación 3.20 planteada por el ACI 318. Para ello, se cuenta con el valor de la inercia bruta de  $1955.42 \text{ cm}^4$  y una distancia al extremo en tracción de 9.5 cm. Así, luego de reemplazar dichos valores se obtiene:

$$M_{cr} = \frac{(0.62)(1)(\sqrt{35})(1955.42)}{9.5} = 0.755 \text{ kN.m} \quad \text{Ecuación (3.20)}$$

En el caso de la viga simplemente apoyada en análisis, la deflexión se evaluará en la sección crítica que está ubicada al centro de la viga, como ya se explicó. Para ello, es necesario conocer el valor del momento actuante en dicha sección, pues dicho dato permitirá calcular la inercia efectiva de la sección según las ecuaciones 3.14 y 3.16 para la Guía ACI 440.1R, mientras que según las ecuaciones 3.17 y 3.19 para el Código 440.11.

El momento actuante en dicha sección se puede despejar en función de la carga aplicada, según la ecuación 4.1. Finalmente, se obtiene que la inercia efectiva de la sección central de la viga se puede expresar en función de la variable P solamente, que representa la carga aplicada sobre la viga, de las siguientes formas:

$$\text{Según ACI 440.1R} \quad I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \left( 3 - 8 \frac{M_{cr}}{PL} \right) \left( \frac{4M_{cr}}{PL} \right)^2 \left( 1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)} \quad \text{Ecuación (4.3)}$$

Según ACI 440.11 
$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - (3 - 6.4 \frac{M_{cr}}{PL}) \left( \frac{3.2M_{cr}}{PL} \right)^2 \left( 1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)}$$
 Ecuación (4.4)

#### 4.7.2. Diagrama carga – deflexión

Como el comportamiento que se desea analizar es inmediato, solo se tomará en cuenta las consideraciones para el cálculo de la deflexión inmediata y no para la deflexión a largo plazo. Así pues, según lo detallado previamente, la deflexión inmediata se puede calcular mediante las expresiones del análisis elástico clásico, pero considerando la inercia efectiva adecuada.

De esta forma, mediante la ecuación 3.21 que define la deflexión en el centro de la luz para una viga simplemente apoyada con carga puntual centrada, así como las ecuaciones 4.3 y 4.4 para el momento de inercia efectivo cuando se supera el agrietamiento, se puede obtener la deflexión de la viga para cualquier valor de carga.

A continuación, se presenta el resultado de forma gráfica del diagrama carga – deflexión que se espera para la viga en análisis, considerando la expresión según la Guía ACI 440.1R y también del Código ACI 440.11 con fines comparativos.

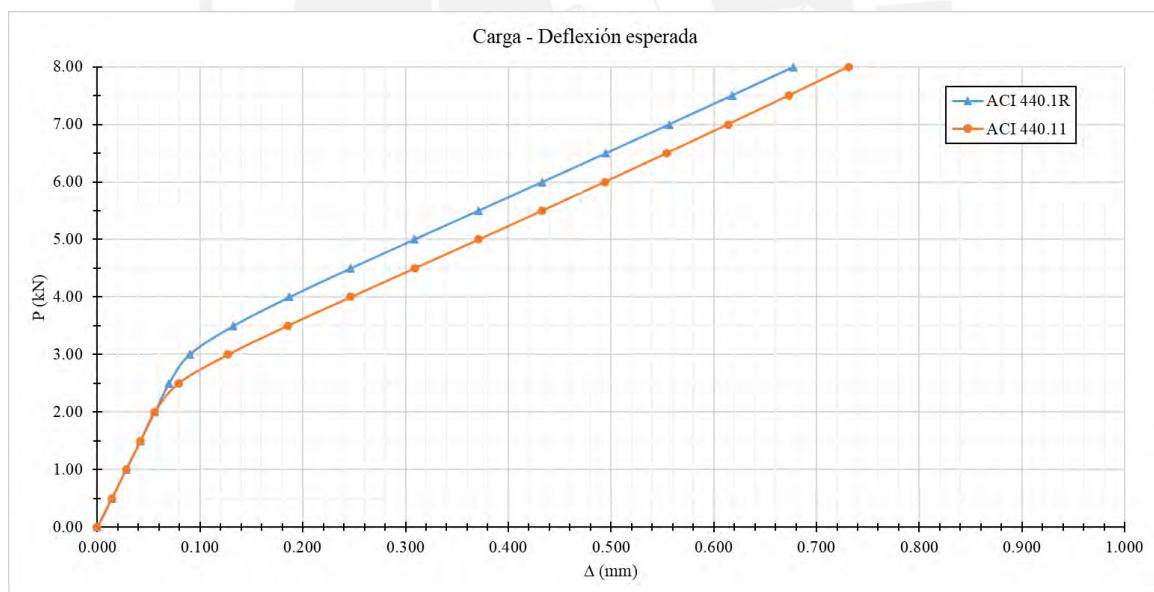


Figura 4.8. Diagrama Carga – Deflexión esperado

El diagrama obtenido en ambos casos (ACI 440.1R y ACI 440.11) nos muestra un comportamiento bilineal con una pendiente inicial pronunciada, que a partir del valor de carga que provoca el agrietamiento, disminuye y se mantiene constante hasta la rotura.

## **4.8. Comportamiento de curvatura por flexión**

En elementos sometidos a flexión como es el caso de la viga en análisis, es usual evaluar la curvatura que presenta una sección del elemento respecto del momento resistente que desarrolla. En el diseño de elementos de concreto armado es bastante usual evaluar los diagramas momento – curvatura que definen una clara zona elástica y una zona plástica, de forma similar al comportamiento del acero. Esto permite definir una ductilidad de curvatura que es muy útil para predecir el comportamiento inelástico de la viga. No obstante, en elementos de concreto reforzados con FRP esto no es tan usual, pues debido al comportamiento lineal del refuerzo, el diagrama momento – curvatura resulta igualmente lineal. A diferencia del refuerzo de acero, no es práctico identificar una zona elástica y una inelástica.

Sin embargo, con el único fin de comparar de forma teórica este comportamiento se calculará el diagrama momento – curvatura para la sección de la viga I en análisis reforzada con GFRP, así como para la misma sección reforzada con acero convencional. Para este fin, se analizará dos casos: el primero, considerando la misma cantidad de refuerzo, y el segundo, considerando que el área de acero permita alcanzar la misma resistencia que el refuerzo de GFRP considerado en la viga en análisis. Para ello, se definió modelos teóricos para el comportamiento de los materiales y, luego, mediante cálculos numéricos se obtiene los diagramas momento – curvatura teóricos. En el cálculo de los diagramas se ha considerado que la capacidad última de resistencia por flexión de la sección reforzada se puede alcanzar, ignorando la limitación que implica la resistencia al cortante del concreto.

### **4.8.1. Modelos teóricos esfuerzo – deformación de los materiales**

En el caso del concreto, en la literatura existe una variedad de modelos propuestos para definir el comportamiento esfuerzo – deformación del concreto confinado y no confinado. Para el cálculo del diagrama momento – curvatura de la sección de la viga, se ha elegido emplear el Modelo de Hognestad para el concreto no confinado. Este modelo considera una relación esfuerzo – deformación parabólica hasta alcanzar la resistencia máxima en compresión del concreto ( $f'_c = 35 \text{ MPa}$ ) a una deformación unitaria de 0.002 y, luego, una disminución lineal hasta un 85% de la resistencia máxima ( $f'_c$ ) con una deformación última de 0.004. Además, se suele despreciar la resistencia del concreto en tracción.

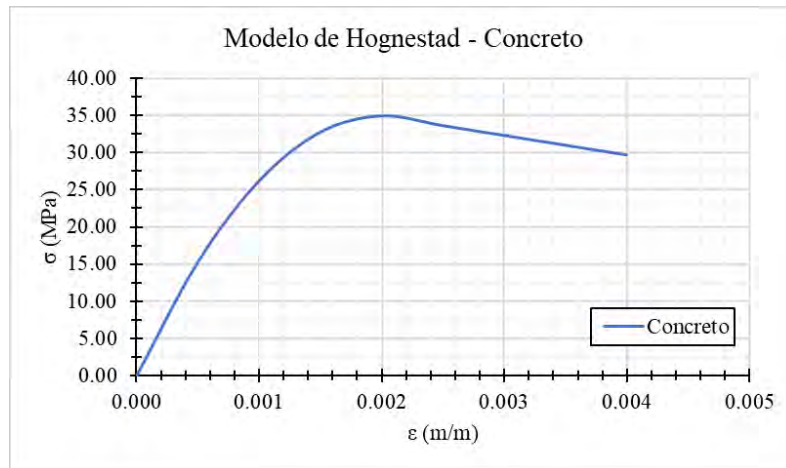


Figura 4.9. Modelo teórico de la curva Esfuerzo – Deformación del concreto

Por otro lado, en el caso del acero convencional de refuerzo se suele emplear un modelo elastoplástico perfecto, que es consistente con el comportamiento que se asume para el diseño de estructuras de concreto armado. Si bien, el comportamiento real del acero no es elastoplástico, la diferencia resulta mínima y se puede ignorar. Así pues, el modelo teórico del acero consta de una etapa elástica ( $E_s = 200000$  MPa) y lineal hasta alcanzar el esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y = 414$  MPa); luego, solo se incrementa la deformación unitaria mas no el esfuerzo.

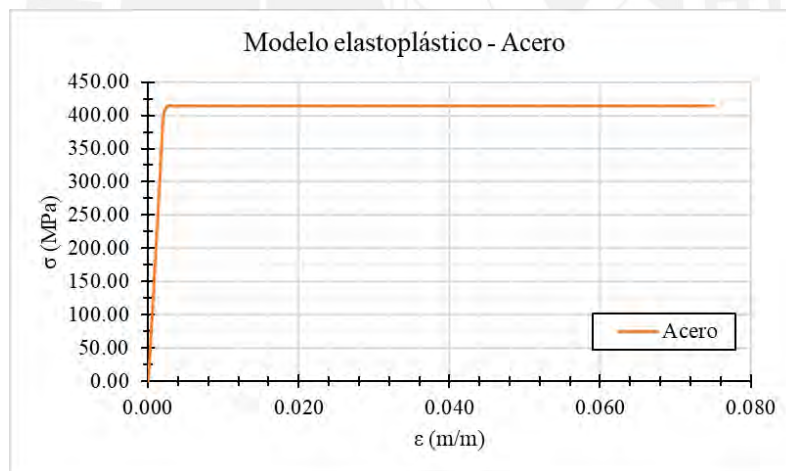


Figura 4.10. Modelo teórico de la curva Esfuerzo – Deformación del acero

Finalmente, para el caso del refuerzo de GFRP, como ya se indicó, su comportamiento es totalmente lineal y elástico ( $E_f = 63700$  MPa) hasta alcanzar su esfuerzo último a tracción garantizado ( $f_{fu}^* = 1200$  MPa), de acuerdo a la ficha técnica.

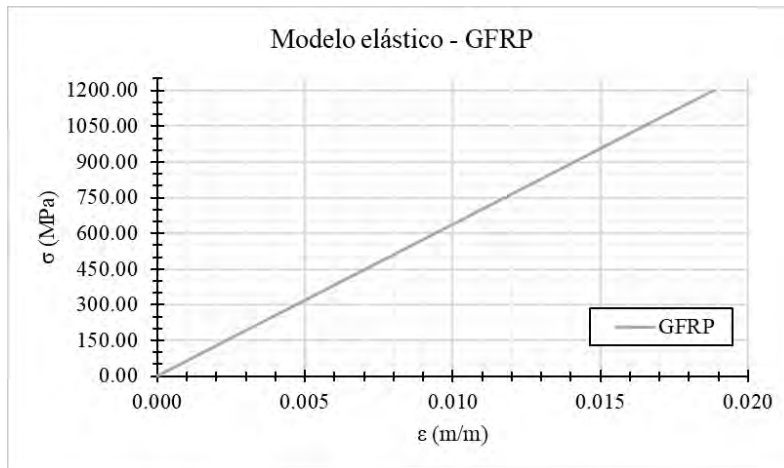


Figura 4.11. Modelo teórico de la curva Esfuerzo – Deformación del GFRP

Estos modelos teóricos permiten calcular de forma bastante precisa los diagramas momento – curvatura para la sección reforzada, tanto con acero como con GFRP.

#### 4.8.2. Diagramas momento – curvatura

La curvatura de una sección se define como el cambio de ángulo (rotación) por unidad de longitud en una determinada ubicación a lo largo del eje del elemento sometido a cargas que producen flexión (Ottazzi, 2016). En ese sentido, y según la teoría de la resistencia de materiales, la curvatura de una sección se puede calcular de acuerdo con la expresión de la ecuación 4.5.

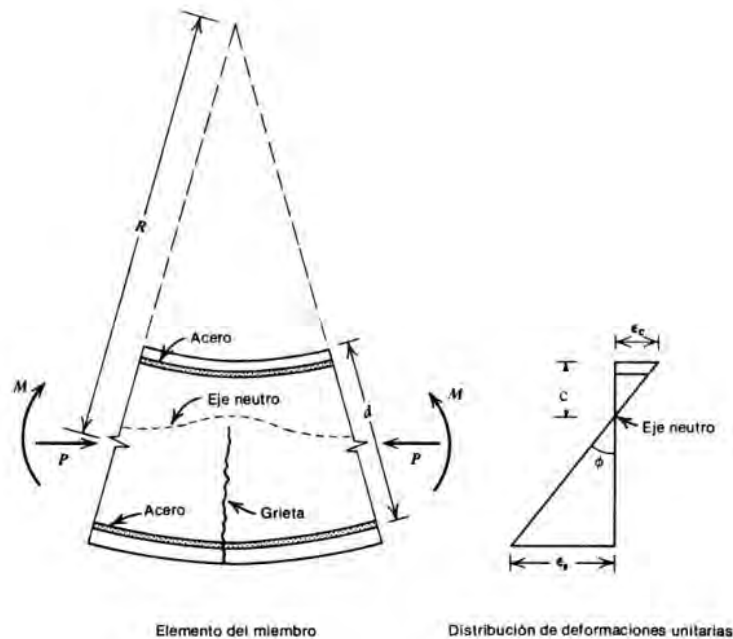


Figura 4.12. Curvatura de una sección de viga (Ottazzi, 2016)

$$\varphi = \frac{c}{\epsilon_c} \quad \text{Ecuación (4.5)}$$



En ese sentido, para el cálculo del diagrama momento – curvatura en los casos que se busca comparar se emplea la primera expresión de la ecuación 4.5. Entonces, el procedimiento para obtener un punto del diagrama inicia con la definición de un valor constante de deformación del concreto ( $\epsilon_c$ ); después, mediante una serie de iteraciones se calcula la posición del centroide (c), de modo que se cumpla el equilibrio, la compatibilidad de deformaciones y las leyes constitutivas de los materiales. Así pues, con la posición del centroide se puede obtener la curvatura y con las fuerzas internas en equilibrio se calcula el momento correspondiente. De este modo, se repite el proceso para cada valor de la deformación del concreto hasta alcanzar su deformación máxima.

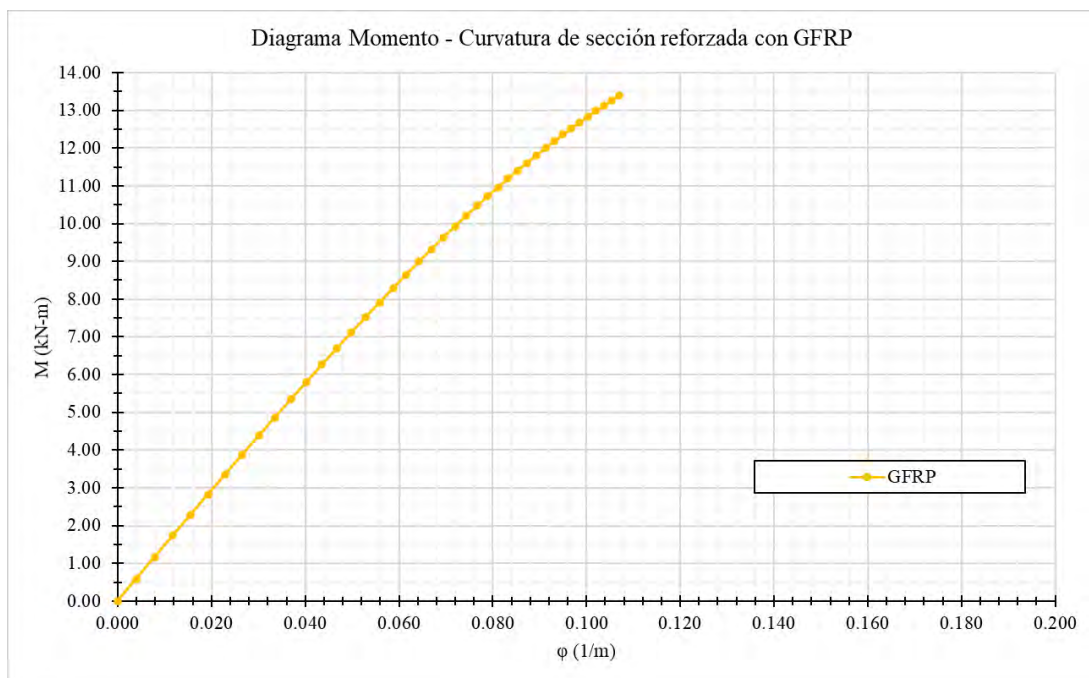


Figura 4.13. Diagrama Momento - Curvatura teórico de sección reforzada con GFRP

En la figura 4.13 se observa el diagrama obtenido para la sección reforzada con 1.42 cm<sup>2</sup> de GFRP, que es motivo de análisis en la presente tesis. Como era predecible, el comportamiento es prácticamente lineal y alcanzaría un momento resistente de 13.40 kN-m con una curvatura última de 0.1070 m<sup>-1</sup>.

Ahora, con fines de comparar este comportamiento respecto de la misma sección reforzada con acero convencional se ha calculado el diagrama para 2 casos. El primero, considera un área de acero igual al área de GFRP, es decir 1.42 cm<sup>2</sup>; el segundo, considera un área de acero que permita alcanzar la misma resistencia que la sección con refuerzo de GFRP, o sea 13.40 kN-m. Para el primer caso, el procedimiento seguido para obtener el diagrama es análogo al procedimiento seguido para la sección con GFRP, pero considerando el modelo teórico elastoplástico del acero; así, se obtuvo un momento último resistente de 8.00 kN-m. Por otro lado, para el segundo caso, se iteró diferentes cantidades de refuerzo de acero hasta alcanzar un momento último de la sección igual al obtenido en la sección con GFRP; de ese modo, el área de acero considerada fue de 2.50

cm<sup>2</sup>. Ambas curvas se muestran en la figura 4.14, donde se aprecia el típico comportamiento del diagrama momento – curvatura para secciones de concreto reforzadas con acero convencional.

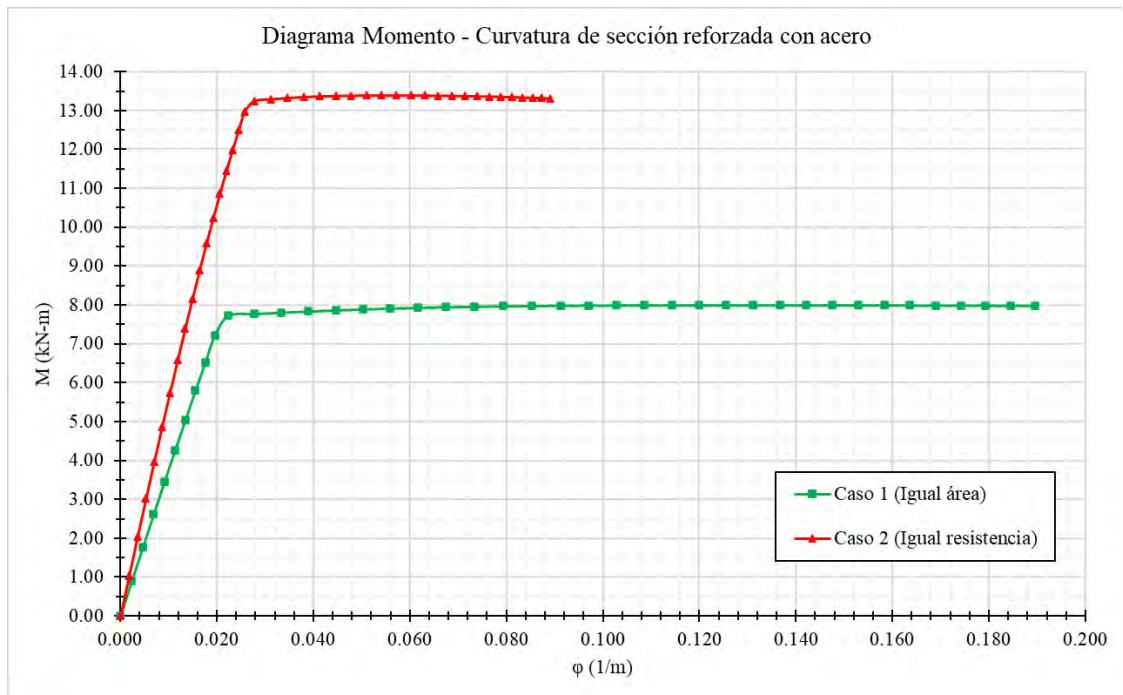


Figura 4.14. Diagrama Momento - Curvatura teórico de sección reforzada con acero

Se debe señalar que estos diagramas se han calculado considerando el desarrollo total de la resistencia por flexión. No se ha considerado que la resistencia al cortante del concreto de la sección en análisis es la que limita el comportamiento teórico esperado, pues no permite que se desarrolle la capacidad esperada por flexión. Esto se discute apropiadamente en el capítulo 6, correspondiente a la discusión de los resultados.

# CAPÍTULO 5. DEFINICIÓN DE ENSAYO EXPERIMENTAL

Este capítulo busca describir el procedimiento de construcción de las vigas analizadas en el capítulo anterior para su posterior evaluación experimental; así como se describe el ensayo realizado y la instrumentación empleada. Además, se muestra los resultados de resistencia del concreto empleado en las vigas, que es un factor importante en el comportamiento de la viga y que es muy variable dependiendo de las condiciones de su producción. También, se incluye una revisión de literatura que sirvió de guía para realizar el ensayo, así como para el posterior análisis de resultados.

## 5.1. Revisión de literatura

En este punto se presenta de manera resumida algunos trabajos previos que se han realizado respecto al refuerzo con barras de GFRP. Principalmente, se detalla trabajos experimentales realizados para comprender al comportamiento en flexión de elementos de concreto reforzados con varillas de GFRP, lo que incluye la evaluación del papel de la inercia efectiva de las secciones y las deflexiones que presentan este tipo de elementos. Asimismo, se brinda información sobre las características de los ensayos experimentales y de los elementos de prueba que se utilizaron en cada investigación.

### 5.1.1. Artículo de Houssam A. Toutanji y Mohamed Saafi (2000)

La investigación “Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced with Glass Fiber-Reinforcement (GFRP) Bars” indica que la ecuación de Branson, propuesta por el Comité ACI 440.1 vigente en ese momento, que permite calcular la inercia efectiva de la sección transversal luego de que ocurre el agrietamiento de la sección bruta para poder estimar las deflexiones en elementos de concreto reforzado con GFRP, subestima las deflexiones especialmente para elementos con una cuantía de refuerzo baja. Este planteamiento se basa una serie de ensayos llevados a cabo por diferentes autores en otras investigaciones que se citan adecuadamente. Entonces, los autores plantean que utilizar la ecuación de Branson puede llevar a errores importantes en la estimación de la deflexión, y por ello, buscan otras alternativas para obtener mejores resultados.

Así pues, realizaron ensayos de flexión en cuatro puntos a tres sets de dos vigas rectangulares cada una, con diferentes cuantías de refuerzo, y se obtuvo las curvas de carga - deflexión para cada viga. Luego, encontraron que la falla de las vigas se debió a fisuras diagonales en la zona de

cortante. Además, corroboraron que las deflexiones son subestimadas por la ecuación de Branson. Entonces, plantean dos alternativas para corregir dicho error: Modificación de la ecuación de momento de inercia efectiva y Deflexión obtenida en función de la rigidez total por flexión (EI). Por un lado, la primera alternativa consistió en agregar un factor de corrección a la ecuación de Branson en función del módulo de elasticidad del GFRP y de la cuantía de refuerzo. Por otro lado, la segunda alternativa consistió en obtener la rigidez efectiva en función de la curvatura por flexión y, también, se incluyó un factor de corrección en función del módulo de elasticidad del GFRP y de la cuantía de refuerzo. Ambas propuestas fueron comparadas con los resultados experimentales y se observó una mejor precisión.

Finalmente, los autores pudieron concluir que efectivamente la ecuación de Branson sobrestimaba la inercia de la sección agrietada; por ende, subestimaba las deflexiones, especialmente para cuantías de refuerzo muy bajas. Además, sus propuestas de corrección a este problema brindaron resultados satisfactorios para vigas rectangulares.

### **5.1.2. Artículo de H. A. Abdalla (2002)**

El artículo “Evaluation of Deflection in Concrete Members Reinforced with Fiber Reinforced Polymer (FRP) Bars” compara las diferentes propuestas que existen para estimar la deflexión de elementos de concreto reforzados con FRP mediante ensayos experimentales. Así, considera los modelos para estimar las deflexiones del Comité 440 del ACI vigente, del ISIS Canadá, y de Hall & Ghali. Para lograr su objetivo se ensayó experimentalmente losas macizas en un sentido y vigas rectangulares reforzadas con diferentes ratios de GFRP, CFRP y acero. En cada caso se realizó un ensayo de flexión en cuatro puntos y se obtuvo los diagramas carga – deflexión.

Luego de analizar y comparar los resultados obtenidos experimentalmente contra los resultados esperados según los diferentes modelos considerados, Abdalla pudo encontrar que en general el comportamiento era lineal hasta el agrietamiento inicial y luego, también era lineal, pero con una pérdida de rigidez importante. También, encontró que las deflexiones de los elementos reforzados con GFRP y CFRP eran mayores que de los elementos reforzados con acero debido al bajo módulo de elasticidad de los FRP y a la baja adherencia que estos tienen. Asimismo, concluyó que el modelo vigente del Comité 440 del ACI subestimaba las deflexiones, mientras que el modelo del ISIS Canadá es el que brindaba mejores resultados. Por otro lado, se concluyó que se necesitaba sobre reforzar las vigas para controlar las deflexiones y que los ratios de refuerzo balanceado eran mayores para los FRP que para el acero respecto a una misma sección de concreto.

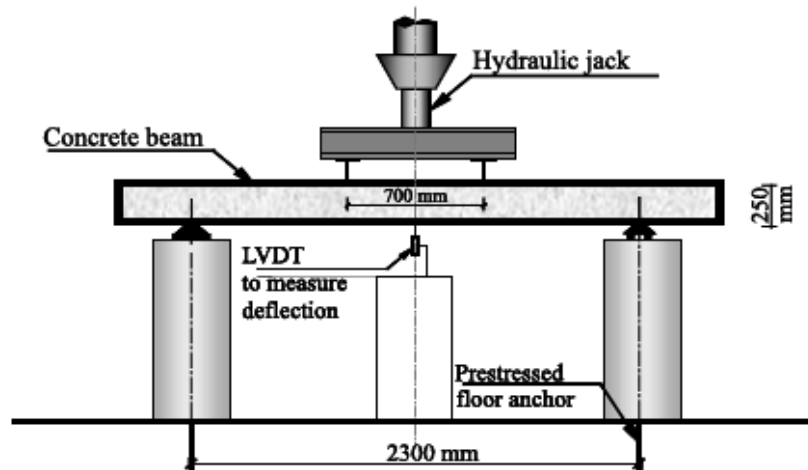


Figura 5.1 Esquema de ensayo de flexión en cuatro puntos empleado (Abdalla, 2000)

### 5.1.3. Artículo de Joseph Robert Yost, Shawn P. Gross y David W. Dinehart (2003)

El artículo “Effective Moment of Inertia for Glass Fiber-Reinforcement Polymer – Reinforced Concrete Beams” también busca analizar la precisión de la ecuación de Branson para calcular la inercia efectiva que plantea el comité 440 del ACI. En este caso, la guía vigente ACI 440.1R incluye en dicha ecuación un factor de modificación para tratar de que sus estimaciones sean más precisas. Entonces, se realizó ensayos experimentales monotónicos de flexión en cuatro puntos en 48 vigas rectangulares de concreto con diferentes características. La mitad de estas se elaboró con concreto de resistencia normal y la otra mitad se elaboró con concreto de alta resistencia. A su vez, la mitad de las vigas elaboradas con un concreto fueron cortas y la otra mitad largas. Todas las vigas estuvieron sobre reforzadas con varillas de GFRP, ya que así se aseguraba un comportamiento menos frágil. Respecto a las propiedades de los materiales utilizados, los autores utilizaron las relaciones que indica el código ACI 318 para estimar el módulo de elasticidad del concreto o la resistencia en tracción, por ejemplo. No obstante, también calcularon las propiedades de forma experimental siguiendo los ensayos normados que existen al respecto. Así, se observó que los valores predichos según las relaciones del código ACI 318 eran un 20 a 40% mayores que los valores reales obtenidos de los ensayos. Los autores indican que esta diferencia puede ser importante en el posterior cálculo de las deflexiones.

El resultado que se obtuvo de cada viga ensayada fue su diagrama carga – deflexión y se encontró que las vigas cortas, en general, presentan menores deflexiones que las vigas largas. Asimismo, se observó que las deflexiones experimentales de las vigas eran mayores que las calculadas. Entonces, los autores proponen incluir un nuevo factor de corrección en dicha ecuación para obtener resultados más precisos. Dicho factor se obtiene de un análisis de regresión lineal en función del ratio entre la cuantía de refuerzo y la cuantía balanceada.

Finalmente, los autores concluyen que la ecuación que plantea el comité 440 del ACI subestimaba las deflexiones en elementos de concreto reforzados con GFRP, a pesar de que ya se había incluido un factor de corrección. También, concluyen que, para elementos reforzados con GFRP, la transición entre la inercia bruta de la sección y la inercia agrietada era abrupta y, entre 4 y 8 veces más rápida que para la misma sección reforzada con acero. La pérdida de rigidez es mucho mayor que la correspondiente a un elemento reforzado con acero, por lo que no tienen el mismo comportamiento.

#### **5.1.4. La tesis doctoral de David Chuen Johnson (2014)**

La tesis “Investigation of Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) Bars as Internal Reinforcement for Concrete Structures” es bastante amplia y se centra principalmente en el análisis de la resistencia en corte de los elementos de concreto reforzados con GFRP. Por ello, solo se mencionará algunos puntos que se consideran son los más importantes para el presente trabajo.

En esta investigación el autor busca analizar la influencia de diferentes factores, como la resistencia del concreto, la presencia de refuerzo transversal, el tipo de refuerzo, entre otros, en el comportamiento de elementos de concreto reforzados con GFRP. Además, analiza mediante elementos finitos el comportamiento de vigas reforzadas con GFRP. Para la primera parte se realiza ensayos experimentales en flexión en 3 puntos en vigas rectangulares de concreto con diferentes características. El autor ensaya vigas reforzadas longitudinalmente con acero, con GFRP e híbridas. A su vez, algunas de estas tienen refuerzo transversal de estribos de acero, de GFRP o mixtos con diferentes espaciamientos. Luego, se analiza las curvas carga – deflexión para cada categoría de vigas; también, analiza la resistencia última que obtuvo de forma experimental, el tipo de falla y las grietas que se presentaron en los especímenes.

Así, en el caso de las vigas reforzadas con GFRP, pero sin refuerzo por cortante, encontró que todas presentaron una falla por cortante. Además, que el comportamiento de las curvas carga – deflexión se podía idealizar de forma bilineal con un cambio importante en la pendiente después del agrietamiento inicial. También, encontró que la falla se originó por grietas diagonales que se presentaron en la zona de cortante y tenían un ángulo mayor a  $45^\circ$  respecto de la vertical. Respecto a la resistencia de las vigas, esta fue controlada por la resistencia del concreto en corte y se obtuvo valores mayores que los calculados analíticamente.

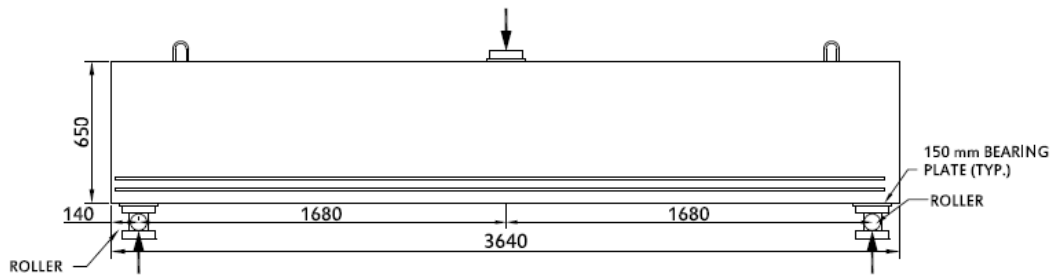


Figura 5.2 Esquema típico de ensayo de flexión en tres puntos utilizado (Johnson, 2014)

Entonces, luego del análisis de resultados, el autor puede concluir que se debe preferir que la falla del elemento se deba a la rotura del concreto en compresión. Así también, concluye que se debe asegurar la suficiente capacidad de resistencia en corte para alcanzar el desempeño en flexión del GFRP. El autor recomienda incluir refuerzo transversal para conseguir esto. También, se indica que el valor de resistencia en corte que se obtiene según la guía ACI 440.1 es conservativa pues siempre se obtuvo valores mayores. Asimismo, indica que el procedimiento de diseño por corte considerando que el caso extremo es una grieta a  $45^\circ$  no es preciso para el comportamiento de elementos reforzados con GFRP. Finalmente, respecto a la resistencia del concreto, el autor concluye que su influencia en el comportamiento en flexión es mínima y que el uso de concretos de resistencia normal puede ser recomendable para obtener fallas ligeramente menos frágiles.

## 5.2. Construcción de los especímenes

La construcción de las dos vigas para la prueba experimental se llevó a cabo en las instalaciones del Laboratorio de Estructuras del Departamento de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (LEDI) durante el mes de setiembre del año 2019.

Las dos vigas tenían las mismas características geométricas y de refuerzo que se han descrito previamente, por lo que se empleó un encofrado metálico que permitiera ser reutilizado. A su vez, se empleó la misma dosificación de concreto en ambas vigas y las barras de refuerzo de GFRP marca TUF BAR donadas por el ACI International.

La construcción de los dos especímenes tardó 4 días en total. El primer día se realizó la mezcla y vaciado de concreto de la primera viga, que se identificará como V - 01. Luego, el segundo día se llevó a cabo el desencofrado y curado de dicha viga, así como se realizó la preparación del encofrado para la construcción de la siguiente viga. Seguidamente, el tercer día se repitió la mezcla del primer día y se efectuó el vaciado de la segunda viga, que se identificará como V-02. Finalmente, el cuarto día se procedió a desencofrar la viga V - 02 y llevar el espécimen a la poza de curado.

También, en los días de vaciado del concreto, se debe indicar que se tomó muestras de la mezcla mediante la elaboración de 3 probetas estándar que se curaron adecuadamente para poder obtener la resistencia a la compresión del concreto empleado en las vigas.

### 5.2.1. Mezcla y vaciado del concreto

Para la construcción de los dos especímenes se dosificó una mezcla de concreto convencional que alcance una resistencia de 35 MPa ( $\approx 350\text{kg/cm}^2$ ), tal como se empleó en los cálculos teóricos, a los 28 días de curado. Los materiales utilizados para ello fueron: agua potable, cemento Portland tipo I de la marca Sol, agregado chancado del huso 89, popularmente conocido como confitillo, que fue donado amablemente por el LEDI, y aditivo reductor de agua de alto rango Rheobuild 3900, donado por la empresa de aditivos BASF.

La dosificación se realizó utilizando el Método de Füller, pues así se obtiene una mejor granulometría y, por ende, un concreto más denso y económico. Además, se eligió el agregado confitillo pues tiene un TM pequeño que resulta ideal para no tener problemas de zonas sin rellenar dentro del encofrado, puesto que los espesores de la viga son pequeños y la forma de la sección es complicada. También, se utilizó el aditivo super plastificante Rheobuild 3900 para proporcionar una alta fluidez a la mezcla sin perder consistencia ni ocasionar segregación, de modo que no se tengan problemas durante el vaciado de los especímenes.



*Figura 5.3 Control de temperatura de la mezcla de concreto*

La mezcla se realizó en el trompo eléctrico del LEDI, que fue prestado amablemente, así como las diferentes herramientas y equipos para realizar los ensayos de control de calidad en el concreto fresco. Se preparó cada mezcla con un volumen adecuado para rellenar todo el encofrado de la



viga y obtener 3 probetas estándar de 6"x12", las cuales se ensayaron por compresión luego de 28 días de curado para obtener la resistencia alcanzada y verificar la calidad del concreto endurecido.

### **5.2.2. Curado de los especímenes**

Luego de un día del vaciado de los especímenes y las probetas se procedió a desencofrarlos para poder llevarlos a curar hasta la fecha del ensayo. El curado de los especímenes se llevó a cabo sumergiéndolos en agua, junto con las probetas, dentro de una de las pozas de curado con las que cuenta el LEDI. Estas pozas de curado tienen un control constante de temperatura y del volumen de agua para que los especímenes y probetas cumplan adecuadamente con el curado necesario para que el concreto alcance su resistencia especificada a los 28 días del vaciado.

A diferencia de elementos reforzados con varillas de acero convencional, estas vigas no tienen problemas por ser sumergidas en agua, ya que el GFRP no puede corroerse como sí lo hace el acero. Esta es una diferencia significativa que puede asegurar un mejor desarrollo de la resistencia del concreto.

### **5.3. Ensayos de los materiales**

Las propiedades mecánicas de los materiales empleados en la construcción de las vigas son un dato fundamental, por ello, se debería realizar ensayos para determinar dichas propiedades. Sin embargo, en el caso del refuerzo de GFRP no se pudo llevar a cabo ensayos para obtener sus propiedades. En este caso, se confió en los datos proporcionados en la ficha técnica del producto de la marca norteamericana TUF BAR que cumple con los estándares de calidad y confianza del ACI International.

Por otro lado, en el caso del concreto empleado sí es más importante realizar los ensayos debido a que su desempeño es muy sensible a diferentes variables durante su producción. Por ello, luego de 28 días del curado de las probetas de concreto se procedió a ensayarlas según la normativa ASTM C39 para conocer la resistencia a compresión simple de las mezclas de concreto con las que se elaboró las vigas. Así, se obtuvo una resistencia promedio para la primera mezcla (V – 01) de 34.68 MPa, que representa una diferencia de solo 0.9% respecto al valor esperado de 35 MPa. Por otro lado, para la segunda mezcla (V – 02) se obtuvo una resistencia promedio de 32.41 MPa, lo que significa una diferencia del 7.4% respecto de la resistencia esperada.

Tabla 5.1. Resultados para la resistencia a compresión del concreto a 28 días

Número de probeta	D1	D2	D <sub>prom</sub>	Área	P <sub>máx</sub>	f'c	f'c prom.	Diferencia
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm <sup>2</sup> )	(kN)	(MPa)	(MPa)	(%)
1.1	15.345	15.385	15.365	185.42	624.7	33.691	34.68	-0.9%
1.2	15.320	15.355	15.338	184.76	656.1	35.512		
1.3	15.335	15.340	15.338	184.76	643.5	34.830		
2.1	15.210	15.240	15.225	182.06	608.7	33.435	32.41	-7.4%
2.2	15.345	15.445	15.395	186.14	563.9	30.294		
2.3	15.295	15.290	15.293	183.67	615.4	33.505		

Entonces, se puede señalar que el valor utilizado en los cálculos de la resistencia del concreto igual a 35MPa es adecuado para la viga V – 01, pero podría generar alguna diferencia mínima en el comportamiento de la viga V – 02. En general, se observa que se obtuvo resultados bastante homogéneos en el caso de la primera mezcla, y en el caso de la segunda mezcla se observa una probeta que tiene una menor resistencia. Esto pudo deberse a diversos factores como una mala compactación al momento de su elaboración o un mal enrasado de la superficie que haya podido generar una concentración de esfuerzos al momento de ensayarla.



Figura 5.4. Ensayo de compresión simple en las probetas de concreto

#### 5.4. Instrumentación del ensayo

Las vigas se ensayaron en la maquina universal con la que cuenta el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas (LEDI) de la PUCP, luego de 28 días de haber sido construidas y curadas como ya se mencionó.

El ensayo que se realizó es conocido como un ensayo en flexión de tres puntos, y estuvo conforme con el ensayo planteado por el ACI International para la Competencia Estudiantil FRP Composites. Este consiste en la aplicación de una carga en el centro de la luz de la viga que se encuentra sobre dos apoyos en sus extremos, como se grafica en la figura 5.4.

Los apoyos son pivotes que permiten la rotación libre de la viga y, además, se encuentran distanciados una longitud de 90cm que sería el valor de la luz libre. La carga se aplica mediante un pistón que se desplaza con una velocidad de 2.5 mm/minuto y se encuentra conectada al sensor del equipo para registrar los datos. Se considera que el desplazamiento del pistón de carga es igual a la deflexión de la viga en el centro de su luz libre, así se puede obtener la gráfica de carga – deflexión real para cada viga ensayada.

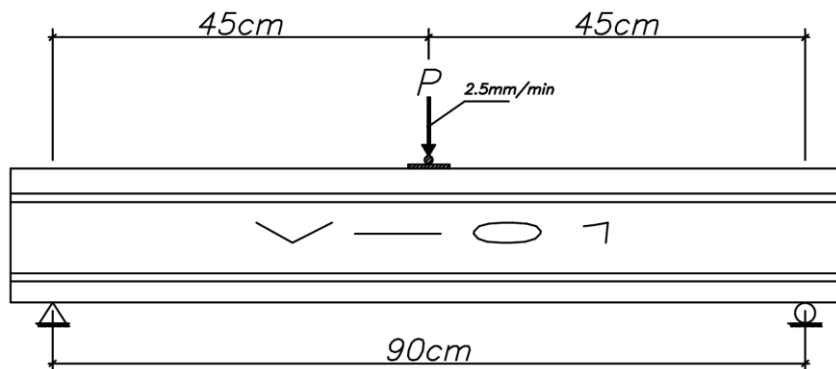


Figura 5.5 Esquema en elevación del ensayo por flexión

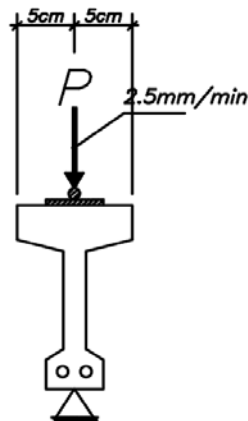


Figura 5.6 Esquema de perfil del ensayo por flexión

Dichos diagramas de carga – deflexión conforma el único dato de salida generado por el propio equipo de ensayo. Gracias a estos diagramas, se puede obtener diversa información como la capacidad de carga máxima que soportan las vigas o la carga que genera el agrietamiento de la sección, entre otra información valiosa para analizar y comparar posteriormente con los resultados calculados en el capítulo 4.



*Figura 5.7 Disposición del ensayo experimental en la viga*

Aparte de dicha información, también se registró mediante fotografías e inclusive video la ejecución del ensayo para servir de apoyo en el posterior análisis de los resultados y poder identificar el fisuramiento y otras observaciones.

## **CAPÍTULO 6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

El propósito de este capítulo es presentar los principales resultados obtenidos tanto del cálculo teórico de resistencia y comportamiento por deflexión de las vigas en análisis, como de los resultados obtenidos del ensayo experimental de carga aplicada al centro de las vigas. Así también, se procede a comparar ambos resultados y discutir sus diferencias o similitudes sobre la base del conocimiento general sobre vigas reforzadas con GFRP que se obtuvo de las investigaciones revisadas y del estado del arte sobre este tema.

### **6.1. Presentación de resultados**

A continuación, se presenta los resultados obtenidos del ensayo experimental que consisten en las curvas carga – deflexión para ambas vigas. A partir de estas curvas se puede obtener los resultados que son de interés. Estos son la carga que genera el agrietamiento de la sección ( $P_{cr}$ ), la carga última que resistieron las vigas ( $P_u$ ); y también, los respectivos valores de deflexión.

Luego, estos valores de interés se pueden comparar con los estimados teóricos calculados bajo la Guía ACI 440.1R y el Código ACI 440.11 que se detalla en el capítulo 4.

#### **6.1.1. Curvas carga – deflexión**

Las curvas carga – deflexión fueron entregadas por el Laboratorio de Estructuras de la PUCP (LEDI PUCP) luego de realizar el ensayo experimental el día 21 de octubre del 2019.

##### **6.1.1.1. Viga V – 01**

La primera viga ensayada muestra un comportamiento inicial lineal hasta alcanzar una carga de 3.58 kN con la que se produce un primer cambio de rigidez. Esto se podría identificar como la carga aplicada que genera el agrietamiento de la sección transversal. Luego, se aprecia una continua degradación de la rigidez hasta que se alcanza el valor de carga máxima con un valor de 6.94 kN. El final del ensayo apareció una grieta diagonal en el alma de la viga que se desarrolló rápidamente. Esta grieta se extendió hasta afectar la zona de compresión del concreto y causar la falla de la viga. A su vez, la grieta también alcanzó la zona del refuerzo longitudinal donde se observó la pérdida de adherencia y posterior deslizamiento entre el concreto y el refuerzo. La falla se puede calificar como del tipo frágil e imprevista como correspondería a una falla por cortante.

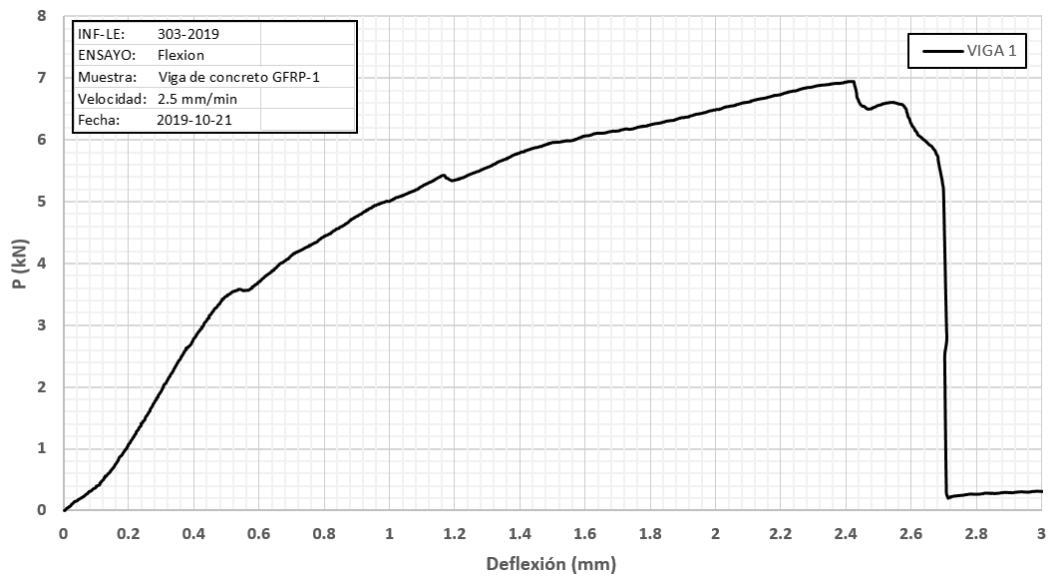


Figura 6.1. Curva carga – deflexión para la viga V – 01 (LEDI PUCP)



Figura 6.2. Grieta de falla de la viga V – 01

#### 6.1.1.2. Viga V – 02

La segunda viga ensayada, al igual que la primera, muestra un comportamiento inicial lineal hasta alcanzar una carga de 2.95 kN con la que se produce el primer cambio de rigidez importante, lo que marcaría el momento en que ocurre el agrietamiento de la sección transversal. A diferencia de la primera, la degradación de la rigidez es mayor y se podría decir que se la curva se vuelve lineal con tres picos de carga bien definidos. Luego, se alcanza el valor de carga máxima con un valor de 5.90 kN, que es menor que el alcanzado por la primera viga, y de forma análoga a la primera viga, se generó una grieta diagonal en el alma de la viga que se desarrolló rápidamente y afectó la región en compresión de la sección, así como la adherencia entre el refuerzo longitudinal

y el concreto en el apoyo. La falla también fue frágil y súbita como corresponde a una falla por corte.

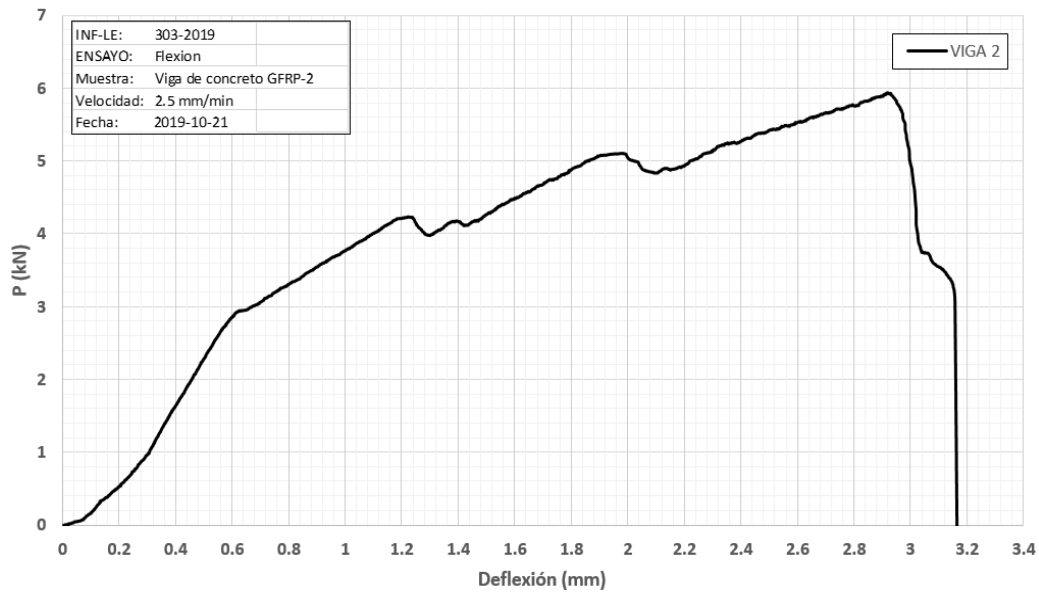


Figura 6.3. Curva carga – deflexión para la viga V – 02 (LEDI PUCP)

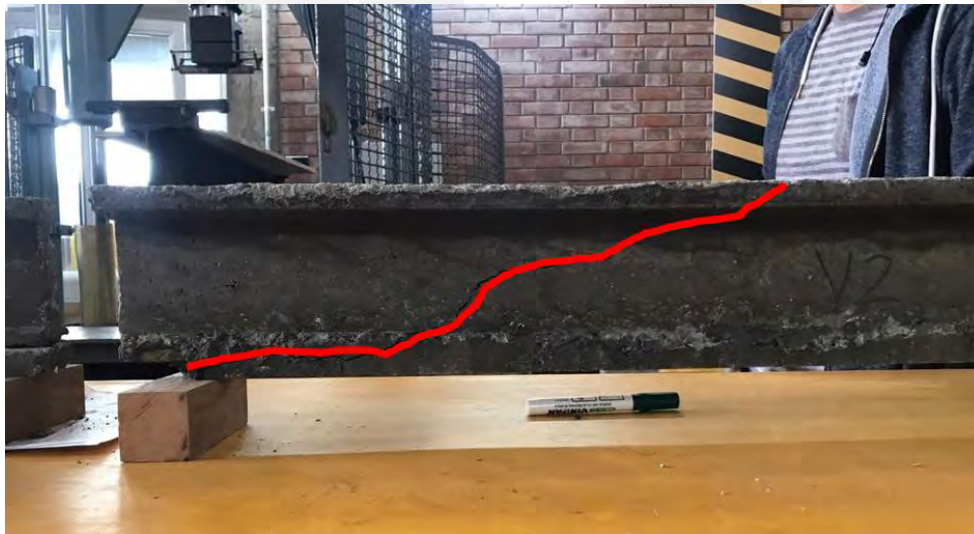


Figura 6.4. Grieta de falla de la viga V – 02

### 6.1.2. Resumen de resultados

Los resultados de interés obtenidos de las curvas experimentales, así como los resultados teóricos esperados conforman la información necesaria para proceder a discutir los resultados. Además, se puede incluir en esta información, ciertas observaciones que se obtuvieron a partir de la ejecución del ensayo como el tipo de falla o el ángulo respecto de la vertical que formó la fisura que ocasionó la falla de los especímenes.

Esta información con fines comparativos se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 6.1. Resumen de resultados experimentales y teóricos

Resultados	Experimental		Teórico	
	V – 01	V – 02	ACI 440.1R	ACI 440.11
P <sub>cr</sub> (kN)	3.58	2.95	2.72	2.17
P <sub>u</sub> (kN)	6.94	5.90	1.96 (*)	2.06 (*)
Δ <sub>cr</sub> (mm)	0.547	0.640	0.076	0.061
Δ <sub>u</sub> (mm)	2.425	2.909	0.055 (*)	0.058 (*)
M <sub>cr</sub> (kN.m)	0.806	0.664	0.611	0.489
Tipo de falla	Corte	Corte	Corte	
Ángulo de falla (°)	55	50	45	

(\*) Valor calculado según la resistencia máxima por corte teórica

En general, se puede observar que ambas vigas presentan resultados muy similares, lo que indica que se comportaron de forma similar y que la construcción de los especímenes tuvo la misma calidad. También, se obtiene que las dos vigas fallaron por alcanzar su resistencia al corte y que la resistencia última que presentaron fue mayor que la calculada de forma teórica. De la misma forma, se puede notar que las deflexiones obtenidas son mayores que las calculadas teóricamente; además, si bien teóricamente las secciones nunca debieron llegar a agrietarse y mantenerse elásticas, las vigas ensayadas sí superan la carga de agrietamiento y dejan el rango elástico.

## 6.2. Discusión de resultados

En esta parte del capítulo se analiza y discute los resultados obtenidos. Así, se busca justificar las discrepancias o similitudes encontradas entre los ensayos experimentales y el análisis teórico.

### 6.2.1. Capacidad de carga última

La carga última soportada por ambas vigas en el ensayo experimental es muy similar, con una variación del 15%, menor para la viga V – 02 respecto de la viga V – 01, que podría deberse a que el concreto con el que se construyó alcanzó una menor resistencia a la compresión. No obstante, la diferencia entre la capacidad de carga última, experimental y teórica, de las vigas es muy superior respecto del valor de carga última calculado de forma teórica, aunque la expresión modificada presentada por el ACI 440.11 es ligeramente preferible.

Tabla 6.2. Comparativa de resultados de capacidad de carga última

Elemento	P <sub>u</sub> (kN)	Δ / <sub>ACI 440.1R</sub> (%)	Δ / <sub>ACI 440.11</sub> (%)
V – 01	6.94	254	249
V – 02	5.90	201	196
Promedio	6.42	228	222



La mayor resistencia obtenida en los ensayos experimentales puede explicarse a través del mecanismo de falla por cortante que se presentó. Usualmente, los mecanismos de falla por cortante en elementos sin refuerzo transversal se definen a partir de la esbeltez del elemento. Esta característica se puede definir como la relación entre la luz de cortante ( $a'$ ) y el peralte de la sección ( $d$ ), donde la luz de cortante para elementos con cargas puntuales es la longitud entre el punto de aplicación de la carga y el apoyo más cercano (Harmsen, 2017). En el caso de las vigas ensayadas, esta relación de esbeltez tomaría el valor de 3.1, lo que la definiría como una viga corta donde el cortante rige el diseño, antes que la flexión (Park y Paulay, 1988) tal como se observó en los ensayos.

Las vigas con esbeltez ( $a'/d$ ) entre 2.5 y 5.5 inclusive, como las analizadas, presentan una falla por tensión diagonal que inicia con agrietamiento vertical leve en el centro de la luz, seguido de pérdida de adherencia entre el concreto y el refuerzo en la zona del apoyo. Luego se genera una grieta diagonal que se extiende hasta la zona de compresión ocasionando una falla frágil (Harmsen, 2017). Según Park y Paulay (1988), las fisuras por tracción diagonal en el caso de vigas con alas y alma delgada se originan cerca al eje neutro con un ángulo aproximado de  $45^\circ$  respecto de la vertical. Además, también señalan que cuando  $2 < a'/d \leq 3$ , ocurre la falla de la acción de arco. La acción de arco se explica como la resistencia al cortante de una viga debido a la compresión inclinada, pues se genera una línea de empuje desde el punto de aplicación de la carga hacia el apoyo. Esto genera una gran exigencia de adherencia en la zona del apoyo, lo que ocasiona la falla más usual; aunque cuando la línea de empuje es muy inclinada, es decir cuando la esbeltez es muy pequeña, la acción de arco es más eficiente y puede disponer mucha más resistencia de reserva.

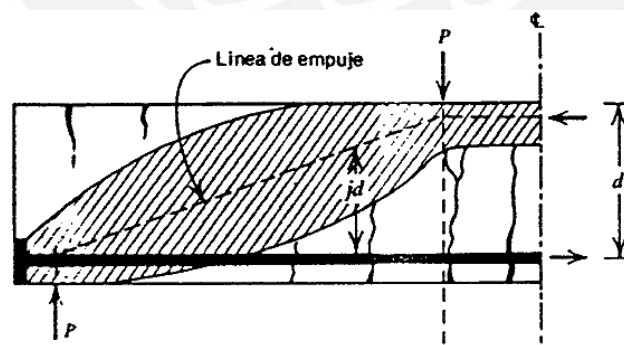


Figura 6.5. Esquema de la acción de arco en vigas cortas (Park y Paulay, 1988)

El desempeño de las vigas ensayadas experimentalmente coincide con lo descrito anteriormente, respecto de una falla por tracción diagonal, tal como concluyó Larralde (1992) respecto a vigas con una esbeltez menor a 5 (ACI, 2007). También, se puede señalar, entonces, que la mayor resistencia obtenida se debió a la acción de arco que se generó, y si bien esta acción exige una buena adherencia, esta se consiguió por haber empleado barras recubiertas de arena que, tal como

concluyeron Faza y GangaRao (1992), tienen mejor desempeño de adherencia (ACI, 2007). Además, se conoce por investigaciones como la de Johnson (2014) o la de Bank y Xi (ACI, 2007) que la ecuación planteada por el ACI para estimar la resistencia del concreto al corte suele ser bastante conservadora, lo que sería otro motivo para tener un valor teórico tan bajo.

A pesar de la mayor resistencia por cortante obtenida, esta no fue suficiente para lograr que se alcance toda la capacidad en flexión, lo que verifica que los elementos reforzados con barras de GFRP en flexión necesitan de refuerzo transversal o una sección de concreto suficiente para evitar una falla prematura por corte, tal como señalan Yost et al. (2003) y Johnson (2014) en sus investigaciones para vigas rectangulares.

### 6.2.2. Patrón de agrietamiento

El patrón de agrietamiento observado en ambos ensayos de las vigas fue similar y simple, iniciando con ligeras fisuras verticales por flexo-tracción al centro de la luz. Esto generó el agrietamiento de la sección, que a partir de dicho instante empezó a trabajar con las propiedades de sección fisurada. Luego, apareció súbitamente una grieta diagonal en el alma de la viga, lo que se explicaría como producto del gran flujo de cortante en esta zona que se genera en secciones de alma delgada. Esta grieta se extendió hacia la zona del apoyo y hacia el punto de aplicación de la carga, reduciendo la zona en compresión de la viga que ya no pudo soportar el esfuerzo y se generó la falla frágil del elemento. Del mismo modo, la grieta en la zona del apoyo afectó la adherencia y terminó separando la viga siguiendo la posición del refuerzo.

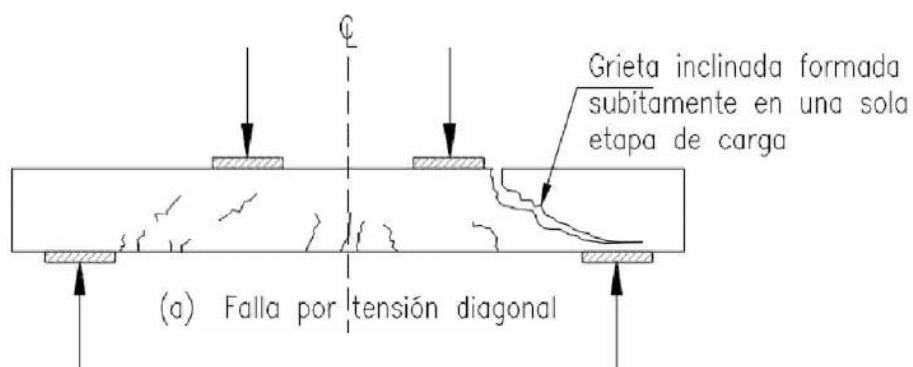


Figura 6.6. Esquema típico de falla por tensión diagonal (Harmsen, 2017)

La secuencia de formación de grietas en el ensayo de ambas vigas descrito se corresponde perfectamente por lo señalado por Harmsen (2017), así como Park y Paulay (1988), respecto al mecanismo de falla por tensión diagonal para el caso de vigas cortas. Esto nos permite concluir que ese fue el mecanismo de falla de las vigas ensayadas.



*Figura 6.7. Trayectoria de la grieta por tracción diagonal*



*Figura 6.8. Detalle de la grieta de falla por tracción diagonal en el apoyo*

Por otro lado, se observó que en ambas vigas el ángulo que formó la grieta con un plano vertical fue mayor a  $45^\circ$ , que se tiene como el ángulo esperado de agrietamiento. Ello estaría en sintonía con las investigaciones de Johnson (2014) y Abdalla (2002), que también encontraron que las grietas por cortante que generaron la falla de sus vigas rectangulares evaluadas tuvieron un ángulo mayor a  $45^\circ$ . Por su parte, Johnson (2014) indica que esto se debe a que las vigas reforzadas longitudinalmente con GFRP presentan una menor rigidez que las vigas reforzadas con acero.



*Figura 6.9. Detalle del deslizamiento y separación por pérdida de adherencia en el apoyo*

Otra deficiencia que precipitó la falla de las vigas, además de la reducción de la zona en compresión del concreto, es la pérdida de adherencia entre el refuerzo de GFRP y el concreto. Como se señaló anteriormente, en las vigas se generó una acción de arco lo que significa que necesariamente se exigió la capacidad de adherencia del refuerzo y el concreto en la zona de los apoyos (Park y Paulay, 1988). En los ensayos experimentales se observó que una vez que la grieta alcanzó la zona del refuerzo longitudinal, esta continua a lo largo del refuerzo, favorece la pérdida de adherencia y separa completamente la viga en 2 partes. Este comportamiento se corresponde con lo observado por Bank y Xi (ACI, 2007) que evaluaron losas cortas con una esbeltez similar a las vigas ensayadas.

### **6.2.3. Diagrama carga – deflexión**

Debido al bajo módulo de elasticidad que poseen las barras de GFRP, se espera que los elementos de concreto reforzados con este material sean menos rígidos y; por ello, presenten mayores deflexiones que las esperadas en los elementos de concreto si estuvieran reforzados con acero. Así, el diseño suele controlado usualmente por condiciones de servicio, como las deflexiones y el ancho de grietas (Johnson, 2014; Yost et al, 2003; ACI, 2007; ACI, 2015 y Nanni et al., 2014). Entonces, es importante analizar las deflexiones de las vigas ensayadas y compararla con las deflexiones obtenidas utilizando la ecuación para el momento de inercia efectiva que plantea la Guía ACI 440.1R y el Código ACI 440.11, para verificar su precisión específicamente con secciones no rectangulares. A continuación, se muestra en la imagen 7.5 las curvas carga – deflexión experimentales de cada viga ensayada, así como las curvas teóricas que se obtuvo en el capítulo 4.7 para fines de comparación.

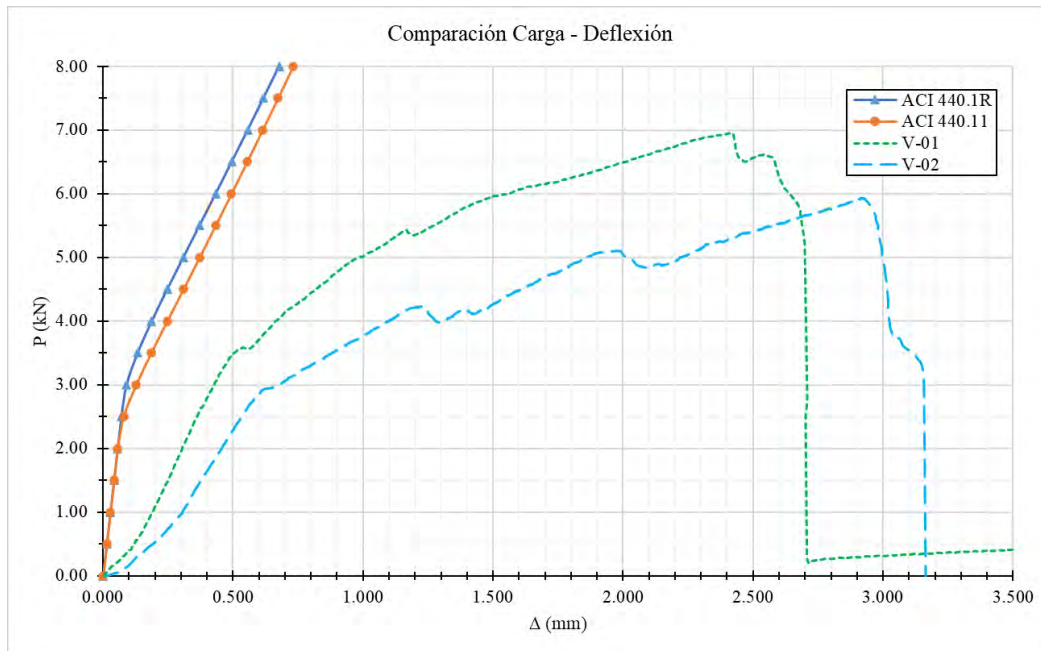


Figura 6.10. Comparativo de curvas carga – deflexión teóricas y experimentales

El comportamiento de ambas vigas es similar: primero, se puede idealizar como lineal hasta el agrietamiento; luego, se observa una degradación rápida de la rigidez, que se traduce en mayores deflexiones, como se observó en ensayos similares para vigas rectangulares de Abdalla (2002), Yost et al. (2003), Toutanji y Saafi (2000), Nanni et al., (ACI, 2007) y Johnson (2014). Asimismo, se observa que la resistencia del concreto utilizado tendría influencia en el comportamiento de las vigas, pues la viga V-01, fabricada con un concreto que en el ensayo de compresión de probetas obtuvo una mayor resistencia, presenta una mayor capacidad resistente y una pérdida más lenta de su rigidez. También, se podría decir que presenta una menor pseudo-ductilidad que la viga V-02, pues alcanza un valor menor de deflexión última.

Respecto a las curvas teóricas calculadas, se observa una diferencia bastante importante pues las deflexiones calculadas son mucho menores que las observadas, con una ligera mejor precisión obtenida por el Código ACI 440.11. Se podría indicar que las ecuaciones planteadas por el Comité ACI 440 para la inercia efectiva sobrestima la rigidez y, por ende, subestima las deflexiones. Como se ha señalado, a lo largo de los últimos años se han llevado a cabo diversas investigaciones que demostraron que las versiones anteriores de la ecuación para el cálculo de la inercia efectiva subestimaban las deflexiones que presentaban los elementos de concreto reforzados longitudinalmente con GFRP (Yost et al, 2003 y Toutanji y Saafi, 2000), lo que motivó su actualización. Sin embargo, al parecer las nuevas ecuaciones para el momento de inercia efectiva aún subestima las deflexiones, aunque la diferencia también se puede deber a que la ecuación planteada en la Guía ACI 440.1R y el Código ACI 440.11 está calibrada en función de resultados de ensayos en vigas rectangulares, y no hay gran investigación respecto de vigas con sección variable o de alma delgada, como es el caso de las vigas que se analizan.

En todo caso, se debería modificar la actual ecuación, que brindaría buenos resultados para vigas rectangulares, mediante un factor que pueda considerar la forma de la sección transversal del elemento; para ello, más ensayos en vigas con diferente sección se deberían estudiar. De todas las variables que influyen en el cálculo de la deflexión, la más crítica resulta ser el valor de la inercia efectiva. Al respecto, en seguida se presenta un análisis del porcentaje que debería variar la inercia calculada con las expresiones vigentes del Comité ACI 440 para ajustarse mejor a las curvas experimentales obtenidas para las vigas de sección I de alma delgada.

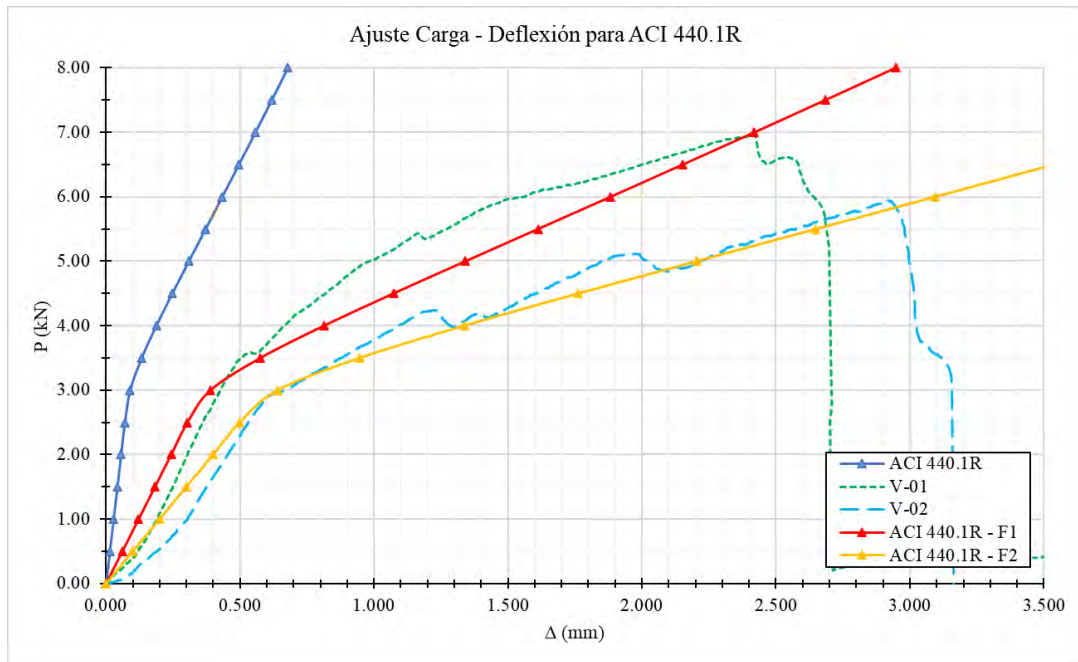


Figura 6.11. Curvas carga – deflexión según ACI 440.1R ajustadas a las curvas experimentales

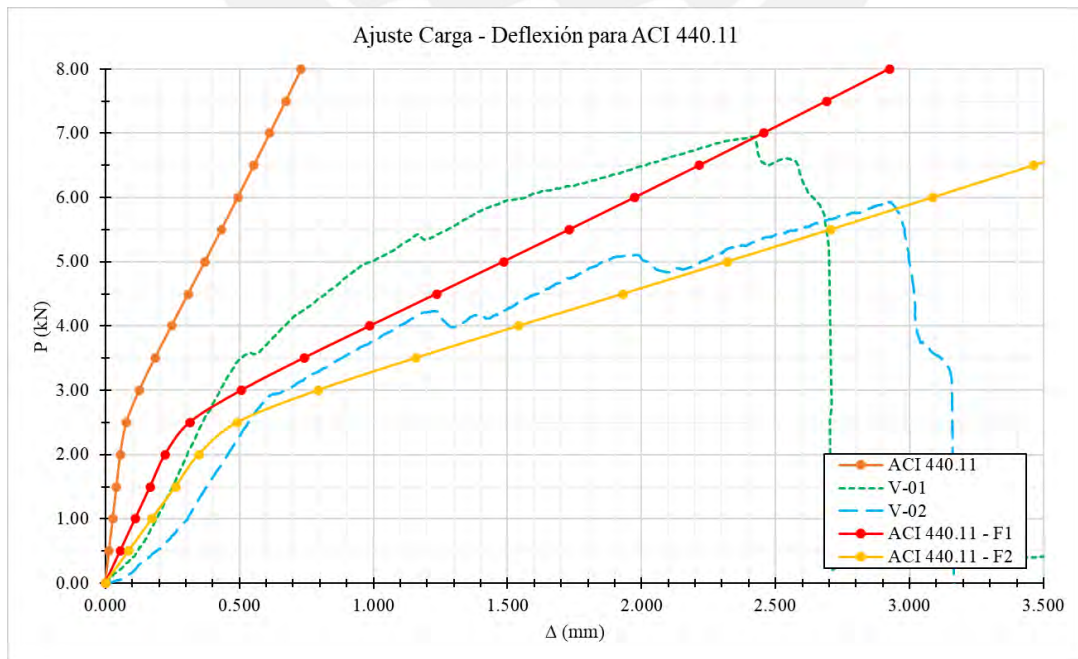


Figura 6.12. Curvas carga – deflexión según ACI 440.11 ajustadas a las curvas experimentales

En el caso de la imagen 1 y 2 se ha afectado el valor de la inercia por un porcentaje y se observa que las curvas teóricas sí se pueden ajustar a las curvas experimentales, por lo que la propuesta de modificar solo la inercia es adecuada. Los porcentajes en que se afectó las inercias se presentan en la tabla 6.3.

*Tabla 6.3. Factores de ajuste de curvas teóricas empleados*

<b>Ecuación afectada:</b>	<b>ACI 440.1R</b>	<b>ACI 440.11</b>
Factor para V – 01 (F1)	23%	25%
Factor para V – 02 (F2)	14%	16%
Promedio	19%	21%

El factor que se emplea para la ecuación de la Guía ACI 440.1R es ligeramente menor, lo que indicaría que esta ecuación se ajusta más fácilmente. Como se indicó, el Código ACI 440.11 incluyó una reducción del 80% para calcular el momento de agrietamiento, y parece inconveniente pues ocasiona una mayor diferencia al determinar el punto de agrietamiento. La ecuación de la Guía ACI 440.1R se ajusta mucho mejor para determinar dicho punto.

En ambos casos se observa que el factor de ajuste en promedio es del 20% para que la curva teórica se ajuste a las curvas experimentales con mejor precisión; así, se podría proponer una reducción de 1/5 del valor de la inercia en las expresiones del Comité ACI 440 para el caso de secciones I de alma delgada.

#### **6.2.4. Diagrama momento – curvatura**

El análisis de este diagrama teórico se realizó con fines comparativos entre la sección de viga analizada respecto de la misma sección, pero reemplazando el refuerzo de GFRP por acero y considerando 2 casos de refuerzo. De este modo, se busca conocer las diferencias en este comportamiento que tendría la sección con GFRP en relación con el comportamiento del concreto reforzado con acero convencional, ampliamente estudiado y conocido. Para ello, en la figura 6.13 se presenta el correspondiente diagrama comparativo, y se indica, también, el límite de resistencia definido por la capacidad teórica y experimental obtenida por cortante.

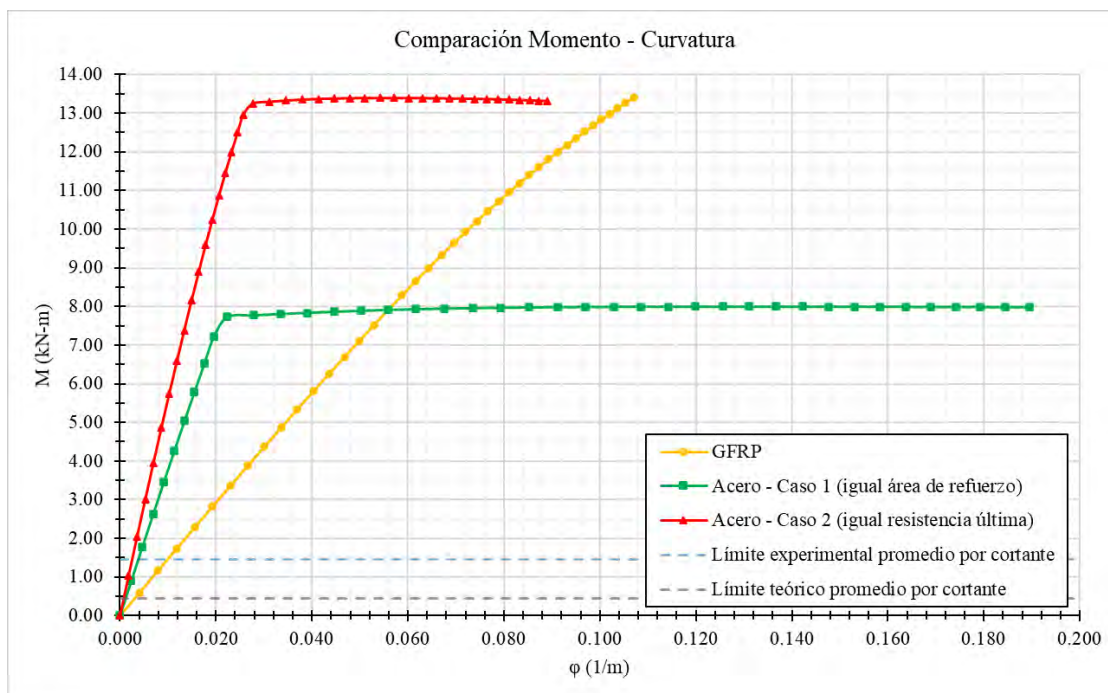


Figura 6.13. Comparativa de curvas momento – curvatura para la sección reforzada con GFRP y acero

Se puede observar que la sección analizada con refuerzo de GFRP presenta un comportamiento prácticamente lineal debido al comportamiento lineal del GFRP, así como se observa que presenta una menor rigidez respecto de la sección con refuerzo de acero. Esto confirma lo descrito en la diversa bibliografía consultada al respecto (ACI, 2007; ACI, 2015 y Nanni et al., 2014) para elaborar la presente tesis. Asimismo, se aprecia que tiene una gran capacidad de resistencia por flexión, pero se ve muy limitada por la resistencia al cortante de la sección, tal como ya se analizó en el subcapítulo 6.2.1 respecto de la falla por cortante.

Tabla 6.4. Comparativa de resultados del diagrama momento – curvatura

Propiedad analizada	Tipo de refuerzo			Diferencia porcentual	
	GFRP	Acero - Caso 1	Acero - Caso 2	$\Delta$ Caso 1/GFRP (%)	$\Delta$ Caso 2/GFRP (%)
Área de refuerzo (cm <sup>2</sup> )	1.42	1.42	2.50	0%	76%
Momento último (kN-m)	13.40	8.00	13.39	-40%	0%
Curvatura última (m <sup>-1</sup> )	0.1070	0.1895	0.0891	77%	-17%
Curvatura alcanzable por cortante promedio teórico (m <sup>-1</sup> )	0.0030	0.0012	0.0008	-61%	-74%
Curvatura alcanzable por cortante promedio experimental (m <sup>-1</sup> )	0.0098	0.0038	0.0025	-61%	-74%

Ahora, si se compara la sección reforzada con GFRP respecto de la misma sección reforzada con acero en la misma cantidad (Caso 1), se observa que la resistencia obtenida con el acero es bastante menor que la posible con GFRP, siendo un 40% menor. Sin embargo, la falta de



resistencia se vería compensada con una alta capacidad de deformación, logrando alcanzar una curvatura última 77% mayor. Por otro lado, al comparar la sección reforzada con GFRP respecto de la misma sección con un refuerzo de acero que le permita alcanzar la misma resistencia última por flexión (Caso 2), se calcula que es necesario emplear un 76% más de área de refuerzo para lograrlo. No obstante, se pierde bastante capacidad de deformación respecto del refuerzo con GFRP, logrando alcanzar una curvatura última 17% menor. Entonces, si se buscara reemplazar el refuerzo de GFRP de la sección analizada en la presente tesis por acero convencional, no sería adecuado emplear la misma cantidad de acero. Se tendría que aumentar considerablemente el área de refuerzo para poder alcanzar la misma resistencia por flexión, debido a la gran resistencia en tracción que tiene el GFRP respecto del acero convencional.

No obstante, en el caso de la viga analizada y ensayada para propósitos de esta investigación, se ha encontrado que la resistencia al cortante es la condición limitante del desarrollo de resistencia. Así pues, con la sección transversal considerada es imposible alcanzar la resistencia por flexión que se obtiene en el diagrama momento – curvatura. Si se compara la sección con GFRP respecto de la sección con acero (Caso 1 y Caso 2), solamente hasta el momento que es posible alcanzar por la resistencia al cortante promedio (teórica o experimental), se observa que la única diferencia sería la curvatura última alcanzada. El caso de la sección reforzada con acero (Caso 1), la curvatura es un 61% menor; mientras que en el caso de la sección con acero (Caso 2), es un 74% menor. Finalmente, la sección con GFRP alcanzaría una curvatura bastante mayor, nuevamente, debido a su baja rigidez respecto del acero convencional.

## CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

A continuación, se presentan las principales conclusiones y comentarios que se generaron producto de la presente investigación y que se espera sean de utilidad para aportar en el entendimiento del comportamiento del concreto reforzado con GFRP. Además, también se mencionan sugerencias de futuras líneas de investigación relacionadas con el tema investigado que podrían complementarla e incrementar el conocimiento acerca del refuerzo con GFRP.

### 7.1. Conclusiones

Los resultados experimentales muestran que las expresiones planteadas en la Guía ACI 440.1R y en el Código ACI 440.11 subestiman los resultados de resistencia al cortante del concreto y también subestiman las deflexiones desarrolladas para las vigas de sección no rectangular de alma delgada consideradas (V – 01 y V – 02). Al respecto, el Código ACI 440.11 presenta ligeramente mejores resultados que la Guía ACI 440.1R, aunque la diferencia es casi imperceptible. En el caso de la resistencia al cortante, se puede señalar que los documentos ACI son conservadores y brindan valores adecuados que aseguran un mayor margen de seguridad ante una falla frágil por cortante. No obstante, en el caso de las deflexiones los valores estimados con los documentos ACI serían inadecuados porque no permitirían prevenir las excesivas deflexiones que afectarían la serviciabilidad de la estructura.

La capacidad de carga última en vigas de sección no rectangular de alma delgada está controlada únicamente por el aporte de la resistencia al cortante del concreto, por lo que la influencia de la resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) del concreto empleado es clara. Esto se apreció entre la mayor capacidad de carga última de la viga V – 01 frente a la viga V – 02 (18% mayor), puesto que el concreto de la viga V – 01 alcanzó una mayor resistencia a la compresión (7%). Se debe preferir emplear concretos de mayor resistencia para intentar cubrir la falta de refuerzo transversal. Además, si se provee de adecuada resistencia por cortante, se ha mostrado mediante los diagramas momento – curvatura que estas vigas en análisis podrían alcanzar una resistencia última muy superior (40% mayor) en relación con la misma cantidad de refuerzo con acero convencional. Para alcanzar la misma resistencia última con refuerzo de acero, el área de refuerzo debe incrementarse bastante (76%) y se pierde capacidad de deformación por curvatura (17%), lo que muestra el gran beneficio del GFRP como refuerzo por flexión.

Las vigas evaluadas se han clasificado como cortas debido a su esbeltez y por ello, han presentado una falla frágil por cortante. Además, la sobre resistencia experimentada que superó la carga de agrietamiento, a pesar de que las expresiones de los documentos ACI señalaban que no se alcanzaría el agrietamiento, se debió a un efecto de arco debido a la baja esbeltez de las vigas. La

falla presentada en ambas vigas fue la de tracción diagonal originada en el alma de las vigas, debido a la alta concentración de esfuerzo cortante en dicha zona, que se prolongó hacia el punto de aplicación de la carga y hacia el apoyo. De ese modo, generó pérdida de la sección en compresión del concreto en el ala a la vez que reducía la adherencia del refuerzo longitudinal de GFRP con el concreto, debilitando así el efecto de arco y provocando la falla general.

El comportamiento de las deflexiones se puede simplificar a un modelo bilineal con la carga que genera el agrietamiento como punto de cambio de rigidez, que a partir de dicha carga se degrada rápidamente. Este efecto se debe a la baja rigidez que aporta el refuerzo de GFRP y que genera que la sección agrietada sea mucho menor respecto de una sección análoga con refuerzo de acero. El parámetro más importante de analizar es la inercia efectiva de la sección y las expresiones de la Guía ACI 440.1R y del Código ACI 440.11 la sobreestiman para el caso de la sección no rectangular de alma delgada. Se puede señalar que la inercia efectiva experimentada por las vigas fue de solo un 20% de la estimada según los documentos del ACI.

## **7.2. Comentarios**

En el diseño de elementos reforzados por flexión con barras de GFRP se hace indispensable asegurar una resistencia por cortante lo suficientemente grande para lograr aprovechar el máximo potencial de este material en flexión. Por ello, se recomendaría emplear refuerzo transversal suficiente o emplear secciones que generen un mayor aporte del concreto al cortante. Esto indicaría que las secciones de alma delgada no son las más recomendables de reforzar con GFRP, al menos en la escala evaluada.

La importante diferencia en las deflexiones obtenida podría indicar que las expresiones de los documentos ACI para la inercia efectiva no están adecuadamente verificadas para secciones de alma delgada, como sí lo están para secciones rectangulares. En ese sentido, se debería preferir emplear secciones rectangulares simples para reforzar con GFRP hasta que se tenga mayor investigación disponible.

En el predimensionamiento de un elemento de concreto que se va a reforzar con GFRP se debería tener en cuenta el análisis de la esbeltez para evitar vigas cortas, cuyo comportamiento no suele ser correctamente predicho por la filosofía de diseño usual, en su lugar se recomendaría diseñar por el método del puntal – tirante o empleando análisis más complejos como los elementos finitos.

Para complementar la presente tesis se sugiere como futuras líneas de investigación estudiar el mismo caso, pero considerando una mayor esbeltez para conseguir vigas largas y evaluar el verdadero aporte del GFRP como refuerzo por flexión. También, se podría estudiar la misma sección, pero empleando diferentes resistencias del concreto para clarificar su influencia en la

capacidad de carga; asimismo, se podría variar la cuantía del refuerzo en diferentes sets de vigas y comparar sus respuestas. Adicionalmente, se señala la posibilidad de evaluar experimentalmente la misma sección bajo las mismas condiciones, pero considerando refuerzo de acero convencional, en una cantidad igual y en la necesaria para alcanzar la misma resistencia última por flexión, y comparar sus resultados con los obtenidos para el GFRP. En general, se recomendaría plantear el ensayo de una mayor cantidad de especímenes de sección no rectangular para verificar la precisión de las ecuaciones que plantea el ACI para el cálculo de deflexiones.



## CAPÍTULO 8. REFERENCIAS

- Abdalla, H. A. (2002). Evaluation of Deflection in Concrete Members Reinforced with Fibre Reinforced Polymer (FRP) Bars. *Composite Structures*, 56(1), 63-71. [https://doi.org/10.1016/s0263-8223\(01\)00188-x](https://doi.org/10.1016/s0263-8223(01)00188-x)
- ACI (2007). *440R-07 – Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*. ACI Committee 440, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, MI, USA.
- ACI (2008). *440.5M-08 – Specification for Construction with Fiber-Reinforced Polymer Reinforcing Bars*. ACI Committee 440, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, MI, USA.
- ACI (2012). *440.3R-12 – Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Composites for Reinforcing or Strengthening Concrete and Masonry Structures*. ACI Committee 440, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, MI, USA.
- ACI (2014). *318-14 – Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. ACI Committee 318, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, MI, USA.
- ACI (2015). *440.1R-15 – Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Bars*. ACI Committee 440, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, MI, USA.
- ACI (2017). *440.6M-08(17) – Specification for Carbon and Glass Fiber-Reinforced Polymer Bar Materials for Concrete Reinforcement*. ACI Committee 440, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, MI, USA.
- ACI (2022). *440.11-22 – Building Code Requirements for Structural Concrete Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer (GFRP) Bars and Commentary*. ACI Committee 440, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, MI, USA.
- ACMA (2022). *Composites industry market overview*. American Composites Manufacturers Association (ACMA). <https://acmanet.org/composites-industry-overview/>
- Balaguru, P. N., Nanni, A. y Giancaspro, J. (2009). *FRP Composites for Reinforced and Prestressed Concrete Structures: A guide to fundamentals and design for repair and retrofit*. Taylor & Francis Group.

- Bischoff, P. H. y Gross, S. P. (2011). Equivalent Moment of Inertia Based on Integration of Curvature. *Journal of Composites for Construction*, 15(3), 263-273. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000164](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000164)
- CSA (2012). *S806-12 – Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers*. Canadian Standards Association (CSA), Mississauga, Ontario, Canadá.
- Feeser, W. y Brown, V. (2005). Guide Examples for Design of Concrete Reinforced with FRP Bars. *ACI Symposium Publication*, 230(1), 935-954. <https://doi.org/10.14359/14874>
- fib (2007). *FRP reinforcement in RC structures*. Bulletin 40, International Federation for Structural Concrete - Fédération internationale du béton (fib), Lausanne, Suiza.
- Hadhood, A., Mohamed, H. M., Benmokrane, B., Nanni, A. y Shield, C. K. (2019). Assessment of Design Guidelines of Concrete Columns Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer Bars. *ACI Structural Journal*, 116(4), 193-207. <https://doi.org/10.14359/51715663>
- Harmsen, T. E. (2017) *Diseño de estructuras de concreto armado (5ta. Ed.)*. Fondo Editorial De La Pontificia Universidad Católica Del Perú
- Johnson, D. (2014). Investigation of Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) Bars as Internal Reinforcement for Concrete Structures (Tesis de doctorado). <https://www.semanticscholar.org/paper/Investigation-of-Glass-Fibre-Reinforced-Polymer-as-Johnson/1358bad3180d36114aff1836834e4841527b51b7>
- Masmoudi, R., Zaidi, A. y Gérard, P. (2005). Transverse Thermal Expansion of FRP Bars Embedded in Concrete. *Journal of Composites for Construction*, 9(5), 377-387. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268\(2005\)9:5\(377\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0268(2005)9:5(377))
- Mohamed, H. y Benmokrane, B. (2013). Design and Performance of Reinforced Concrete Water Chlorination Tank Totally Reinforced with GFRP Bars: Case Study. *Journal of Composites for Construction*, 18(1), 05013001. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000429](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000429)
- Nanni, A. (1993). Flexural Behavior and Design of RC Members Using FRP Reinforcement. *Journal of Structural Engineering*, 119(11), 3344-3359. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1993\)119:11\(3344\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1993)119:11(3344))

- Nanni, A. (2019). *¿Qué son los polímeros reforzados con fibra de vidrio y qué aportan a la industria del concreto?* Colombia: 360 en Concreto. <https://www.360enconcreto.com/blog/detalle/categoryid/180/categoryname/aditivos-adiciones-y-fibras/polimeros-reforzados-con-fibra>
- Nanni, A., De Luca, A., y Zadeh, H. J. (2014). *Reinforced Concrete with FRP Bars: Mechanics and Design*. CRC Press, Taylor & Francis Group.
- Ottazzi, G. (2016). *Apuntes del curso Concreto Armado I*. Oficina de Publicaciones para la Docencia de la PUCP
- Park, R. y Paulay, T. (1988). *Estructuras de concreto reforzado*. Editorial Limusa.
- Peng, F. y Xue, W. (2019). Reliability Analysis of Eccentrically Loaded Concrete Rectangular Columns Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars. *ACI Structural Journal*, 116(4), 275-284. <https://doi.org/10.14359/51715634>
- Ray, B. C. (2005). Temperature effect during humid ageing on interfaces of glass and carbon fibers reinforced epoxy composites. *Journal of Colloid and Interface Science*, 298(1), 111–117. <https://doi.org/10.1016/j.jcis.2005.12.023>
- Toutanji, H. y Saafi, M. (2000). Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer (GFRP) Bars. *ACI Structural Journal*, 97(5), 712-719. <https://doi.org/10.14359/8806>
- TUF BAR (2019). *Fiberglass Rebar Specifications*. TUF-BAR Fiberglass Rebar. <https://www.tuf-bar.com/products/tuf-bar/>
- Tumialan, J. G., Torrealva, D., Pasquel, E. y Nanni, A. (2003). Reinforcing of a Cathedral Tower with CFRP Laminates. *ACI Special Publication*, 215(1), 401-412. <https://doi.org/10.14359/12880>
- Yost, J., R, Gross, S. P., y Dinehart, D. (2003). Effective Moment of Inertia for Glass Fiber-Reinforced Polymer – Reinforced Concrete Beams. *ACI Structural Journal*, 100(6), 732-739. <https://doi.org/10.14359/12839>