

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL PERÚ**

Escuela de Posgrado



Comportamiento a Flexión de Vigas de Concreto Armado
Reforzadas con Bandas CFRP Sometidas a Acciones Cíclicas

Tesis para obtener el grado académico de Magíster en Ingeniería Civil
con mención en Estructuras Sismorresistentes que presenta:

Maria Milagros Gutierrez Ramos

Asesor:

Victor Ivan Fernandez Davila Gonzales

Lima, 2022

AGRADECIMIENTO

En este trabajo de tesis, realizado en la Pontificia Universidad Católica del Perú, participaron profesores, colegas, amigos y familia con sus opiniones, correcciones y apoyo; y a las que deseo corresponder en esta sección.

Al Dr. Víctor I. Fernández-Dávila, asesor de esta investigación, por su continuo apoyo y paciencia en el desarrollo del presente trabajo. Sus oportunos consejos y exigencia han sido fundamentales para el término de la investigación.

A la Maestría de Ingeniería Civil por su contribución en el financiamiento de materiales para la elaboración de los especímenes. Agradezco sus deseos de fomentar la investigación.

Al Laboratorio de estructuras de la PUCP por el apoyo otorgado para la ejecución de los ensayos experimentales a través de los fondos de **Proyectos subvencionados por la Sección Ing. Civil en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas** del año 2019.

A los ingenieros Julio Rivera, William Baca, Luis Flores quienes a través de la empresa Top Consult Ingeniería facilitaron la construcción de los especímenes, la donación y colocación de bandas de fibra de carbono. Agradezco la confianza depositada en mi persona.

A los ingenieros Jorge L. Bazán y Juan D. Samaniego por sus consejos, e indicarme el camino cuando me encontraba perdida. Gracias por su dedicación y disponibilidad.

A mi familia por su apoyo y cariño. Especialmente a mis padres, Elsa y Raúl, por la confianza depositada en mí. La vida no me alcanzará para compensarles.

A todos ustedes, mi reconocimiento.

RESUMEN

A nivel mundial, muchas universidades y centros de investigación han realizado experimentos con elementos de concreto armado reforzado con *polímeros reforzados con fibra* (FRP). Esta tesis se ha desarrollado con el fin de poder investigar el comportamiento de vigas reforzadas con sistema FRP ante diversas variables planteadas.

La presente tesis tiene como objetivo evaluar el comportamiento a flexión de vigas reforzadas con bandas de *polímero reforzado con fibra de carbono* (CFRP) en la zona a flexión; además, con la finalidad de evitar la delaminación prematura de las bandas de CFRP, se colocó el sistema de anclaje utilizado por Samaniego (2021), el cuál consistía en bandas transversales en los extremos y anclajes en el extremo empotrado. Se realizaron ensayos cíclicos a flexión de cuatro vigas de concreto armado en voladizo, con distintas cuantías de acero y CFRP, diseñadas con la norma ACI 318-19 y la guía de diseño ACI 440.2R.

El estudio experimental estuvo conformado por cuatro vigas cantiléver de concreto armado de 250 x 400 mm de sección y 2100 mm de longitud libre. Se asumió un modelo empotrado en un extremo con una carga puntual en el extremo libre. Además, con fines comparativos se consideraron los resultados experimentales de otra investigación, de cuatro vigas cantiléver con el mismo sistema de anclajes y en las mismas condiciones de ensayo (Samaniego, 2021).

Las variables de estudio fueron la cuantía de acero a flexión ($\rho_s = 0.38\%$, 0.87% y 1.42%) y la cuantía de CFRP ($\rho_f = 0.30\%$, 0.60% y 0.90%). Los estribos fueron barras de 10 mm de diámetro y se ubicaron 1@50 mm, 7@100 mm y el resto @200 mm, para todas las vigas.

Los resultados indican que las vigas reforzadas con CFRP alcanzaron momentos resistentes a flexión menores a los esperados teóricamente (17%). En los ocho especímenes, la falla ocurrió por el aplastamiento del concreto, evitándose la falla por delaminación de la fibra.

La degradación de la rigidez de los especímenes fue alterada por las cuantías de CFRP y acero; a mayor cuantía de refuerzo (interno y externo) menor degradación de la rigidez. La energía disipada creció a medida que se incrementó la cuantía de CFRP ($\rho_f = 0.30\%$, 0.60%), sin embargo, la energía disipada por el espécimen con $\rho_f = 0.90\%$ fue menor a la energía disipada por el espécimen con $\rho_f = 0.60\%$. De manera similar, el acero de refuerzo incrementó la energía disipada, pero la energía disipada por los especímenes con $\rho_s = 1.42\%$ fue menor que la energía disipada por los especímenes con $\rho_s = 0.87\%$.

ABSTRACT

Worldwide, many universities and research centers have conducted experiments with fiber-reinforced polymer-reinforced (FRP) concrete elements. This thesis has been made in order to investigate its behavior before several variables raised.

The present thesis has the objective to evaluate the behavior to flexion of beams reinforced with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) in the flexion zone, in addition, with the purpose of avoiding the premature delamination of CFRP bands, the anchorage system used by Samaniego (2021) was placed, which consisted of transverse bands and anchorages in the embedded end. Four reinforced concrete beams with different steel and CFRP ratios, designed with the ACI 318-19 standard and the ACI 440.2R design guide, were cyclically tested in bending.

The experimental study consisted of four reinforced concrete cantilever beams of 250 x 400 mm cross section and 2100 mm free long. An embedded model with a point load at the free end was assumed. In addition, for comparative purposes, the study included the experimental results of four cantilever beams with the same anchorage system and under the same laboratory (Samaniego, 2021).

The study variables were the steel ratio in bending ($\rho_s = 0.38\%$, 0.87% y 1.42%) and the CFRP ratio ($\rho_f = 0.30\%$, 0.60% y 0.90%). The stirrups were 10 mm diameter bars and were located 1@50 mm, 7@100 mm and the rest @200 mm, for all beams.

The results indicate that the CFRP reinforced beams achieved lower bending moments than theoretically expected (17%). In the eight specimens, the failure occurred due to the crushing of the concrete, avoiding the delamination of the fiber.

The stiffness degradation was influenced by CFRP and steel reinforcement ratios of the specimens; the increasing CFRP or reinforcing steel ratios decreases the stiffness degradation. The dissipated energy increased while the CFRP ratio increased ($\rho_f = 0.30\%$ and 0.60%), however, the dissipated energy by the specimen with $\rho_f = 0.90\%$ was less than the specimen with $\rho_f = 0.60\%$. Similarly, the increasing reinforcing steel ratio increases the dissipated energy, however the dissipated energy by the specimen with $\rho_s = 1.42\%$ was less than the specimens with $\rho_s = 0.87\%$.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO	i
RESUMEN	ii
ABSTRACT.....	iii
ÍNDICE GENERAL	iv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vii
ÍNDICE DE TABLAS	ix
Capítulo 1 GENERALIDADES	1
1.1. Introducción	1
1.2. Antecedentes	2
1.3. Objetivos	3
1.4. Hipótesis.....	4
Capítulo 2 MARCO TEÓRICO.....	5
2.1. Materiales.....	5
2.1.1. Polímero Reforzado con Fibra (FRP) como Material Compuesto.....	5
2.1.2. Concreto.....	11
2.1.3. Acero.....	12
2.2. Modelos esfuerzos – deformación.....	12
2.1.1. Concreto.....	12
2.1.2. Acero.....	14
2.1.3. Polímero reforzado con fibra	15
2.3. Diseño de refuerzo por flexión.....	15
2.4. Ductilidad.....	20
2.5. Degradación de la rigidez.....	21
2.6. Disipación de la energía	21
2.7. Modos de falla.....	23
2.7.1. Métodos para evitar la delaminación	24
2.8. Diseño de anclajes de FRP	26

2.9.	Condiciones de servicio	27
Capítulo 3	METODOLOGÍA	28
3.1	Diseño, construcción y experimentación del laboratorio	28
3.2	Manejo de la data registrada.....	29
3.3	Diagrama momento-curvatura (Experimental)	30
3.4	Diagrama momento – curvatura (Analítico)	32
3.5	Degradación de la rigidez.....	34
3.6	Disipación de la energía	36
3.7	Longitud de rótula plástica (L_p)	37
3.8	Modo de falla	39
Capítulo 4	PROGRAMA EXPERIMENTAL	41
4.1	Información de los especímenes de ensayo de la data propia	41
4.2	Ensayo de materiales usados en la construcción.....	43
4.3	Descripción de los ensayos a flexión de las vigas cantiléver.....	44
Capítulo 5	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN	48
5.1	Curvas de Carga – Deformación.....	48
5.1.1	Fuerza resistente a flexión	48
5.1.2	Ductilidad de desplazamiento.....	51
5.2	Degradación de la rigidez.....	52
5.3	Disipación de la energía	55
5.4	Diagrama Momento-Curvatura (MC).	58
5.4.1	Momento resistente a flexión.....	58
5.4.2	Ductilidad de curvatura.....	61
5.5	Modos de falla.....	62
5.6	Longitud de rótula plástica.....	65
Capítulo 6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	67
	REFERENCIAS.....	70

ANEXO A. INFORME DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE CUATRO VIGAS DE CONCRETO ARMADO	77
ANEXO B. INFORME DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CUATRO VIGAS DE CONCRETO ARMADO	80
ANEXO C. INFORMACIÓN DE LOS ESPECÍMENES DE ENSAYO DE LA DATA DISPONIBLE	83



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Componentes Primarios del FRP (a) fibra y (b) material aglutinante (Fuente: Hull, 1987)	6
Figura 2.2 Relación esfuerzo - deformación de tres tipos de fibra, acero y tendón de acero. (Fuente: ACI 440R-96, 1996)	6
Figura 2.3 Módulo de elasticidad del concreto (<i>Harmsen, 2005</i>).....	12
Figura 2.4 Modelo de Hognestad para concreto no confinado (<i>Hognestad, 1951</i>)	13
Figura 2.5 Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares (<i>Kent & Park, 1971</i>)	13
Figura 2.6 Idealización de curva esfuerzo deformación de acero en tensión o compresión. (a) aproximación elástica perfectamente plástica, (b) aproximación trilineal y (c) curva completa (Park & Paulay, 1988).....	15
Figura 2.7 Idealización de la curva esfuerzo - deformación del sistema FRP	15
Figura 2.8 Diagrama de deformaciones y fuerzas en una viga de CA reforzada con CFRP ...	19
Figura 2.9 Tipos de energías experimentadas por un elemento estructural	22
Figura 2.10 Tipos de envolturas para el refuerzo a corte usando láminas de CFRP (Fuente: ACI 440.2R-17)	25
Figura 2.11 Anclajes de FRP en refuerzos a corte con bandas en U (Fuente: Kim & Smith, 2015)	25
Figura 2.12 Modos de falla típicos de los anclajes (Fuente: Kim & Smith, 2010).....	26
Figura 3.1 Forma teórica de la deformada de un voladizo con carga puntual en el extremo ..	30
Figura 3.2 Descripción gráfica del método analítico	31
Figura 3.3 Descripción gráfica del método de las deformaciones	32
Figura 3.4 Pendientes secantes de los ciclos de histéresis	34
Figura 3.5 Pendiente secante de los ciclos de histéresis de la fase N°01.....	35
Figura 3.6 Pendiente secante de los ciclos de histéresis de la fase N°14.....	35
Figura 3.7 Gráfica descriptiva de la degradación de la rigidez.....	36
Figura 3.8 Lazos histéricos por fase	36
Figura 3.9 Nomenclatura utilizada en los índices de energía	37
Figura 3.10 Proceso para la identificación del modo de falla de una viga CA externamente reforzada con CFRP (Fuente: Bazan, 2015)	40
Figura 4.1 Detalle del reforzamiento interno y externo de vigas VM	41
Figura 4.2 Detalle de las secciones de las vigas VM.....	42

Figura 4.3 Curvas esfuerzo-deformación de probetas de acero.....	44
Figura 4.4 Desplazamiento por ciclo para vigas VM	46
Figura 4.5 Configuración del ensayo a flexión de los especímenes VM en laboratorio	46
Figura 4.6 Equipo para el ensayo de laboratorio	47
Figura 4.7 Configuración de la disposición de los LVDT en los especímenes VM.....	47
Figura 4.8 Deformaciones laterales de la viga VM-04.....	48
Figura 5.1 Curvas envolventes de carga-deflexión experimental y teórica de las vigas VE y VM	50
Figura 5.2 Degradación de la rigidez.....	54
Figura 5.3 Disipación de la energía	58
Figura 5.4 Diagrama momento-curvatura experimental y teórico.....	62
Figura 5.5 Mapa de fisuras de la viga VM-01	63
Figura 5.6 Mapa de fisuras de la viga VM-02	64
Figura 5.7 Mapa de fisuras de la viga VM-03	64
Figura 5.8 Mapeo de fisuras de la viga VM-04	65
Figura 5.9 Diagrama de momento flector de viga VM01	66
Figura A.1 Armaduras de acero de las cuatro vigas experimentales.....	77
Figura A.2 Vista Superior de la armadura de acero y la separación entre el encofrado y la armadura.	78
Figura A.3 Encofrado de las cuatro vigas experimentales.....	78
Figura A.4 Detalle del encofrado de vigas.....	78
Figura A.5 Colocación de concreto $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ y posterior curado.....	79
Figura B.1 Perforación en vigas para la colocación de anclajes.....	80
Figura B.2 Las dos partes de la resina epóxica que deben mezclarse.....	80
Figura B.3 Colocación del epóxico en las superficies y en la fibra que se instalará	81
Figura B.4 Preparación y colocación de Resina Carbodur	81
Figura B.5 Colocación de anclajes de FRP.....	82
Figura B.6 Cuatro vigas reforzadas con CFRP	82
Figura C.1 Detalle del reforzamiento interno y externo de vigas VE (Fuente: Bazán et al., 2020).....	84

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Densidades típicas de materiales FRP	8
Tabla 2.2 Coeficiente de expansión térmica típica para materiales de FRP	9
Tabla 2.3 Factor de reducción ambiental	18
Tabla 2.4 Esfuerzos límites en el FRP	27
Tabla 3.1 Agrupación de especímenes de acuerdo a sus características.....	29
Tabla 4.1 Detalle del reforzamiento interno y externo de las vigas.....	42
Tabla 4.2 Resistencia a la compresión de probetas de concreto	43
Tabla 4.3 Resistencia a la tracción de probetas de acero	43
Tabla 4.4 Desplazamientos máximos (mm) por ciclo para vigas VM.....	45
Tabla 5.1 Fuerzas resistentes a flexión y desplazamientos laterales.	50
Tabla 5.2 Fuerza resistente a flexión de los especímenes agrupados	50
Tabla 5.3 Ductilidad de desplazamiento	52
Tabla 5.4 Rigidez por fase	52
Tabla 5.5 Rigidez Elástica de los ocho especímenes.....	54
Tabla 5.6 Energía disipada por fase.....	55
Tabla 5.7 Energía Disipada Acumulada para una deformación lateral de 40 mm	57
Tabla 5.8 Resistencia máxima a flexión experimental y teórico	59
Tabla 5.9 Momentos resistentes a flexión de los especímenes agrupados	60
Tabla 5.10 Momentos y curvaturas en el estado de fluencia y último.....	61
Tabla 5.11 Determinación del modo de falla.....	62
Tabla 5.12 Longitud de rótulas plásticas para vigas VM.....	65
Tabla A.1 Cantidad de materiales para la elaboración de cuatro especímenes	77
Tabla C.1 Detalle del reforzamiento interno y externo para vigas VE.....	83
Tabla C.2 Detalle de las propiedades de vigas VE	83
Tabla C.3 Desplazamiento máximo por fase para vigas VE	84

LISTA DE SÍMBOLOS Y VARIABLES

a	= Peralte del bloque de compresión equivalente
A_s	= Área del acero de refuerzo en tracción
A'_s	= Área del acero de refuerzo en compresión
A_f	= Área del refuerzo externo con CFRP
b	= Ancho de la sección
b''	= Ancho del núcleo confinado
c	= Peralte de la zona en compresión
C	= Sumatoria de las fuerzas en compresión
C_E	= Factor de reducción por medio ambiente.
d	= Peralte efectivo se la sección de concreto armado
d_o	= Diámetro del agujero de anclaje
d_s	= Diámetro de barras longitudinales de acero
d'	= Distancia desde la fibra más comprimida al centroide del acero en compresión.
d_f	= Distancia desde la fibra más comprimida al centroide del refuerzo externo
E_C	= Módulo de elasticidad del concreto en compresión
E_f	= Módulo de elasticidad del refuerzo externo de FRP
E_f^*	= Módulo de elasticidad del refuerzo externo de FRP, de acuerdo al fabricante.
E_s	= Módulo elástico del acero de refuerzo.
f_r	= Esfuerzo de agrietamiento por tracción del concreto.
f_c	= Esfuerzo a la compresión cilíndrica del concreto.
f_{fe}	= Esfuerzo efectivo del FRP en el fallo de la sección
f_{frp}	= Esfuerzo efectivo del FRP, para la fabricación del anclaje
f_{fu}	= Esfuerzo último de diseño del sistema FRP.
f_{fu}^*	= Esfuerzo último de diseño del sistema FRP de acuerdo al fabricante
$f_{f,s}$	= Esfuerzo del FRP en el rango elástico del elemento estructural
$f_{s,s}$	= Esfuerzo en el acero de refuerzo no pretensado por cargas de servicio
f_s	= Esfuerzo efectivo en el acero de refuerzo por tensión.
f_t	= Esfuerzo efectivo a tracción del concreto
f_y	= Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
f'_c	= Esfuerzo máxima a la compresión del concreto.
I_{CR}	= Momento de inercia de la sección agrietada transformada del concreto

I_g	= Momento de inercia de la sección no agrietada del concreto
K_e	= Rigidez Elástica experimental
K_t	= Rigidez Elástica teórica
h	= Peralte de una viga de concreto armado.
h_e	= Ancho efectivo de la sección transversal.
Φ	= Curvatura por flexión.
k	= Relación entre la profundidad del eje neutro y la profundidad de refuerzo medida en el mismo lado del eje neutro
k_i	= Rigidez por fase
k_1	= Rigidez de la primera fase
\bar{k}_i	= Rigidez normalizada por fase
L	= Longitud del espécimen
LA	= Longitud de anclaje de FRP
L_p	= Longitud de rótula plástica en viga.
M	= Momento flector.
M_{CR}	= Momento de agrietamiento.
M_s	= Momento dentro del rango elástico.
M_n	= Momento resistente nominal por flexión.
M_u	= Momento flector en estado límite último.
M_f	= Momento flector en estado de fluencia.
M_{DL}	= Momento actuante al momento de colocar el refuerzo CFRP.
N_u	= Carga máxima efectuada por la banda FRP.
N_{cc}	= Carga que produce falla de cono de concreto en el anclaje de FRP.
N_{cb}	= Carga que produce falla mixta en el anclaje de FRP.
N_{ar}	= Carga que produce falla del anclaje de FRP.
n	= Relación entre el módulo de elasticidad del acero y el concreto.
n_f	= Número de capas de refuerzo del sistema FRP.
n_{FRP}	= Relación entre el módulo de elasticidad del sistema FRP y del concreto.
P_f	= Carga de fluencia del acero
P_u	= Carga última
s_h	= Espaciamiento de los aceros transversales.
T_s	= Fuerza de tensión transferida por el acero en el equilibrio de fuerzas por flexión.
T_f	= Fuerza de tensión transferida por el FRP en el equilibrio de fuerzas por flexión.

- t_f = Espesor de la banda o platina de refuerzo del sistema FRP.
 w_f = Ancho de la lámina o platina de FRP.
 y_t = Distancia del centroide de la sección a la fibra extrema en tracción.
 ρ = Radio de curvatura.
 ρ_{sh} = Relación volumétrica del acero de refuerzo transversal al volumen de concreto confinado.
 ρ_s = Cuantía del acero en tracción
 ρ'_s = Cuantía del acero en compresión.
 ρ_f = Cuantía del refuerzo externo FRP.
 ρ_{fb} = Cuantía balanceada por refuerzo externo FRP.
 $\rho_{fb,c}$ = Cuantía balanceada de refuerzo externo FRP por modo de falla C.
 α_1 = Parámetro del bloque de compresión de Whitney.
 β_1 = Parámetro del bloque de compresión de Whitney.
 ϵ_0 = Deformación unitaria a la que se alcanza la resistencia máxima del concreto.
 ϵ_{20c} = Deformación unitaria asociada al $0.20 f'_c$.
 ϵ_c = Deformación unitaria del concreto en la fibra más comprimida.
 ϵ_{cu} = Deformación última del concreto durante la falla en compresión.
 ϵ_f = Deformación unitaria del sistema FRP.
 ϵ_{fe} = Deformación unitaria efectiva del sistema FRP
 ϵ_{fu} = Deformación unitaria de diseño a la rotura del sistema FRP.
 ϵ_{fu}^* = Deformación unitaria de diseño a la rotura del sistema FRP, de acuerdo al fabricante.
 ϵ_s = Deformación unitaria del acero de refuerzo.
 ϵ_y = Deformación unitaria del acero de refuerzo en la fluencia
 δ = Desplazamiento lateral del espécimen
 Δ_F = Desplazamiento lateral en la fluencia del acero
 Δ_U = Desplazamiento lateral último
 Φ_u = Curvatura de la sección en la falla última.
 Φ_y = Curvatura de la sección en el punto de fluencia del refuerzo.
 ϕ = Diámetro del acero de refuerzo.
 ϕ_{FRP} = Diámetro del refuerzo de FRP.
 μ_ϕ = Factor de ductilidad de curvatura.

ΦM_n = Momento resistente nominal reducido por flexión.

Φ = Factor de reducción de resistencia a flexión.

Ψ_f = Factor de reducción de resistencia a la flexión aplicado al FRP.



CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1. Introducción

El deterioro de los elementos estructurales en Perú es atribuido a la degradación de la capacidad del elemento, por diferentes razones, tales como, factores ambientales, falta de mantenimiento, efecto de eventos naturales, cambio de uso de la estructura, infraestructura diseñada con normas antiguas, errores de diseño o construcción. Este panorama nos hace meditar en la necesidad de buscar soluciones de reforzamiento y reparación efectivos y de fácil aplicación.

Entre las tecnologías de vanguardia se encuentran los materiales compuestos de fibra de carbono en una resina polimérica, conocida como *carbon fiber-reinforced polymer* (CFRP). Este material fue utilizado inicialmente en el campo de la aeronáutica, sin embargo, fue durante la década del 90 que su aplicación se extendió a las construcciones civiles.

El CFRP resulta ser una opción competitiva a largo plazo si lo comparamos con otros sistemas convencionales de reforzamiento, debido a sus diversas ventajas, como por ejemplo su bajo peso, facilidad para manejar, alta resistencia a la tracción y un módulo relativamente alto comparado con el concreto. Estas consideraciones han dado lugar a muchas aplicaciones prácticas en el campo del reforzamiento estructural.

Sin embargo, el CFRP ha demostrado un comportamiento esfuerzo-deformación sin ductilidad, esta característica es limitante para su aplicación en estructuras sismo resistentes. La respuesta sísmica de un edificio existente depende principalmente de su resistencia lateral y la ductilidad que puede desarrollar; por lo tanto, se debe considerar este aspecto al combinar el CFRP con el concreto armado (CA). La ductilidad estará limitada a la relación entre la cuantía de acero de refuerzo y la cuantía del sistema CFRP.

Bazán (2015) y Mahal et al. (2016) experimentaron vigas de CA simplemente apoyadas con refuerzo externo CFRP, sometidas a la acción de cargas monotónicas. Los especímenes fueron reforzados con bandas de CFRP, longitudinales y transversales en los extremos a fin de evitar la delaminación prematura del CFRP, no obstante, una de las fallas identificadas fue la *delaminación de bandas*. Por esta razón, Samaniego (2021) ensayó vigas cantiléver a la acción de cargas cíclicas, las que fueron reforzadas a flexión con bandas de CFRP, además se colocaron bandas transversales y anclajes en el extremo empotrado, para evitar la delaminación.

El objetivo de esta investigación es evaluar el comportamiento experimental de ocho vigas cantiléver reforzadas a flexión con CFRP, sometidas a acciones cíclicas. Además se

demostrará la efectividad del sistema de anclaje usado por Samaniego (2021), bandas transversales en los extremos y anclajes de CFRP, a fin de evitar las fallas por *delaminación prematura* del CFRP.

1.2. Antecedentes

En el mundo se han llevado a cabo diversas investigaciones experimentales orientadas a estudiar el efecto del sistema de refuerzo externo con FRP en la resistencia a flexión de elementos estructurales sometidos a cargas monotónicas (Mashrei et al., 2019) y cíclicas (Kachlakev et al., 2000; N. Kim et al., 2013). Se demostró que al someter vigas a cargas cíclicas no se produce una degradación significativa en las bandas de FRP, es así que las suposiciones básicas para el comportamiento monotónico permanecieron válidas para el comportamiento cíclico. (Bizindavyi et al., 2003; Heffernan & Erki, 2004).

Se evaluó el comportamiento del FRP para distintas configuraciones de acero de refuerzo (Kim et al., 2013; Mostofinejad & Khozaei, 2015; Mukherjee & Joshi, 2005), cuando los especímenes incursionaron el rango de comportamiento inelástico se comprobó un incremento de la resistencia final, rigidez y energía disipada pero una reducción de la ductilidad (Shahawy et al., 1996; Spadea et al., 1998).

La falla en un compuesto de FRP es una combinación de diferentes mecanismos de degradación como el agrietamiento de la matriz, la rotura de fibras, el despegue de la matriz de fibras y la delaminación (Adimi et al., 2000). La falla por la ruptura del CFRP y por despegue debido al desprendimiento de la placa compuesta, resulta en una caída repentina de la carga y en una falla frágil.

Para superar la delaminación prematura de las bandas de CFRP longitudinal se han desarrollado varios sistemas de anclaje como las bandas transversales (Khan & Fareed, 2014) y los anclajes de FRP (Lam & Teng, 2001). Ambos sistemas de anclaje han demostrado que con una mayor cantidad de bandas a lo largo de las bandas longitudinales se puede evitar la delaminación del FRP e incrementar ductilidad (Ceroni et al., 2008).

Las bandas transversales han sido estudiadas en diversas configuraciones, pueden envolver completamente la viga o parcialmente (bandas en U) (Koutas & Triantafillou, 2013), pueden reforzar únicamente la probable zona de falla (Obaidat et al., 2018) . El aporte de los anclajes de FRP varía de acuerdo al ángulo de inclinación de la punta del anclaje y mayormente trabaja en conjunto con las bandas transversales, mejorando el comportamiento dúctil y la resistencia a flexión del elemento (Koutas & Triantafillou, 2013; Prota et al., 2005).

Kalfat et al. (2013) realizaron un compendio de sistemas de anclajes usados como refuerzo a flexión y a corte, además cuantificaron la eficiencia de cada sistema de anclaje. Grelle & Sneed (2013) complementaron el esfuerzo clasificando los distintos sistemas de anclaje de acuerdo al comportamiento del sistema de anclaje y el propósito que se busca.

En la actualidad, se han realizado investigaciones experimentales de vigas reforzadas con láminas longitudinales de CFRP y bandas transversales, demostrando un incremento importante de la ductilidad con respecto a la viga sin sistemas de anclaje, aunque no lo suficientes como para recuperar la ductilidad de una viga sin refuerzo externo; además dentro de las fallas producidas, se encontró aún presente el despegue de las bandas de FRP a flexión. (Bazan, 2015; Scott T. Smith et al., 2011). Dado que las bandas en U no siempre permiten recuperar la ductilidad perdida al reforzar a flexión con FRP, en esos casos el uso de bandas en U a lo largo del espécimen puede ser la solución (Yalim et al., 2009). Incluso se demostró que es más importante la cuantía de bandas transversales de FRP, que la distancia que hay entre bandas (Shaheen et al., 2003).

En el Perú, se han realizado estudios experimentales de vigas de CA reforzadas con láminas de CFRP longitudinales y transversales en los extremos, con el fin de evitar la delaminación prematura, sometidas a la acción de cargas monotónicas con la finalidad de estudiar el comportamiento de las bandas transversales en los extremos (Bazan, 2015; Bazan & Fernández-Dávila G., 2015; Bazan & Fernandez-Davila, 2016, 2017, 2019); se obtuvieron resultados favorables en la resistencia a flexión; sin embargo, la delaminación de bandas de CFRP fue parte de los modos de falla encontrados.

1.3. Objetivos

Objetivo Principal

El objetivo principal de esta tesis es evaluar el comportamiento experimental de cuatro vigas de concreto armado reforzadas a flexión con bandas longitudinales y transversales de CFRP, sometidas a carga cíclicas controladas por desplazamientos y evaluar la efectividad del sistema de anclaje utilizado para evitar la delaminación.

Objetivo Específicos

- i. Evaluar las curvas fuerza - desplazamiento lateral de las vigas de concreto armado mediante la variación de la cuantía de acero de refuerzo (ρ_s) y la cuantía de refuerzo externo CFRP (ρ_f).
- ii. Evaluar el efecto de las cuantías de acero de refuerzo (ρ_s) y de refuerzo externo de CFRP (ρ_f) en el comportamiento de las vigas de concreto armado.

- iii. Estudiar los modos de falla de las vigas de concreto armado reforzadas externamente con CFRP.

1.4. Hipótesis

Se espera que las características de ductilidad, resistencia, degradación de rigidez y disipación de energía de las vigas de CA reforzadas externamente con CFRP sean favorables respecto al espécimen sin refuerzo externo.

Se espera que las vigas de CA reforzadas con cuantías de acero menores al 1%, sea posible obtener secciones dúctiles al ser reforzadas con CFRP.



CAPÍTULO 2 MARCO TEÓRICO

2.1. Materiales

2.1.1. Polímero Reforzado con Fibra (FRP) como Material Compuesto

Un Material Compuesto consiste en el ensamble de materiales de diferente naturaleza que permite obtener un nuevo material en el cual las propiedades del conjunto deben ser mucho mejores que las de los componentes por separado. Es importante señalar que, en un material compuesto, los materiales constituyentes, mantienen su química y física sin fusionarse completamente entre sí (ACI 440.2R, 2017).

Una característica de los materiales compuesto es que se pueden distinguir dos componentes: la matriz y el refuerzo; y se han clasificado de muchas maneras. Los materiales compuestos se clasifican de acuerdo a la naturaleza de la matriz en polimérica, metálica y cerámica; y de acuerdo a la forma del refuerzo en partículas y fibras (Hull, 1987). Los materiales compuestos utilizados en esta investigación pertenecen a los materiales de matriz polimérica reforzados con fibras de carbono continuas unidireccionales orientadas longitudinalmente.

Las fibras tienen una ventaja desde el punto de vista de la resistencia y la rigidez, cuando se considera el módulo de elasticidad y la resistencia a la tensión. Por otro lado, los polímeros tienen una resistencia considerable a los ambientes químicos, pero pueden ser dúctiles o frágiles. Combinando fibras y matrices poliméricas se produce un material con una resistencia y rigidez cercana a la de la fibra y con la resistencia química del polímero (Miravete, 1995).

Además, es posible conseguir resistencia a la propagación de las grietas y capacidad de absorber energía durante la deformación. Esta característica, es un efecto que supera la suma de los efectos individuales, de los materiales y estructuras compuestas (Miravete, 1995).

En la industria de la construcción, la fibra y el polímero epoxi se utilizan para formar un material compuesto fibroso; si la fibra y la resina de poliéster se unen para formar un material compuesto, el resultado recibe el nombre de poliéster reforzado con fibra, o, más usualmente, FRP (Miravete, 1995).

2.1.1.1. Componentes del FRP

El FRP es un material compuesto que consiste en dos componentes primarios: la fibra y el aglutinante de la matriz de polímeros como se muestra en la Fig. 2.1.

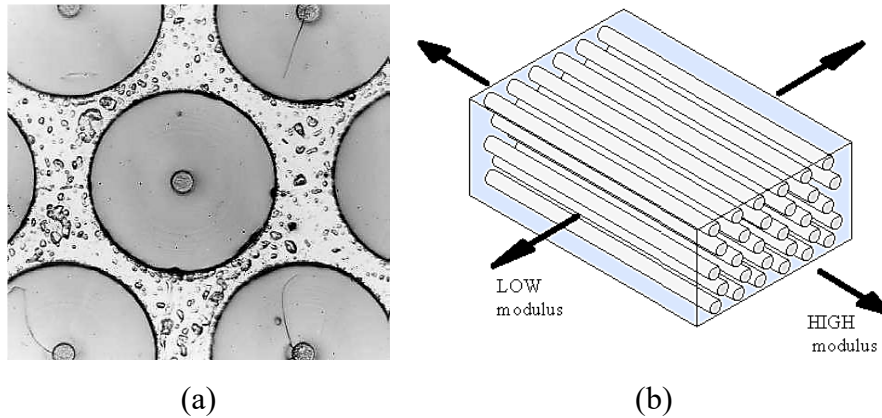


Figura 2.1 Componentes Primarios del FRP (a) fibra y (b) material aglutinante (Fuente: Hull, 1987)

a) Fibras

En las aplicaciones de ingeniería civil, hay tres tipos de fibra de refuerzo más comunes: la fibra de vidrio, carbono y aramida. El comportamiento esfuerzo - deformación de los tres tipos de fibras se presenta en la Fig. 2.2, en comparación con una varilla de acero de refuerzo y un tendón de acero (ACI 440R-96, 1996). Las fibras generalmente tienen una resistencia final más alta que la del acero, pero muestran un comportamiento lineal-elástico hasta que fallan.

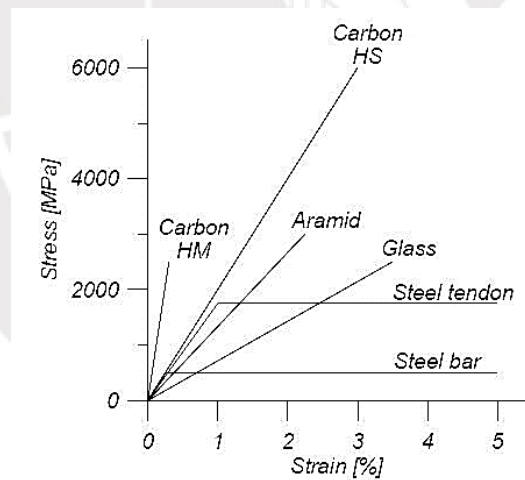


Figura 2.2 Relación esfuerzo - deformación de tres tipos de fibra, acero y tendón de acero. (Fuente: ACI 440R-96, 1996)

- Carbón

Las propiedades físicas de los materiales compuestos reforzados con fibra de carbono dependen considerablemente de la naturaleza de la matriz, la alineación de la fibra, la fracción de volumen de la matriz, y las condiciones de moldeo (Stupenengo, 2011).

A partir de las temperaturas del tratamiento de calentamiento, se han identificado tres tipos diferentes de fibra de carbono (Miravete, 1995):

1. La fibra tipo 1 es la más rígida y requiere la mayor temperatura en el tratamiento.
2. La fibra tipo 2 es la más fuerte y se carboniza a la temperatura que proporciona la mayor resistencia a la tensión.
3. La fibra tipo 3 es la más económica, la de menor rigidez, pero su resistencia es mejor.

Los compuestos de fibra de carbono, particularmente aquellos con matrices poliméricas, se han convertido en los materiales compuestos más usados debido a su gran fuerza, alto módulo de elasticidad, baja densidad y un costo razonable para aplicaciones que requieren una alta resistencia a la temperatura como en el caso de las naves espaciales.

- Vidrio

Las principales ventajas de la fibra de vidrio son su bajo costo, su alta resistencia a la tracción, su alta resistencia química y sus excelentes propiedades aislantes. Los vidrios más conocidos usados para fibra de vidrio en materiales compuestos, son los siguiente (Miravete, 1995):

1. El vidrio E es el más usado, porque tiene buenas propiedades de resistencia, rigidez, eléctricas y al desgaste.
2. El vidrio C es el de mayor resistencia a la corrosión química, pero es más costoso y de resistencias inferiores.
3. El vidrio S es el más caro, el de mayor módulo de Young y mayor resistencia a la temperatura.

En contraste con las fibras de carbono y aramida, las fibras de vidrio tienen propiedades isotropas de forma que sus propiedades a lo largo del eje de la fibra son las mismas que transversalmente al eje (Miravete, 1995).

- Aramida

Las fibras de aramida son las fibras de refuerzo de los compuestos denominados polímeros reforzados con fibra de aramida (AFRP), son fibras orgánicas y sintéticas con un alto grado de cristalinidad. Este tipo de fibra presenta una altísima resistencia. Existen dos grados de rigidez: Uno tiene un módulo de elasticidad de 60 GPa y el otro tiene un módulo de elasticidad de 130 GPa. La fibra de más alto módulo es la que se utiliza en los materiales compuestos de matriz termoestable. Las fibras de aramida tienen la menor gravedad específica y la mayor relación resistencia a la tensión y peso entre las fibras de refuerzo. Existen diferentes tipos de fibras de aramida, incluido el Kevlar, aramida que se fabrica en

USA e Irlanda del Norte, el Twaron, producido en Holanda y Technora, fabricado en Japón (Miravete, 1995).

b) Matriz Polimérica

El papel de la matriz es transferir la tensión entre las fibras, proporcionar una barrera contra un entorno adverso y proteger la superficie de las fibras de la abrasión mecánica. La matriz juega un papel importante en la capacidad de carga de tensión de una estructura compuesta. La mayoría de los compuestos que se utilizan hoy en día en la industria se basan en matrices de polímeros. Las resinas de polímero se han dividido en general en dos categorías (Miravete, 1995):

- Termoestables

Son materiales reticulados, duros y rígidos que no se moldean cuando se calientan. Los polímeros termoestables más utilizados son las resinas epoxi. Los poliésteres insaturados son extremadamente versátiles en propiedades y aplicaciones, y ha sido un termoestable popular utilizado como matriz de polímeros en compuestos.

- Termoplásticos

Son polímeros que requieren calor para poder ser procesados. Después de enfriarse, estos materiales conservan su forma. Además, estos polímeros pueden ser recalentados y reformados, a menudo sin cambios significativos en sus propiedades.

2.1.1.2. Propiedades

a) Propiedades Físicas

- Densidad

En la Tabla 2.1 se muestra las densidades de los materiales de FRP, así mismo la densidad del FRP es de cuatro a seis veces menor que la del acero. Como resultado de usar materiales con menor densidad, los costos de transporte son menores y más sencillos, y el incremento de carga muerta en la estructura es reducida. (ACI 440-2R-02)

Tabla 2.1 Densidades típicas de materiales FRP

Acero	Vidrio FRP	Carbono FRP	Aramida FRP
7.9	1.2 a 2.1	1.5 a 1.6	1.2 a 1.5

Fuente: ACI 440.2R-17, 2017

- Coefficiente de Expansión Térmica

Los coeficientes de expansión térmica de materiales de FRP unidireccionales difieren en las direcciones longitudinal y transversal, dependiendo del tipo de fibra, resina y volumen de la

fibra. La Tabla 2.2 presenta los coeficientes de expansión térmica longitudinal y transversal para materiales FRP unidireccionales. Cuando el coeficiente de expansión térmica es negativo indica que el material se contrae con el incremento de la temperatura y expande con el decremento de la temperatura. Como referencia se indica los coeficientes de expansión térmica del concreto y el acero.

Tabla 2.2 Coeficiente de expansión térmica típica para materiales de FRP

Dirección	Coeficiente de expansión térmica, $\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$				
	Concreto	Acero	GFRP	CFRP	AFRP
Longitudinal	7 a 11	11.7	6 a 10	-1 a 0	-6 a -2
Transversal	7 a 11	11.7	19 a 23	22 a 50	60 a 80

Fuente: ACI 440.2R-17, 2017

b) **Propiedades Mecánicas**

• Propiedades a la Tensión

El comportamiento a tensión de los materiales de FRP unidireccionales en un solo tipo de material de fibra se caracteriza por una relación carga-deformación elástica lineal hasta la ruptura, que es frágil.

La resistencia a tracción y la rigidez de un material compuesto de FRP depende de varios factores como, por ejemplo, la carga, el tipo, la orientación y la cantidad de fibra en el compuesto de FRP. Debido al rol primario de las fibras y su método de instalación, las propiedades de un sistema FRP son reportadas muchas veces en base al área neta de fibra.

• Propiedades a la Compresión

No existen suficientes ensayos que reconozcan su uso en como refuerzo a compresión. Los modos de falla de las láminas de FRP sujetas a compresión longitudinal pueden incluir fallas a tracción transversal, rotura de la fibra, y fallo por cortante. El modo de falla depende del tipo de fibra, la relación fibra-volumen, y el tipo de resina. En general, la resistencia a la compresión es mayor en materiales con mayor resistencia a la tracción, excepto para la aramida (Wu, 1990).

c) **Comportamiento en el tiempo**

• Propiedades de rotura por fluencia (creep ruptura)

Los materiales compuestos de FRP sometidos a cargas sostenidas pueden fallar frágilmente después de un periodo de tiempo denominado tiempo en endurecimiento; este tipo de falla se conoce como rotura por fluencia. A medida que aumenta la relación entre la tensión sostenida

y la resistencia a corto plazo del laminado de FRP, el tiempo de endurecimiento disminuye, de igual manera disminuye por condiciones ambientales adversas como: altas temperaturas, exposición a rayos ultravioletas, alta alcalinidad y ciclos de congelamiento y descongelamiento. En general, las fibras de carbono son las menos susceptibles a romper por fluencia.

- Propiedades de Fatiga

De los tipos de fibras en materiales compuestos de FRP, la fibra de carbono es la menos proclive a fallar por fatiga. El límite de resistencia del CFRP está entre un 60% y 70% de la resistencia última inicial y no suele afectarle la exposición a la humedad y altas temperatura a menos que la resina o la superficie fibra-resina sea degradada por el ambiente.

2.1.1.3. Historia y aplicaciones

En Europa, los sistemas FRP fueron desarrollados como una alternativa a las láminas de acero usadas para reforzar puentes. Sin embargo, las láminas de acero externas se corroen activamente y son difíciles de instalar debido a su peso; es por eso que muchos investigadores comenzaron a buscar e investigar materiales más ligeros e inertes con cualidades de rendimiento similares a las del acero (ACI 440.2R, 2017).

Investigadores de los Estados Unidos tuvieron interés en el uso de refuerzos basados en fibras para estructuras de concreto desde los años 30, sin embargo, el desarrollo e investigación de los sistemas FRP unidos a las estructuras de concreto comenzó a mediados de los años 80. El sistema FRP fue aplicado por primera vez para reforzar estructuras de concreto en Europa y Japón en los años 80 (Katsumata et al., 1988; Meier, 1987).

El FRP tiene una variedad de aplicaciones de refuerzo. Este puede ser efectivo para la reparación de grietas por fatiga en las estructuras de acero (Jones & Civjan, 2003) y para rehabilitar o restaurar a un miembro de concreto deteriorado (Parish et al., 2008). Los materiales de FRP se han utilizado para reforzar estructuralmente vigas, losas, columnas, muros, articulaciones/conexiones, chimeneas, bóvedas, cúpulas, túneles, silos, tuberías, cerchas, mampostería, madera, acero y estructuras de hierro fundido.

El FRP tiene varias configuraciones para su uso: láminas adheridas externamente a la zona en tensión denominadas EBR (externally bonded reinforced); barras dentro de la cubierta del elemento de concreto denominadas NSM (near surface mounted); placas y láminas compuestas; rejilla y textiles impregnados con FRP denominados TRM (Textile-Reinforced Mortar) (Mahal et al., 2013).

Se han realizado investigaciones con el propósito de comparar la efectividad del sistema FRP en configuraciones distintas. El sistema NSM tuvo un comportamiento más dúctil que el

sistema EBR, en estructuras de concreto reparadas por tener acero corroído (Triantafyllou et al., 2017). Además, en el caso de estructuras de CA reforzados con el sistema de refuerzo EBR, la fractura del acero de refuerzo fue seguida por la delaminación de la lámina de FRP; por otro lado, no se produjo ningún desprendimiento en los casos de refuerzo con laminados NSM (Charalambidi et al., 2016).

2.1.2. Concreto

El concreto es un material compuesto constituido por un material cementante, agregados y agua. Dependiendo de su propósito, los porcentajes de los componentes cambian y eventualmente se puede incorporar aire, cenizas volantes, escoria de alto horno, micro sílice, aditivos, agregado de concreto reciclado, aditivos, polímeros, fibras, etc.

El concreto tiene una alta resistencia en compresión, f'_c , que se utiliza generalmente como indicador de la calidad del concreto. Las normas de diseño relacionan muchas propiedades mecánicas del concreto (módulo de elasticidad, resistencia a la tracción, resistencia al corte, adherencia, etc.) con el f'_c .

La resistencia en tracción (f_t) del concreto varía entre el $0.08 f'_c$ y el $0.15 f'_c$. La resistencia a la tracción del concreto es importante ya que afecta la resistencia al corte del concreto, la adherencia entre el concreto y el acero, y la fisuración por retracción y temperatura (Ottazzi, 2004).

Las curvas esfuerzo - deformación del concreto no son lineales por lo tanto el concepto convencional de módulo de elasticidad, como el que empleamos para el acero, no es correcto. Sin embargo, para esfuerzos bajos de hasta $0.4 f'_c$ a $0.5 f'_c$ el suponer un comportamiento lineal no conlleva a errores importantes.

En la Fig. 2.3 se muestra las definiciones que puede acoger el módulo de elasticidad del concreto simple: el módulo de elasticidad inicial, el módulo de elasticidad en un punto de la curva y el módulo de elasticidad secante entre los dos puntos antes mencionados. El módulo de elasticidad inicial, normalmente es un 10% mayor que el secante. Las Normas ASTM (C469-94) detallan la manera de calcular el módulo secante a partir de los ensayos de compresión en probetas estándar (Harmsen, 2005).

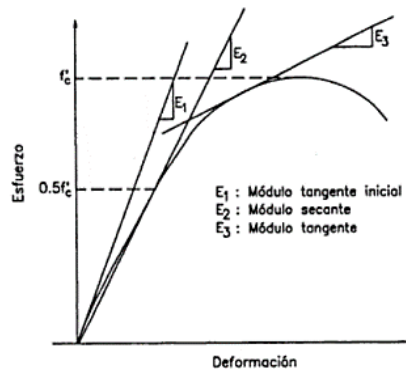


Figura 2.3 Módulo de elasticidad del concreto (Harmsen, 2005)

2.1.3. Acero

En la sección anterior se mostraron algunas propiedades del concreto, entre ellas la baja resistencia a la tracción. Para que el concreto pueda ser utilizado en el campo de la ingeniería es necesario corregir esa limitación y el acero será el encargado de esta función.

El acero es una aleación de elementos como el carbono, magnesio, silicio, cromo, níquel y vanadio; el carbono es el más importante de los elementos porque determina sus propiedades mecánicas. A mayor cantidad de carbono, propiedades como la dureza, resistencia a la tracción y el límite elástico aumentan, y propiedades como la ductilidad y tenacidad disminuyen.

El acero para ser utilizado en concreto armado se fabrica bajo las normas ASTM A615 y A706. El refuerzo del concreto se presenta en tres formas: varillas corrugadas, alambres y mallas electrosoldadas.

2.2. Modelos esfuerzos – deformación

2.1.1. Concreto

Se han formulado varios modelos para representar analíticamente la curva esfuerzo – deformación del concreto sometido a compresión. Los modelos son complejos ya que intervienen numerosas variables, por ejemplo, la presencia de confinamiento; sin embargo, se permiten simplificaciones en el modelo para el diseño de secciones de concreto armado, por ejemplo, el ACI utiliza un bloque de compresiones rectangular. Por otro lado, cuando es necesario calcular con mayor precisión la resistencia y ductilidad de un elemento, es necesario utilizar algún modelo de comportamiento (Park & Paulay, 1988).

La Fig. 2.4 muestra una de las idealizaciones más comunes para el comportamiento del concreto no confinado, corresponde al modelo de Hognestad. En este modelo se suele adoptar una deformación unitaria $\epsilon_0 = 0.002$ para el instante de máximo esfuerzo en el concreto y una deformación última comprendida entre $\epsilon_{cu} = 0.003$ y 0.004 .

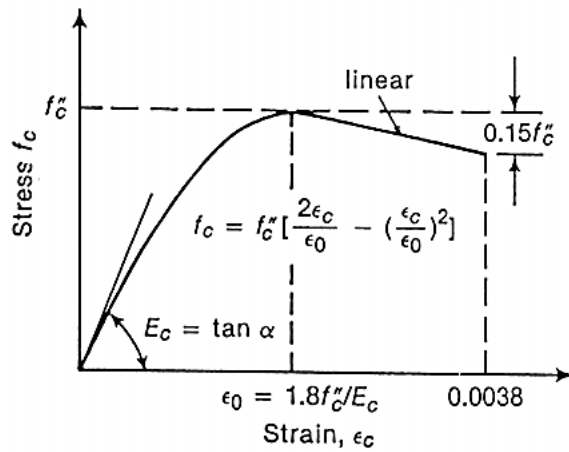


Figura 2.4 Modelo de Hognestad para concreto no confinado (Hognestad, 1951)

La Fig. 2.5 muestra el modelo de Kent y Park, un modelo propuesto para el concreto confinado por estribos rectangulares. Conservadoramente no se ha modificado la resistencia del concreto por la presencia del confinamiento, su efecto se ha considerado en la longitud y pendiente de la rama descendente de la curva.

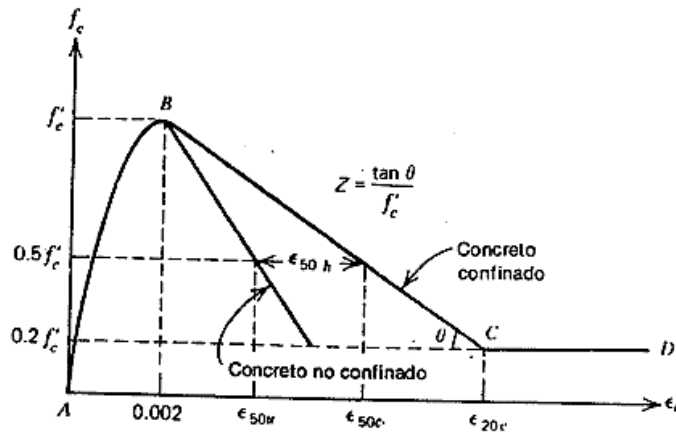


Figura 2.5 Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares (Kent & Park, 1971)

En donde la resistencia a la compresión del concreto:

- Para $\varepsilon_c < \varepsilon_0$, utiliza la ecuación 2.1

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \text{Ecuación 2.1}$$

- Para $\varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}$, utiliza las ecuaciones 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5

$$f_c = f'_c [1 - Z \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \quad \text{Ecuación 2.2}$$

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_0} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + \varepsilon_0 f'_c}{f'_c - 1000} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_{sh} \sqrt{\frac{b''}{s_h}} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

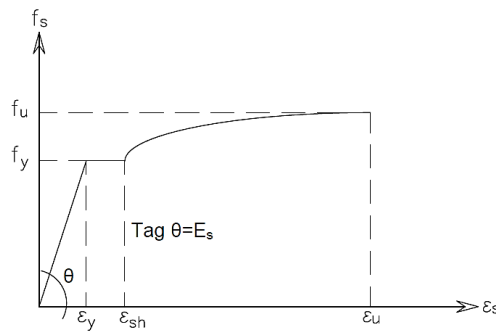
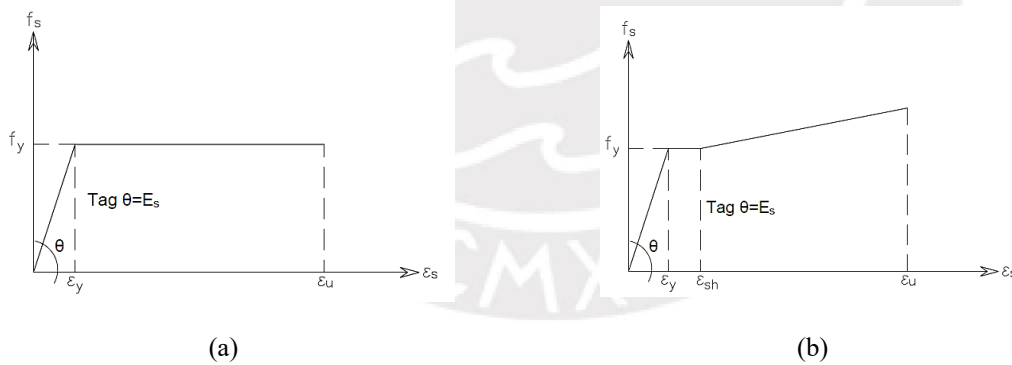
- Para $\varepsilon_{20c} \leq \varepsilon_c$, utiliza la ecuación 2.6

$$f_c = 0.2 f'_c \quad \text{Ecuación 2.6}$$

En la presente tesis se usará el modelo antes presentado de Hognestad, pero con deformaciones del concreto del 1% (confinado). La elección de este modelo se debe a su simplicidad para ser programado.

2.1.2. Acero

Para el diseño es necesario idealizar el perfil de la curva esfuerzo-deformación, generalmente la curva se simplifica idealizándola como dos líneas rectas, como muestra la Fig. 2.6(a), ignorando el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación. Esta es la curva que supone el código ACI para el acero, esta simplificación es especialmente exacta para el acero que tiene una baja resistencia de fluencia. Por otro lado, si el acero se endurece poco después del inicio de la fluencia, esta curva subestima el esfuerzo del acero a deformaciones elevadas. En las Figs. 2.6 (b) y 2.6 (c) se muestran idealizaciones más exactas para la curva esfuerzo-deformación de un acero que endurece después de la fluencia.



(c)

Figura 2.6 Idealización de curva esfuerzo deformación de acero en tensión o compresión. (a) aproximación elástica perfectamente plástica, (b) aproximación trilineal y (c) curva completa (Park & Paulay, 1988)

En la presente tesis se usará el modelo de aproximación elástica perfectamente plástica, con deformación de fluencia de 0.21%. La elección de este modelo se debe a su simplicidad para ser programados y por la amplia investigación realizada.

2.1.3. Polímero reforzado con fibra

En la Fig. 2.7 se muestra el comportamiento lineal elástico de los materiales compuestos, sin punto de fluencia. La falla ocurre cuando el esfuerzo máximo de tracción es excedido

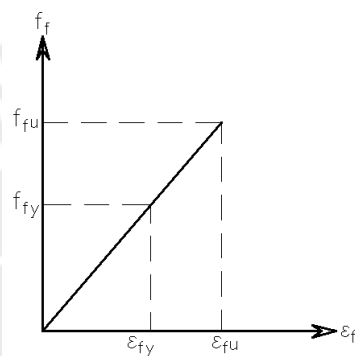


Figura 2.7 Idealización de la curva esfuerzo - deformación del sistema FRP

2.3. Diseño de refuerzo por flexión

Al evaluar la resistencia nominal de un miembro, debe considerarse los modos de falla, además de los esfuerzos y deformaciones de cada material. El sistema de concreto armado reforzado con FRP fue diseñado de acuerdo a los requerimientos de la norma ACI 318 y la guía de diseño ACI 440.2R.

Resistencia nominal: el planteamiento del diseño por resistencia es que la resistencia de diseño por flexión de un miembro supere su momento factorial solicitado, tal como lo indica la ecuación 2.7.

$$\phi M_n \geq M_u \quad \text{Ecuación 2.7}$$

La resistencia de diseño a flexión, se refiere a la resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción y el momento requerido se refiere a los momentos calculados de las cargas actuantes factorizadas.

Suposiciones: para calcular la resistencia a la flexión de una sección reforzada con un sistema de FRP envuelto externamente, se tienen los siguientes supuestos:

- a) Los cálculos de diseño se basan en las dimensiones, el acero de refuerzo interno y los materiales propios del miembro existente reforzado.
- b) Las tensiones en el acero de refuerzo y el concreto son directamente proporcionales a su distancia del eje neutro. Es decir, una sección plana antes de la carga permanece plana después de la carga.
- c) No hay un deslizamiento relativo entre el refuerzo externo de FRP y el concreto.
- d) La deformación por corte dentro de la capa adhesiva no es considerada porque la capa adhesiva es muy delgada con sólo ligeras variaciones en su grosor.
- e) La máxima deformación a compresión en el concreto confinado es de 0.01, para concreto confinado.
- f) La resistencia a la tracción del concreto no se considera.
- g) El refuerzo de FRP tiene una relación esfuerzo-deformación elástico lineal con respecto a la falla.

Estas suposiciones son necesarias para facilitar el cálculo, sin embargo, no reflejan con exactitud el verdadero comportamiento del concreto reforzado a flexión con FRP.

Factores de reducción: según la ACI 318 debe utilizarse un factor de reducción de resistencia a flexión dado por la ecuación 2.8 donde ε_s es la tensión neta de tracción en el acero. El uso de la ecuación se limita para cuando el acero tiene una resistencia de fluencia menor a 550 MPA.

$$\Phi = \begin{cases} 0.90, & \text{para } \varepsilon_s \geq 0.005 \\ 0.65 + \frac{0.25 \cdot (\varepsilon_t - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}}, & \text{para } \varepsilon_y < \varepsilon_s < 0.005 \\ 0.65 & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \end{cases} \quad \text{Ecuación 2.8}$$

Además, se aplica un factor de reducción adicional a la contribución a flexión del FRP, Ψ . Se aplica para mejorar la confiabilidad en las predicciones de resistencia. Este factor de reducción se basa en la confiabilidad de las propiedades de resistencia a flexión experimentales estadísticamente calibradas. (Okeil et al., 2007)

Deformación última del compuesto FRP: el diseño buscará un modo de falla controlado por la delaminación del FRP. Para lo cual, la deformación efectiva en el refuerzo de FRP debería limitarse a la deformación a la cual puede ocurrir la delaminación, ε_{fd} (Ecuación 2.9).

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{n_f \cdot E_f \cdot t_f}} \quad (SI) \leq 0.9 \cdot \varepsilon_{fu} \quad \text{Ecuación 2.9}$$

Además, sistemas de anclaje como: bandas transversales en U, sistemas de fijación mecánica, y anclajes de fibra han sido probados satisfactoriamente para retardar, y algunas veces evitar la delaminación del FRP (Orton et al., 2008).

Deformación existente de sustrato: La superficie donde se utilizará el refuerzo con FRP estará deformado a menos que todas las cargas en el elemento, incluidas el peso propio y cualquier carga de pre esfuerzo, sean depuestas antes de la instalación del FRP. Por lo tanto, la deformación en el sustrato durante la aplicación, ε_{bi} , debe considerarse en el diseño y cálculo de la resistencia final de la sección reforzada. Para determinar el nivel de deformación se puede realizar un análisis elástico agrietado del elemento existente, en el análisis se debe considerar las cargas de servicio que se encuentren durante la instalación del FRP, como se muestra en la ecuación 2.10.

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL} \cdot (h - kd)}{I_{CR} \cdot E_C} \quad \text{Ecuación 2.10}$$

Propiedades de diseño de los materiales: A menos que el fabricante indique lo contrario, las propiedades del material tales como la resistencia última a tracción normalmente no consideran la exposición a condiciones ambientales a largo plazo, pero deberían ser consideradas como propiedades iniciales. Las propiedades del material utilizadas en las ecuaciones de diseño deben ser reducidas en base a la condición de exposición ambiental y al tipo de fibra utilizado. La Tabla 2.3 muestra el factor de reducción ambiental C_E de acuerdo al tipo de fibra y la condición de exposición, este factor es necesario para obtener las propiedades de tensión que deberían utilizarse en las ecuaciones de diseño con las ecuaciones 2.11, 2.12 y 2.13.

$$f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^* \quad \text{Ecuación 2.11}$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \cdot \varepsilon_{fu}^* \quad \text{Ecuación 2.12}$$

$$E_f = C_E \cdot E_f^* \quad \text{Ecuación 2.13}$$

Tabla 2.3 Factor de reducción ambiental

Condiciones de exposición	Tipo de fibra	Factor de reducción ambiental
		C_E
Exposición interna	Carbón	0.97
	Vidrio	0.75
	Aramida	0.85
Exposición externa (puentes, muelles y aparcamientos no cerrados)	Carbón	0.97
	Vidrio	0.75
	Aramida	0.85
Ambientes agresivos (Plantas químicas y plantas de tratamiento de aguas residuales)	Carbón	0.97
	Vidrio	0.75
	Aramida	0.85

(Fuentes: ACI 440.2R)

Resistencia de secciones rectangulares en estado último: El procedimiento para calcular la resistencia debe satisfacer la compatibilidad de esfuerzos y el equilibrio de fuerzas. El procedimiento, descrito aquí, muestra el procedimiento iterativo que envuelve asumir la profundidad del eje neutro, c . A partir del c inicial asumido, se calculan las deformaciones asociadas en cada material usando compatibilidad de deformaciones; calculamos los esfuerzos de cada material; y verificando el equilibrio interno de fuerzas. Si la resultante de fuerzas no está en equilibrio se debería revisar el valor de c y repetir el procedimiento.

Para mostrar de mejor manera los conceptos presentados, se mostrará la aplicación de estos conceptos a una sección rectangular simplemente reforzada. La Fig. 2.8, muestra la distribución interna de esfuerzos y deformaciones para una sección rectangular sometida a flexión hasta su estado último.

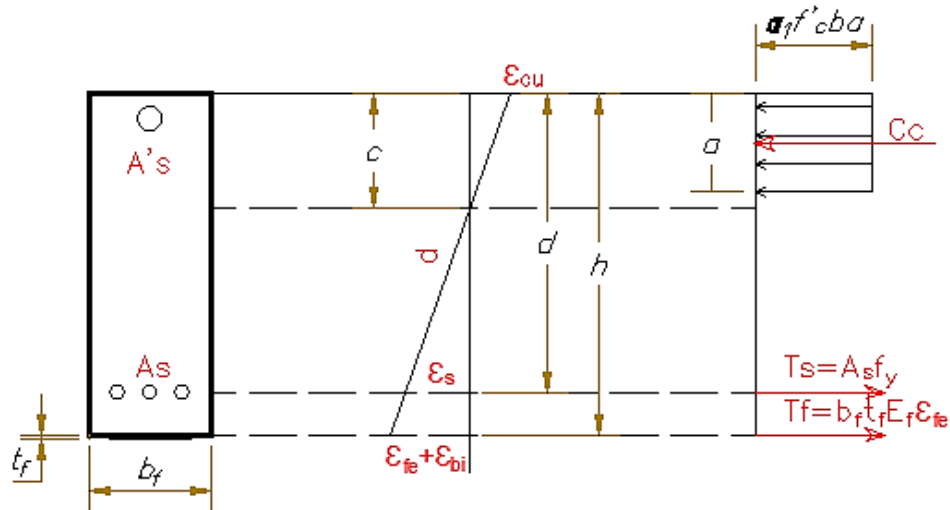


Figura 2.8 Diagrama de deformaciones y fuerzas en una viga de CA reforzada con CFRP

A partir de la selección del valor c , la deformación efectiva en el sistema CFRP considerando las deformaciones iniciales en el sistema y suponiendo una falla por aplastamiento del concreto es como indica la ecuación 2.14. Como los especímenes de la tesis no han sido sometidos a cargas previamente $\varepsilon_{bi} = 0$.

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d_f - c}{c} - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \quad \text{Ecuación 2.14}$$

Estimar la deformación en el concreto con la ecuación 2.15 para determinar que material controla la falla. Si $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$ el FRP controla la falla, de lo contrario el concreto controla la falla.

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \frac{c}{d_f - c} \quad \text{Ecuación 2.15}$$

Estimar la deformación en el acero de refuerzo existente con la ecuación 2.16

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \cdot \frac{d - c}{d_f - c} \quad \text{Ecuación 2.16}$$

Estimar los esfuerzos en cada material, a partir de las deformaciones con las ecuaciones 2.17 y 2.18.

$$f_{fe} = E_f \cdot \varepsilon_{fe} \quad \text{Ecuación 2.17}$$

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \leq f_y \quad \text{Ecuación 2.18}$$

Con los esfuerzos determinados en los refuerzos de FRP y acero, para una profundidad del eje neutro asumido, el equilibrio de fuerzas internas deber ser revisado usando la ecuación 2.19. Repetir los pasos anteriores hasta que el equilibrio este satisfecho

$$C = T_s + T_f \quad \text{Ecuación 2.19}$$

$$\alpha_1 \cdot f'_c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_s + A_f \cdot f_{fe}$$

Asumiendo una distribución rectangular de los esfuerzos de compresión del concreto, de acuerdo a las recomendaciones de la ACI 318, se tiene que el peralte de la zona en compresión se puede cuantificar de acuerdo a la ecuación 2.20

$$a = \beta_1 \cdot c \quad \text{Ecuación 2.20}$$

Los valores α_1 y β_1 en la ecuación 2.15 y 2.16 son parámetros que definen el bloque de esfuerzos rectangular del concreto equivale a la distribución de esfuerzos no lineal. Los valores de α_1 y β_1 tomarán valores asociados con el bloque de esfuerzos de Whitney (ecuaciones 2.21 y 2.22).

$$\alpha_1 = \frac{3 \cdot \varepsilon_c \cdot \varepsilon_0 - \varepsilon_c^2}{3 \cdot \beta_1 \cdot \varepsilon_0^2} \quad \text{Ecuación 2.21}$$

$$\beta_1 = \frac{4 \cdot \varepsilon_0 - \varepsilon_c}{6 \cdot \varepsilon_0 - 2 \cdot \varepsilon_c} \quad \text{Ecuación 2.22}$$

Determinar la resistencia a flexión de diseño con la ecuación 2.23. En la cual se utiliza el factor de reducción propio del sistema FRP, $\psi_f = 0.85$.

$$M_n = A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + \Psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left(d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) \quad \text{Ecuación 2.23}$$

A través de análisis elásticos agrietados de la sección de concreto armado externamente reforzada, comprobar el nivel de esfuerzos de servicio en los materiales con las ecuaciones 2.24, 2.25 y 2.26.

$$k = \sqrt{\left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \right)^2 + 2 \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \frac{d_f}{d} \right) - \left(\rho_s \frac{E_s}{E_c} + \rho_f \frac{E_f}{E_c} \right)} \quad \text{Ecuación 2.24}$$

$$f_{s,s} = \frac{[M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3} \right)] (d - kd) E_s}{A_s E_s \left(d - \frac{kd}{3} \right) (d - kd) + A_f E_f \left(d_f - \frac{kd}{3} \right) (d_f - kd)} \quad \text{Ecuación 2.25}$$

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_f}{E_s} \right) \left(\frac{d_f - kd}{d - kd} \right) - \varepsilon_{bi} E_f \quad \text{Ecuación 2.26}$$

2.4. Ductilidad

El uso de un refuerzo de FRP para el incremento de la resistencia a flexión reducirá la ductilidad del elemento estructural original, sin embargo, la pérdida de ductilidad es insignificante en algunos casos. Las secciones que experimentan una reducción importante de la ductilidad deben ser tratadas.

Se debe comprobar la tensión en el acero en el estado limite final para mantener una adecuada ductilidad. Para los elementos de concreto armado con acero de refuerzo no pretensado, se logra una ductilidad adecuada si la tensión en el acero en el punto de

aplastamiento del concreto o la falla del FRP, incluyendo la delaminación o despegue, es de al menos 0.005. (ACI 318, 2019)

Los factores que afectan de manera positiva la ductilidad de vigas de CA sometidas a flexión son (Park & Paulay, 1988):

- Disminución en la cuantía del acero de tensión
- Un aumento de la cuantía del acero de compresión
- Disminución en la resistencia de fluencia del acero
- Un aumento en la resistencia del concreto
- Un aumento en la deformación de la fibra extrema del concreto en el momento último

2.5. Degradación de la rigidez

Es la disminución gradual, sin recuperar nunca su magnitud original, de la rigidez en un material sometido a la acción de fuerzas cíclicas reversibles. Basándose en observaciones experimentales, estudios han permitido mostrar que los cambios de rigidez están directamente relacionados con la acumulación de daño del laminado (O'Brien, 1985). Los cambios de rigidez proporcionan una medida de la redistribución de esfuerzos interna dentro de los laminados (Mayugo M., 2003)

El fenómeno de degradación de la rigidez está relacionado con la apertura y propagación de grietas, lo que implica un deslizamiento relativo entre el concreto, el acero y el CFRP adherido.

2.6. Disipación de la energía

Para que las estructuras de concreto armado diseñadas para soportar daños importantes sin alcanzar el colapso debido a un gran terremoto; la energía provocada por el terremoto se debe disipar a través de un comportamiento histérico sin una correspondiente pérdida de fuerza.

Para un ciclo de carga típico, como se muestra en la Fig. 2.9, la energía de entrada de la carga lateral será absorbida por el elemento de prueba. La energía absorbida por el sistema se clasifica en energía recuperable y energía disipada. La energía recuperable incluye la capacidad del elemento de mantener su estado original y comprende una recuperación elástica y una no lineal. La energía disipada es el área delimitada por el lazo histérico y representa la capacidad del elemento para mitigar el efecto inelástico del terremoto a través del comportamiento inelástico del acero de refuerzo, que causa un agrietamiento excesivo y permanente. Teóricamente no se produce una disipación de energía en las tensiones por debajo del umbral de amplitud de la tensión elástica. Sin embargo, este estudio experimental

demonstró que se disipa energía incluso a niveles de tensión muy bajos. Más allá de la zona elástica, el aumento del tamaño de los lazos de histéresis indica que el coeficiente de amortiguación aumenta con el aumento de la amplitud de la tensión cíclica y a medida que aumenta el daño, la energía disipada disminuye: ver los bucles A y B en la Figura 2.9.

Por lo tanto, la capacidad de energía disipada de los sistemas estructurales es un factor primordial en el diseño sísmico y la evaluación de las estructuras.

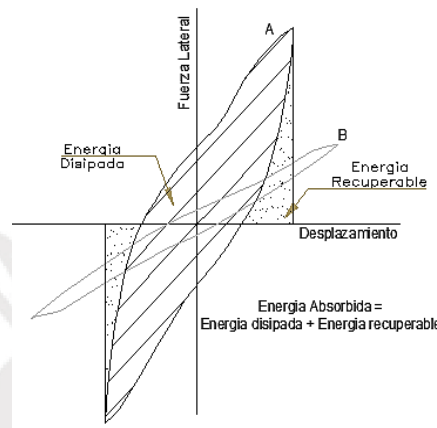


Figura 2.9 Tipos de energías experimentadas por un elemento estructural

La dificultad de la evaluación de la capacidad energética puede atribuirse al hecho de que la energía disipada refleja el efecto de las variaciones de fuerza y rigidez. Diversos investigadores, que investigan la capacidad de disipación de energía, han sugerido diferentes índices de energía (Gulkan & Sozen, 1974). Nmai & Darwin (1984) sugirieron un índice de energía como la relación entre la energía total disipada y la energía disipada en el primer rendimiento. Encontraron que un valor del índice de 35 podría proporcionar un rendimiento adecuado bajo carga cíclica. También encontraron que el índice podría estar correlacionado con la fuerza del estribo, la demanda de corte y la fuerza del concreto.

Park et al. (1984) propusieron un índice de daño para considerar el daño debido al efecto de las inversiones de carga, así como el efecto de la máxima deformación sísmica porque el daño infligido a un elemento estructural no es sólo debido a acciones históricas. Park et al. (1984) indicó tres estados de daño para una estructura: la estructura es reparable, si el índice de daño es inferior a 0.4; la estructura es irreparable si el índice de daño es superior a 0.4; y la estructura se está colapsando si el índice de daño es superior a 1.0. Sin embargo, Park et al. (1984) no calibraron su modelo para elementos construidos con concreto de alta resistencia.

Elmenschawi & Brown (2010) discutieron algunos parámetros que pueden afectar la capacidad de energía disipada, de los elementos de concreto armado. De estos parámetros, el

aumento de la resistencia del concreto parece afectar a la energía disipada. No obstante, la influencia del aumento de la resistencia del concreto está controlada por otras variables como la relación de refuerzo inferior/tamaño, la relación de refuerzo transversal, y la relación de la distancia de corte a la profundidad. Por lo tanto, la influencia de la resistencia del concreto es difícil de generalizar. El uso del concreto de ultra alta resistencia puede ser de un beneficio similar, siempre y cuando la demanda de corte no sea alta, el refuerzo seccional debe ser simétrico, y la región de la rótula debe tener suficiente refuerzo a corte. Además, el aumento de la resistencia del concreto no compensó la reducción de la cuantía de refuerzo inferior por debajo de 0.5; por lo tanto, el límite de los códigos con respecto a la cuantía de refuerzo inferior debe ser mantenido incluso con el uso de una mayor resistencia del concreto.

2.7. Modos de falla

La resistencia a flexión de una sección depende del modo de fallo de control. Ganga Rao & Vijay (1998) investigaron los modos de falla de una sección reforzada con FRP.

- a) Aplastamiento del concreto en compresión antes de que el acero de refuerzo fluya.
- b) Fluencia del acero en tensión seguida de la ruptura del laminado de FRP
- c) Fluencia del acero en tensión seguida del aplastamiento del concreto
- d) Delaminación de la cubierta de concreto por cizallamiento/tensión (desprendimiento de la cubierta)
- e) Delaminación del FRP del sustrato del concreto (Delaminación del FRP)

El aplastamiento del concreto se produce cuando el esfuerzo de compresión del concreto no confinado alcanza su máxima tensión útil ($\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.003$). Se asume la ruptura del sistema FRP si la tensión en el FRP alcanza su deformación de ruptura ($\epsilon_f = \epsilon_{fu}$) antes de que el concreto llegue a su deformación máxima. El desprendimiento del FRP puede ocurrir si el FRP no puede ser sostenido por el sustrato. Este comportamiento se denomina generalmente "delaminación".

El diseño buscará un modo de falla controlado por la delaminación del FRP. Para lo cual, la deformación efectiva en el refuerzo del FRP debería limitarse a la deformación a la cual puede ocurrir la delaminación, ϵ_{fd} .

Teng et al. (2003) investigó más a detalle el desprendimiento intermedio del FRP inducido por grietas. Por ende, clasificó siete modos de falla típicos para vigas CA reforzadas con FRP, en base a la observación de numerosas pruebas experimentales. Estas siete modalidades de fallo se denominan: a) fallo a flexión por rotura del FRP; b) fallo a flexión por aplastamiento del concreto de compresión; c) fallo por corte; d) separación de la cubierta del

concreto; e) fallo interfacial del extremo de la placa f) El despegado interfacial inducido por grietas de flexión intermedia; y g) El despegado interfacial inducido por grietas de flexión y corte intermedias.

2.7.1. Métodos para evitar la delaminación

Bandas en U

Cuando se aplica un refuerzo de flexión a una viga, su resistencia al corte a menudo también requiere un refuerzo. En esas situaciones, se recomienda el uso de bandas en U o bandas completamente envueltas, distribuidas a lo largo de la viga para mejorar el comportamiento al corte y el comportamiento a flexión posterior a la fluencia (Kachlakev & McCurry, 2000).

Smith & Teng (2001) demostraron que las bandas en U pueden mejorar la ductilidad, así como la resistencia. El uso de una banda cerca al fin de la banda de FRP mejoro la resistencia de manera limitada, sin embargo, al usar una mayor cantidad de bandas de FRP mejoro la resistencia.

Teng et al. (2003) recomienda el uso de bandas en U, para evitar fallas por corte y la delaminación del FRP en todas sus formas. Primero, porque estos modos de falla no han podido ser pronosticados con seguridad. Otra razón para evitarlo es que estos modos de fallas son muy frágiles comparado con otros modos de falla.

En la Fig. 2.10 se muestra tres tipos de envoltura de FRP utilizados para aumentar la resistencia al corte de vigas o columnas. Envolver completamente el sistema FRP alrededor de la sección en los cuatro lados es el esquema de envoltura más eficiente y se utiliza más comúnmente en aplicaciones de columnas donde se tiene acceso a los cuatro lados de la estructura. En aplicaciones de vigas en las que una losa integral hace poco práctico envolver completamente la viga, la resistencia al corte puede mejorarse envolviendo el sistema FRP alrededor de tres lados de la viga (envoltura en U) o adhiriéndolo a dos lados opuestos de la viga (ACI 440.2R, 2017)

Aunque se ha demostrado que las tres técnicas mejoran la resistencia al corte de un miembro rectangular, la envoltura completa de la sección es la más eficiente, seguida de la envoltura en U de tres lados. La unión a dos lados de una viga es el esquema menos eficiente.

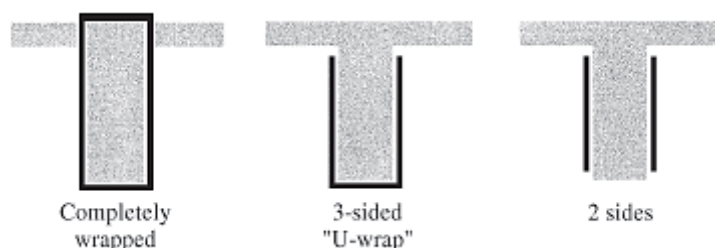


Figura 2.10 Tipos de envolturas para el refuerzo a corte usando láminas de CFRP (Fuente: ACI 440.2R-17)

Anclajes

El anclaje mecánico puede retrasar o incluso evitar el fallo prematuro de despegue en los sistemas de refuerzo de compuestos de polímeros reforzados con fibra adheridos externamente (S. J. Kim & Smith, 2010; Orton et al., 2008). Estos anclajes de fibra son especialmente útiles para su uso en losas donde no es posible el uso de la cubierta U. Para las losas, el anclaje U alternativo propuesto por Blaschko (2001), implica la inserción de una tira de acero en U en el concreto, pero existe la posibilidad de corrosión de la tira de acero.

El anclaje de FRP no es corrosivo y se puede aplicar a una amplia gama de elementos estructurales y esquemas de refuerzo FRP adheridos externamente. Las investigaciones experimentales han demostrado que los anclajes de FRP son eficaces en condiciones de fuerzas de arrancamiento y de fuerzas de corte.

Hasta la fecha, los anclajes de FRP se han aplicado a varios elementos estructurales como vigas de CA (Eshwar et al., 2005; Oh & Sim, 2004; Orton et al., 2008), losas de CA (Lam & Teng, 2001; Seliem et al., 2008) y muros de mampostería (Binici et al., 2007; Tan & Patoary, 2004) con el fin de para detener la propagación del despegue producto de fisuras intermedias

La Fig. 2.11 muestra las posibles formas de uso de los anclajes FRP y sus cargas resultantes. En este caso, los anclajes FRP se instalan para asegurar los extremos libres de las láminas en U de FRP cuando se utilizan como refuerzo a corte para los miembros a flexión de CA. Los anclajes de FRP están formados por haces de fibras que se insertan en agujeros rellenos de epoxi en el sustrato de concreto y el extremo libre de la fibra es un abanico de anclaje extendido. Se coloca epoxi en la superficie de la placa o lámina de refuerzo de FRP, con el fin de dispersar las tensiones alrededor del anclaje de FRP.

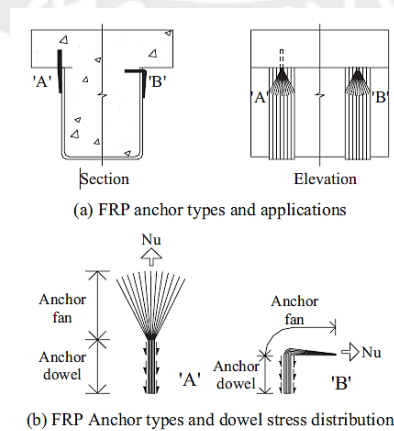


Figura 2.11 Anclajes de FRP en refuerzos a corte con bandas en U (Fuente: Kim & Smith, 2015)

2.8. Diseño de anclajes de FRP

Los anclajes de CFRP, colocados en las caras sometidas a flexión del extremo empotrado de los especímenes, fueron diseñados de acuerdo a lo propuesto por S. J. Kim & Smith (2010), quienes reunieron una base de datos de ochenta y cuatro pruebas de anclajes de FRP bajo control de carga de tracción. Los resultados mostraron tres modos de falla como se muestra en la Fig. 2.12: i) fallo del cono de concreto, ii) combinado y iii) fallo de ruptura de ancla. Los rangos de los parámetros de prueba fueron de $17.5 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 100.0 \text{ mm}$, $10.4 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 60.0 \text{ MPa}$ y $11.8 \text{ mm} \leq d_o \leq 20.0 \text{ mm}$

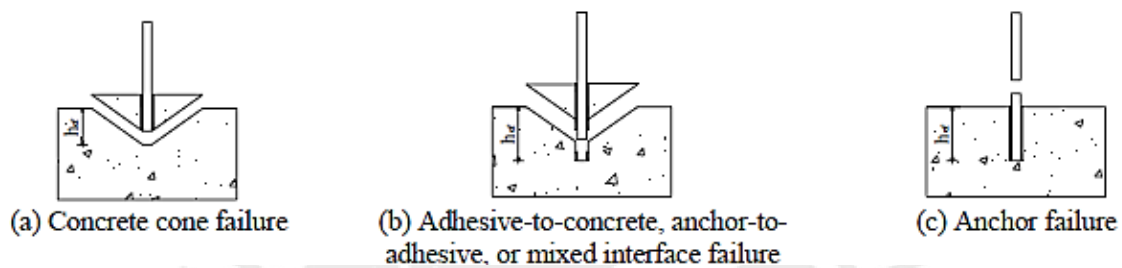


Figura 2.12 Modos de falla típicos de los anclajes (Fuente: Kim & Smith, 2010)

Dada la similitud entre el acero tradicional y el comportamiento del anclaje de FRP en modos de falla bajo fuerzas de tracción. Los modelos existentes desarrollados originalmente para los anclajes de acero fueron recalibrados con la base de datos de las pruebas a los anclajes de FRP. Los modelos de mejor ajuste, así como los modelos de diseño se propusieron con las ecuaciones que se dan a continuación:

$$N_u = \min(N_{cc}, N_{cb}, N_{ar}) \quad \text{Ecuación 2.27}$$

$$N_{cc} = 9.68h_{ef}^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad \text{Falla de cono de concreto} \quad \text{Ecuación 2.28}$$

$$N_{cb} = 4.62\pi d_o h_{ef} \dots (f'_c < 20 \text{ MPa}) \quad \text{Falla mixta} \quad \text{Ecuación 2.29}$$

$$N_{cb} = 9.07\pi d_o h_{ef} \dots (f'_c \geq 20 \text{ MPa}) \quad \text{Falla mixta} \quad \text{Ecuación 2.30}$$

$$N_{ar} = 0.59w_{frp}t_{frp}f_{frp} \quad \text{Falla del anclaje} \quad \text{Ecuación 2.31}$$

Donde la resistencia a la extracción de un solo anclaje de CFRP es el mínimo de las fuerzas resistentes (ecuación 2.27) antes de que ocurra la falla del cono de concreto (ecuación 2.28), la falla mixta (ecuación 2.29) o la ruptura del anclaje (ecuación 2.30)

Siendo h_{ef} la profundidad efectiva de incrustación del anclaje (mm), f'_c es la resistencia a compresión del concreto (MPa), d_o es el diámetro del agujero de anclaje (mm), w_{frp} y t_{frp} son el ancho (mm) y el espesor (mm) respectivamente de lámina de fibra usada en la

construcción del anclaje FRP, y f_{frp} es la resistencia a la ruptura por tracción de una muestra del FRP utilizado para la fabricación del anclaje (MPa).

Finalmente, N_u debe ser mayor a la carga máxima efectuada por la banda FRP antes de su ruptura o delaminación, T_f , caso contrario, se debe aumentar el diámetro de los anclajes. En la ecuación 2.32, n_f es el número de láminas de refuerzo, w_f y t_f son el ancho (mm) y el espesor (mm) respectivamente de lámina de fibra usada para refuerzo a flexión y f_{fe} es la resistencia a la ruptura por tracción de una lámina de FRP (MPa).

$$N_u > T_f = n_f w_f t_f f_{fe} \quad \text{Ecuación 2. 32}$$

2.9. Condiciones de servicio

Debe cumplir los requerimientos de servicio de acuerdo a la ACI 318 (deflexiones y ancho de grietas). El efecto del refuerzo externo FRP en la servicialidad puede estimarse usando el análisis de sección transformada.

Para evitar deformaciones inelásticas de elementos de concreto armado reforzados con FRP, el acero de refuerzo interno no debe fluir bajo cargas de servicio, especialmente para elementos sometidos a cargas cíclicas (El-Tawil & Deierlein, 2001). El esfuerzo en el acero de refuerzo bajo cargas de servicio debe limitarse al 80% de la resistencia a fluencia. Además, el esfuerzo de compresión en el concreto bajo cargas de servicio debe limitarse al 60% de la resistencia a compresión. (ACI 440.2R, 2017).

Los esfuerzos en el refuerzo de FRP pueden ser calculados usando análisis elástico y un momento aplicado debido a cargas sostenidas (carga muerta y la parte sostenida de la carga viva) más el momento máximo inducido por una carga cíclica de fatiga. En la Tabla 2.4 se muestran los valores de esfuerzos límite para cargas sostenidas más cargas cíclicas.

Tabla 2.4 Esfuerzos límites en el FRP

Tipo de esfuerzo	Tipo de fibra		
	GFRP	AFRP	CFRP
Sostenido más esfuerzo cíclico	$0.20 \cdot f_{fu}$	$0.30 \cdot f_{fu}$	$0.55 \cdot f_{fu}$

CAPÍTULO 3 METODOLOGÍA

Dentro de este capítulo, se especifica la metodología empleada para elaborar la presente tesis. Se presenta la metodología usada para el diseño, construcción, experimentación y procesamiento de datos obtenidos en laboratorio. Además, se incluye el proceso de elaboración de los diagramas momento – curvatura, degradación de la rigidez y disipación de la energía de especímenes de CA reforzados externamente a flexión con bandas de CFRP, bandas transversales en los extremos y anclajes en el extremo empotrado de la viga en voladizo.

3.1 Diseño, construcción y experimentación del laboratorio

Primero, se realizó el diseño estructural de las vigas utilizando el método de diseño por resistencia adoptado en la norma ACI 318 en conjunto con la guía de diseño ACI 440.2R; y el diseño de los estribos por capacidad, con el fin de evitar las fallas por corte.

Luego se procedió con la construcción de los especímenes. Se inició con la habilitación del espacio de trabajo, habilitación del acero y el encofrado; luego se colocó el concreto con resistencia a la compresión de 43 MPa en los cuatro especímenes y la obtención de cinco probetas de concreto durante el vaciado de las vigas. Treinta días después de la colocación de concreto, se instaló el refuerzo CFRP Tyfo SCH-41. En el Anexo A y B, se detalla el proceso constructivo y el reforzamiento de los especímenes.

Para la etapa experimental inicial, se ensayaron las cinco probetas de concreto a compresión y tres probetas de acero en tracción. Con la resistencia a compresión real del concreto y las propiedades mecánicas de los materiales se generó un modelo esfuerzo-deformación de los materiales necesarios para el cálculo teórico de lo esperado.

Se instrumentaron los cuatro especímenes con transductores diferenciales de variación lineal (LVDT), para poder medir las deflexiones laterales del eje longitudinal de la viga en la zona de empotramiento. Se seleccionó el ensayo Cíclico Seudo–Estático para evaluar el comportamiento de los especímenes, este fue ejecutado de acuerdo al protocolo I del FEMA 461 (2007).

El procedimiento “Quasi-Static Cyclic Testing debe utilizarse para la determinación de las características de desempeño de los componentes cuyo comportamiento se controla principalmente mediante la aplicación de fuerzas sísmicas o desplazamientos inducidos por el sismo (como se cita en FEMA 461, 2007)”. De acuerdo al protocolo I, se utilizará el modelo estructural empotrado – libre, con carga en el extremo libre del voladizo. Las vigas fueron sometidas a cargas cíclicas seudo estáticas controladas por amplitud de desplazamiento.

Además, se recopiló información de interés para la investigación. Samaniego, (2020) ensayó cuatro vigas reforzadas a flexión con CFRP, las cuáles también fueron ensayados de acuerdo al protocolo I del FEMA 461, (2007). Los especímenes tienen las mismas dimensiones de la sección transversal, pero con distintas cuantías de CFRP y acero de refuerzo.

3.2 Manejo de la data registrada

Las vigas de esta investigación serán denominadas como vigas VM y la data disponible como vigas VE (Samaniego, 2021). Una viga de control (VE-C) y siete vigas reforzadas con CFRP (VM-01, VM-02, VM-03, VM-04, VE-C, VE-01, VE-02 Y VE-03)

Con el fin de comparar resultados de ambas investigaciones, se agrupo los resultados de los especímenes (lado A) en 5 grupos. Los especímenes fueron agrupados de tal manera que tengan características comunes y variables (ρ_s y n_f) por grupo, tal como muestra la Tabla 3.1. Además, se indica el espécimen que servirá de referencia para calcular las variaciones porcentuales.

Es importante notar que los especímenes fueron elaborados con concretos de resistencia a la compresión distinta. Rashid & Mansur (2005) evaluaron el efecto de la resistencia a compresión del concreto en la resistencia a flexión, encontrando una variación del 8% en concretos con f'_c de 43 a 75 MPA, sin embargo, influye en 40% en la ductilidad del elemento. Por lo tanto, para evaluar la ductilidad los especímenes fueron agrupados por la f'_c del concreto que se utilizó en su fabricación.

Tabla 3.1 Agrupación de especímenes de acuerdo a sus características

Grupo	Especímen	f'_c (MPa)	ρ_s (%)	ρ_f (%)
1	VE-C ^{A,*}	21	0.87	0.00
	VE-01 ^A	21	0.87	0.30
	VM-02 ^A	43	0.87	0.60
	VM-03 ^A	43	0.87	0.90
2	VE-03 ^{A,*}	21	1.42	0.30
	VM-04 ^A	43	1.42	0.60
	VE-02 ^A	21	1.42	0.90
3	VM-01 ^{A,*}	43	0.38	
	VE-01 ^A	21	0.87	0.30
	VE-03 ^A	21	1.42	
4	VM-02 ^{A,*}	43	0.87	0.60
	VM-04 ^A	43	1.42	
5	VM-03 ^{A,*}	43	0.87	0.90

^A Lado A del espécimen

* Espécimen de referencia

3.3 Diagrama momento-curvatura (Experimental)

Los momentos del diagrama momento-curvatura experimental, fueron calculados con las fuerzas registradas por el actuador hidráulico y la distancia desde donde fue aplicada la carga puntual al punto máximo del diagrama del momento flector, como muestra la Fig. 3.1.

En base a la disposición de los LVDT, se utilizaron dos metodologías para obtener las curvaturas a partir de la data registrada por los transductores (LVDT 04, 05, 06, 09, 10, 11) y haciendo uso de la teoría de mecánica de materiales.

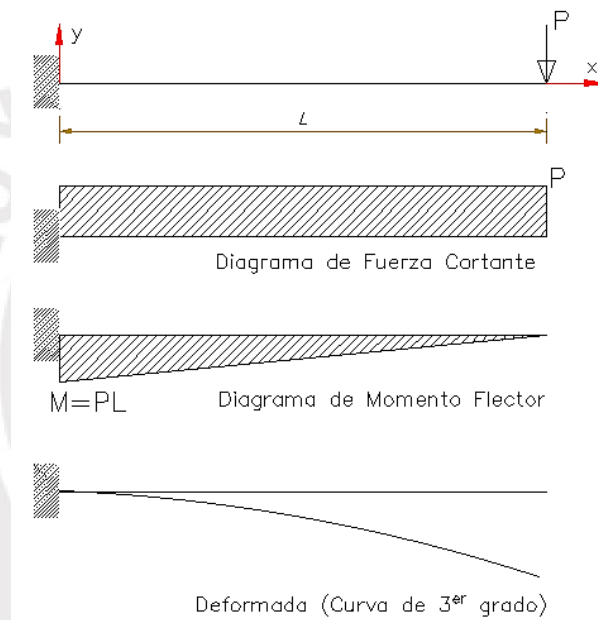


Figura 3.1 Forma teórica de la deformada de un voladizo con carga puntual en el extremo

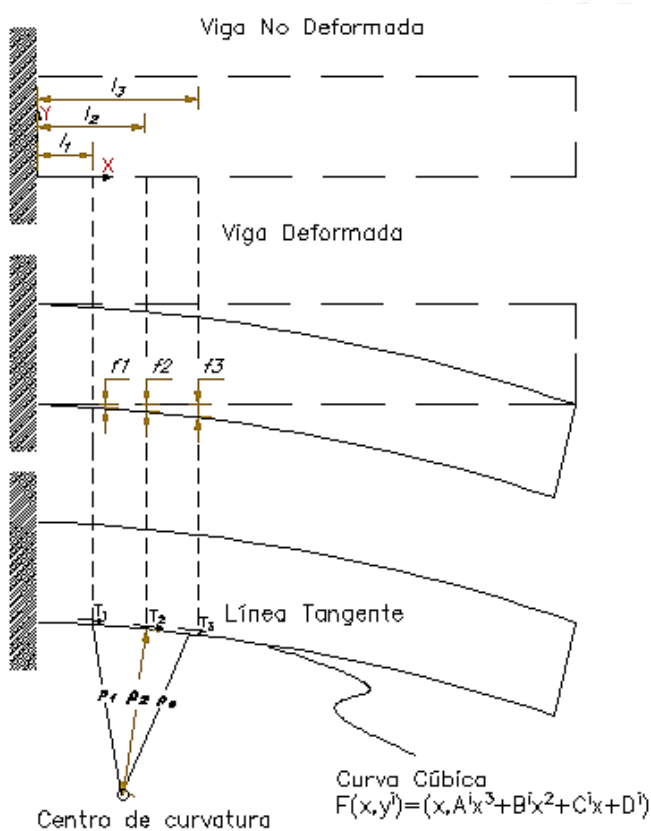
Método analítico

- En la Fig. 3.2 se muestran las consideraciones a tomar para utilizar el método analítico.
- La primera consideración para aplicar este método es que el registro de los LVDT que se usaron, únicamente corresponde al eje Y.
- Posteriormente aplicamos la teoría de resistencia de materiales, la ecuación general del momento flector y el método de la integración doble, para deducir que la ecuación general de la deformada es de tercer grado como se muestra en la Fig. 3.1. Por lo tanto, definiremos la ecuación de la deformada de la siguiente forma:

$$y=ax^3+bx^2+cx+d \quad \dots \text{Ecuación Lineal}$$

$C:(x, Ax^3+Bx^2+Cx+D)$... Ecuación Paramétrica

- Los LVDT 04, 05 y 06 nos darán las curvaturas del lado B y los LVDT 09, 10 y 11 nos darán las curvaturas del lado A. Dado que se conoce las coordenadas (x_i, y_i) para cada instante de tiempo de 03 LVDT y con la condición de borde en el extremo empotrado $(x_0, y_0) = (0,0)$ se puede hallar las constantes A, B, C y D de la deformada por lado.
- Luego de determinar la función paramétrica de la curva C, se evalúa el punto x_0 en la derivada de la función C y en la derivada de la recta tangente, para finalmente calcular la curvatura.



A, B, C y D: Constantes de la función

x: parámetro

ρ : radio de curvatura

Φ : curvatura

$$\Phi = \frac{1}{\rho} = \frac{\left\| \frac{d^2T'(x_0)}{dx^2} \right\|}{\left\| F'(x_0) \right\|}$$

$F(x_0)$: Curva regular que pasa por f_1, f_2 y f_3

$T'(x_0)$: Derivada de la recta tangente a la curva en el punto x_0

$F'(x_0)$: Derivada de la curva en el punto x_0

Figura 3.2 Descripción gráfica del método analítico

Método de las deformaciones del concreto

- La Fig. 3.3 nos muestra gráficamente la metodología de este método.
- La primera consideración para aplicar este método es que el registro de los LVDT que se usaron, únicamente corresponde al eje X.

- A partir de los desplazamientos medidos por los LVDT 04 y 09, y la longitud inicial $L_o = 350 \text{ mm}$, se calculan las deformaciones y posteriormente las deformaciones unitarias.
- Por relación de triángulos, se calculó la altura del bloque de compresiones, c .
- A partir del diagrama de deformaciones unitarias, la curvatura está directamente relacionada con la deformación unitaria del concreto y la altura del bloque de compresiones, c .

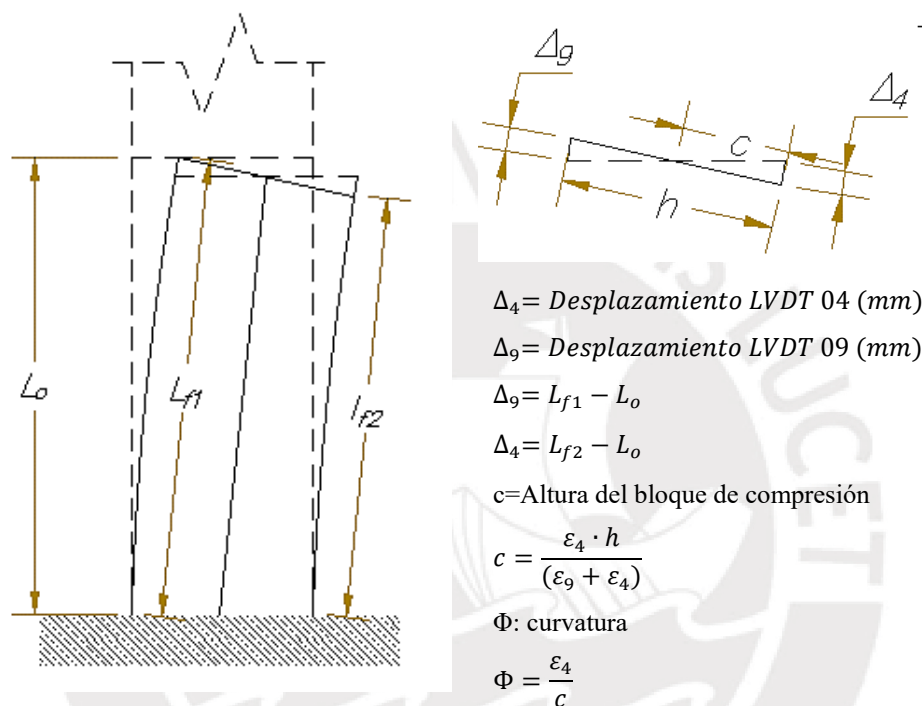


Figura 3.3 Descripción gráfica del método de las deformaciones

3.4 Diagrama momento – curvatura (Analítico)

El diagrama momento – curvatura se desarrolló en base a expresiones básicas del comité ACI 318-09 y expresiones de la guía ACI 440-2R-08 para flexión. El diagrama momento – curvatura es de gran importancia, ya que de forma rápida se visualiza que tan dúctil y resistente es un miembro.

De la relación momento-curvatura se obtiene la máxima capacidad a flexión del elemento M_u , la curvatura última Φ_u , así como su respectivo momento y curvatura de fluencia, de esta manera pueden compararse las demandas que se tienen en el diseño. Una de las principales aplicaciones de conocer estos valores es obtener la ductilidad de curvatura, μ_ϕ .

Puntos principales del Diagrama momento – curvatura

- Fisuramiento del concreto

$\Phi_{CR} = \text{Curvatura de agrietamiento}$

$M_{CR} = \text{Momento de agrietamiento}$

Para momentos actuantes menores al M_{CR} , la sección de viga no está agrietada. Se considera que la sección está en estado elástico. Para calcular el M_{CR} se utilizan las ecuaciones 3.1 y 3.2:

$$M_{CR} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

$$f_r = 2\sqrt{f'_c} \dots (\text{kg/cm}^2) \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Donde:

I_g : Momento de inercia de la sección no agrietada

y_t : Distancia del centroide de la sección a la fibra extrema en tracción

Para calcular el I_g , se utilizarán las ecuaciones 3.3, 3.4 (a), 3.4 (b), 3.4(c), 3.4 (d):

$$I_g = \frac{bh^3}{12} + bh\left(y_o - \frac{h}{2}\right)^2 + (n-1)A_s(d-y_o)^2 + (n-1)A'_s(y_o-d')^2 \quad \text{Ecuación 3.3}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{Ecuación 3.4 (a)}$$

$$E_c = 15000\sqrt{f'_c} \dots (\text{kg/cm}^2) \quad \text{Ecuación 3.4 (b)}$$

$$y_o = \frac{bh\left(\frac{h}{2}\right) + (n-1)A_s d + (n-1)A'_s d'}{bh + (n-1)A_s + (n-1)A'_s} \quad \text{Ecuación 3.4 (c)}$$

$$\Phi_{CR} = \frac{f_r}{E_c y_t} \quad \text{Ecuación 3.4 (d)}$$

- Fluencia de acero

Bazán (2015) dedujo el valor de “k” a partir de las relaciones en estado elástico para la sección agrietada (ecuación 3.5) y la curvatura de fluencia con la ecuación 3.6.

$$k = \frac{\sqrt{(n\rho_s + n\rho'_s + n_{FRP}\rho_f)^2 + 2n\left(\rho_s + \rho'_s \frac{d'}{d}\right) + 2n_{FRP}\rho_f \frac{d_f}{d} - n(\rho'_s - \rho_s) - n_{FRP}\rho_f}}{1} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

$$\Phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - kd} = \frac{f_y/E_s}{d(1-k)} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

- Resistencia última de la viga

El momento último será calculado con la ecuación 2.19

La curvatura última se calcula dependiendo del modo de falla. Cuando el sistema FRP alcanza su deformación límite $\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{fd}$ antes que el concreto alcance su deformación última (Modo A o B) se calcula con la ecuación 3.7.

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}}{d_f - c} \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Por otro lado, cuando el concreto alcanza su estado último $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ antes que el sistema FRP alcance su deformación última, entonces se calcula con la ecuación 3.8:

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Finalmente, una vez determinada la curvatura en la primera fluencia del acero de refuerzo y en estado último, ya sea por falla del FRP o por aplastamiento del concreto, se calcula la ductilidad de curvatura con la ecuación 3.9.

$$\mu_\varphi = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} \quad \text{Ecuación 3.9}$$

3.5 Degradación de la rigidez

En esta investigación se aplicó desplazamientos cíclicos en vigas cantiléver de CA reforzadas externamente con CFRP causando la reducción de la rigidez del extremo empotrado. La degradación de la rigidez puede evaluarse calculando la rigidez secante en cada fase, trazando una línea entre los puntos máximos de desplazamiento positivo y negativo con el punto de origen (Ganesan et al., 2014; Shannag et al., 2005).

Para el estudio de la degradación de rigidez por la técnica de pendiente secante, se trazó rectas que corten los vértices más alejados de los ciclos de histéresis en estudio como muestra la Fig. 3.4, posteriormente, se calcula la pendiente de las rectas.

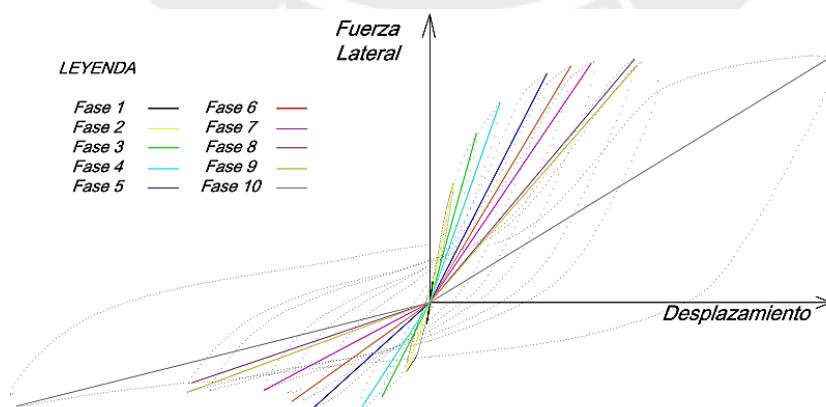


Figura 3.4 Pendientes secantes de los ciclos de histéresis

A continuación, representamos un ejemplo de cálculo de pendientes secantes para la fase N°01 (Fig. 3.5) y la fase N°14 (Fig. 3.6).

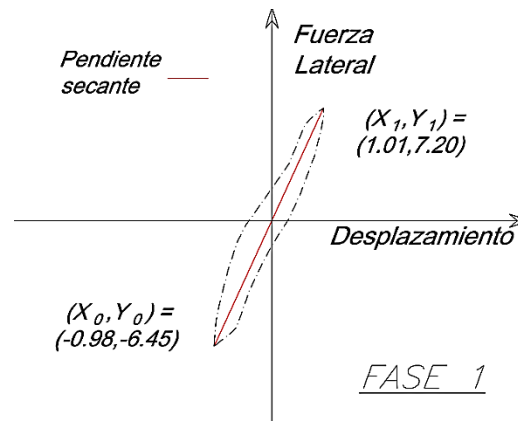


Figura 3.5 Pendiente secante de los ciclos de histéresis de la fase N°01

El cálculo de pendiente secante para el ciclo de histéresis N°01 (lado A del espécimen), se resume en:

$$\text{Pendiente secante} = \frac{y_1 - y_0}{x_1 - x_0} = \frac{7.195 - 0}{1.012 - 0} = 7.11$$

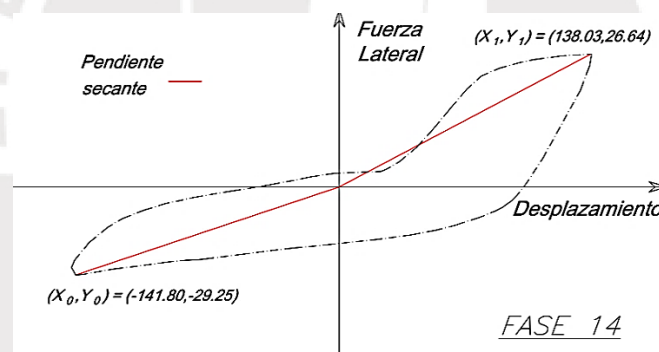


Figura 3.6 Pendiente secante de los ciclos de histéresis de la fase N°14

El cálculo de pendiente secante para el ciclo de histéresis N°14 (lado A del espécimen), se resume en:

$$\text{Pendiente secante} = \frac{y_1 - y_0}{x_1 - x_0} = \frac{26.64 - 0}{138.03 - 0} = 0.19$$

Luego se calcula la rigidez de la fase normalizada a la rigidez inicial, con la ecuación 3.10

$$\bar{k}_i = \frac{k_i}{k_1} \cdot 100\% \quad \text{Ecuación 3.10}$$

Los resultados obtenidos de pendiente secante, se pueden graficar en función de los desplazamientos máximos para cada ciclo de histéresis estudiado, como se muestra en la Fig. 3.7:

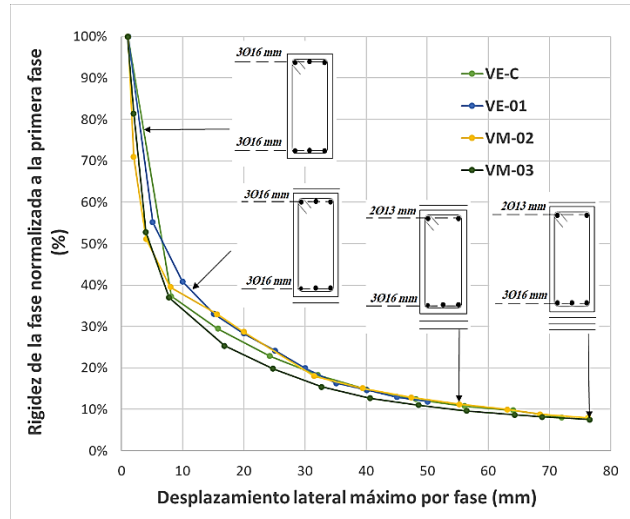


Figura 3.7 Gráfica descriptiva de la degradación de la rigidez

3.6 Disipación de la energía

Una medida de la energía disipada es la suma de las áreas encerradas por los lazos histéricos en la relación carga-desplazamiento, en la Fig. 3.8 se muestran los lazos histéricos de las 14 fases de la viga VM-04. La energía disipada de un espécimen representa la sumatoria de la energía disipada en las 14 fases hasta el fallo nominal.

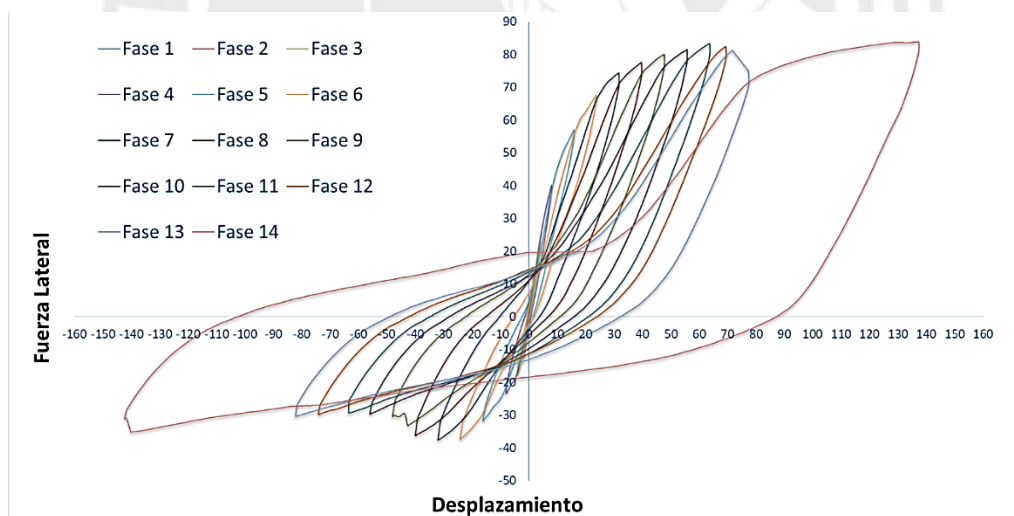


Figura 3.8 Lazos histéricos por fase

El fallo nominal se definió cuando la fuerza lateral se degradó un 20% de la fuerza final. La energía disipada acumulada se refiere al valor absoluto de la suma de las áreas cerradas en un diagrama carga - deformación. Claramente, a medida que el número de ciclos de carga aumenta, el valor de la energía disipada acumulada aumenta.

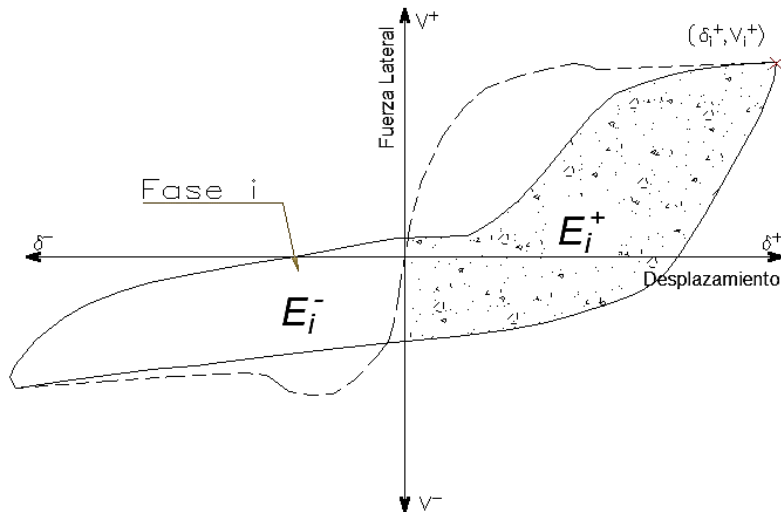


Figura 3.9 Nomenclatura utilizada en los índices de energía

La Fig. 3.9 muestra la designación utilizada en los cálculos actuales. Para las secciones asimétricas, la energía de cualquier fase, i , se descompuso en E_i^+ y E_i^- y luego se sumó. La ecuación 3.11 muestra la energía disipada en una fase

$$E_i = 0.5 \sum_{i=1}^n (\delta_i V_{i+1} - \delta_{i+1} V_i) \quad \text{Ecuación 3.11}$$

3.7 Longitud de rótula plástica (L_p)

La rótula plástica se origina cuando las cargas aplicadas alcanzan un nivel tal que se genera la fluencia del acero en una sección. Esta es un conjunto de secciones que han llegado a la fluencia y si la viga tiene suficiente ductilidad pueden lograr rotaciones inelásticas ante el aumento de la carga, sin llegar a la falla.

La longitud de rótula plástica puede verse afectada por el refuerzo con CFRP porque el confinamiento afecta al esfuerzo último del concreto y a la distribución de los esfuerzos de unión entre las barras de acero longitudinales y el concreto, lo que afecta a la extensión de la zona de fluencia. Aún no hay consenso sobre el efecto del confinamiento en la longitud de la rótula plástica en la literatura existente.

Algunos investigadores creen que el confinamiento aumenta la longitud de la rótula plástica (Ozbakkaloglu & Saatcioglu, 2006), mientras que otros han sugerido lo contrario (Elsanadedy & Haroun, 2005). También hay trabajos que han ignorado el efecto del confinamiento en la longitud de la rótula plástica (Binici, 2008). Un estudio de Gu et al. (2012) sobre columnas de concreto circulares confinadas con FRP encontró que el efecto de la longitud de la rótula plástica depende del nivel de confinamiento: la longitud de la rótula

plástica aumenta cuando el confinamiento es bajo pero se reduce cuando el confinamiento es alto.

Se han planteado diversos modelos para la longitud de rótula plástica equivalente de columnas de concreto armado (sin revestimiento externo). Priestley y Park (1987) propusieron un modelo empírico para columnas en voladizo con una carga axial y una fuerza lateral en la parte superior:

$$L_p = 0.08L + 6 \cdot d_s \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Donde L es la altura de la columna, d_s es el diámetro de la barra longitudinal. Paulay y Priestly (1992) redefinieron la ecuación 3.12 y permitieron la variación del límite elástico del acero en el modelo a través de la ecuación 3.13.

$$L_p = 0.08L + 0.022f_y d_s \quad \text{Ecuación 3.13}$$

Donde f_y es el límite elástico del acero de refuerzo longitudinal. Sobre la base de esta ecuación empírica, muchos autores revisaron la expresión de L_p para diversas condiciones. Berry (2006) propuso la ecuación 3.14 que considera el efecto de la resistencia del concreto [Ec. 3.14].

$$L_p = 0.05L + 0.1 \frac{f_y d_s}{\sqrt{f_c}} \leq L/4 \quad \text{Ecuación 3.14}$$

Biskinis & Fardis (2010) propusieron un modelo, para carga cíclica, que se adopta en el Código Modelo fib (Federation Internationale du Beton, 2010) [Ec. 3.17].

$$L_p = 0.2H \cdot \left\{ 1 + \left[\frac{\min\left(9; \frac{L}{H}\right)}{3} \right] \right\} \quad \text{Ecuación 3.15}$$

Las normas para el diseño sísmico de puentes de autopistas en Japón (JRA, 2002) y la norma neozelandesa NZS-3101:2006 (SNZ, 2006) tienen en cuenta el efecto del ancho de la sección transversal en la dirección de la carga y utilizan las ecuaciones 3.16 y 3.17

$$L_p = 0.2L - 0.1h; 0.1h \leq L_p \leq 0.5h \quad \text{Ecuación 3.16}$$

$$L_p = \text{Mínimo}(0.5h_e \text{ o } 0.2 M^*/V^*) \geq 0.5h_e \quad \text{Ecuación 3.17}$$

Donde h es el ancho en la dirección de la carga, h_e es el ancho efectivo de la sección transversal. M^* y V^* son el momento de diseño y la acción de corte, respectivamente.

El único modelo que tiene en cuenta el confinamiento proporcionado por el revestimiento de FRP fue propuesto recientemente por Gu et al. (2012)

$$L_p = 0.08L + 0.022f_y d_s \quad \text{Ecuación 3.18}$$

$$+ \begin{cases} 3.028 \cdot \lambda_f; & 0 \leq \lambda_f < 0.1 \\ (0.51 - 2.30 \lambda_f + 2.28 \lambda_f^2)L; & 0.1 \leq \lambda_f < 0.5 \end{cases}$$

$$= L_{p0} + L_{pc}$$

Donde λ_f = relación de confinamiento definida como f_{frp}/f_c . El modelo se desarrolló a partir de ensayos de columnas circulares de concreto confinadas con FRP. El primer término (L_{p0}) es la longitud de la rótula plástica normal dada por la ecuación 3.13 y el segundo término (L_{pc}) considera el efecto de confinamiento. Es adecuado para columnas circulares; pero para los pilares cuadrados o rectangulares confinados con FRP, el efecto de confinamiento del FRP es muy diferente, y por lo tanto la ecuación 3.18 no es aplicable.

La reducción de la eficacia del confinamiento causada por un refuerzo de forma cuadrada puede explicarse por el factor de forma $k_s = (2r/b)^{0.72}$ en la ecuación 3.19 (Wei y Wu 2012).

$$L_p = L_{p0} + \left(\frac{2r}{b}\right)^{0.72} \cdot L_{pc} \quad \text{Ecuación 3.19}$$

Donde r es el radio de las esquinas redondeadas de la sección y b es la longitud del lado más corto de la sección. Por lo tanto, la longitud adicional de la rótula plástica debida al confinamiento puede reducirse multiplicando el segundo término por el factor de forma. Para los elementos de sección circular, el término $2r/b$ es igual a 1 y para los de sección cuadrada con esquinas cerradas en 90° es igual a 0.

3.8 Modo de falla

Bazán et al. (2015), elaboró una metodología para predecir el modo de falla de un espécimen en base a 04 modos de falla identificados, para lo cual se deben conocer características del reforzamiento interno y externo que se utilizará para cada espécimen.

Definiremos la cuantía balanceada por FRP, ρ_{fb} , como la cantidad de refuerzo de FRP para que una sección de concreto armado alcance un modo de falla balanceada de FRP y será calculada con la ecuación 3.20.

$$\rho_{fb} = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot d_f}{E_f \cdot \varepsilon_{fd} \cdot d} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}} \right) - \frac{f_y \cdot \rho_s}{E_f \cdot \varepsilon_{fd}} \quad \text{Ecuación 3.20}$$

Instalar una cuantía de refuerzo de FRP menor o igual a la ρ_{fb} obtiene un diseño gobernado por los modos de falla A y B.

- Modo A. Fluencia del acero de refuerzo, continuado por la fractura del FRP ($\varepsilon_{fd}=0.9 \varepsilon_{fu}$)

- Modo B. Fluencia del acero de refuerzo, continuado por despegue o delaminación del FRP ($\epsilon_{fd} < 0.9 \epsilon_{fu}$)

Instalar una cuantía de refuerzo de FRP superior a la ρ_{fb} , obtiene un diseño gobernado por los modos de falla C y D.

- Modo C. Fluencia del acero de refuerzo, continuado por el aplastamiento del concreto.
- Modo D. Aplastamiento del concreto sin fluencia del refuerzo

Con la ecuación 3.14 se puede determinar la cantidad de refuerzo externo de FRP que limita el modo de falla C y D de una viga, en el caso de un sistema dúctil.

$$\rho_{fb,c} = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{E_f \cdot \epsilon_{fe}} \cdot \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right) - \frac{\rho_s \cdot f_y}{E_f \cdot \epsilon_{fe}} \quad \text{Ecuación 3.21}$$

Bazán et al. (2015) elaboró el diagrama de la Fig. 3.10, que muestra un procedimiento para identificar el modo de falla de una viga CA externamente reforzada con CFRP.

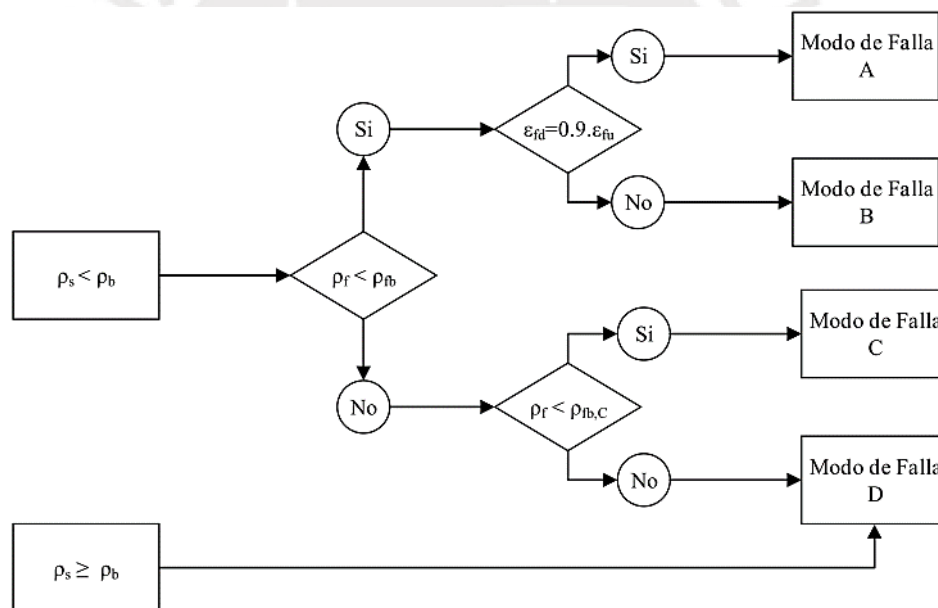


Figura 3.10 Proceso para la identificación del modo de falla de una viga CA externamente reforzada con CFRP (Fuente: Bazán, 2015)

Tabla 4.1 Detalle del reforzamiento interno y externo de las vigas

Especimen	ϕ_A	ϕ_B	ρ_f		LA_A	LA_B	ϕ_{FRPA}	ϕ_{FRPB}
	mm ²	mm ²	R_A	R_B	mm	mm	mm ²	mm ²
VM-01	597	597	0.30%	0.30%	150	300	284	284
VM-02	597	597	0.60%	0.30%	300	300	387	284
VM-03	925	597	0.90%	0.30%	300	300	510	284
VM-04	925	597	0.60%	0.30%	300	300	387	284

^A Lado A del espécimen

^B Lado B del espécimen

ϕ : Diámetro del acero

ϕ_{FRP} : Diámetro del anclaje de FRP

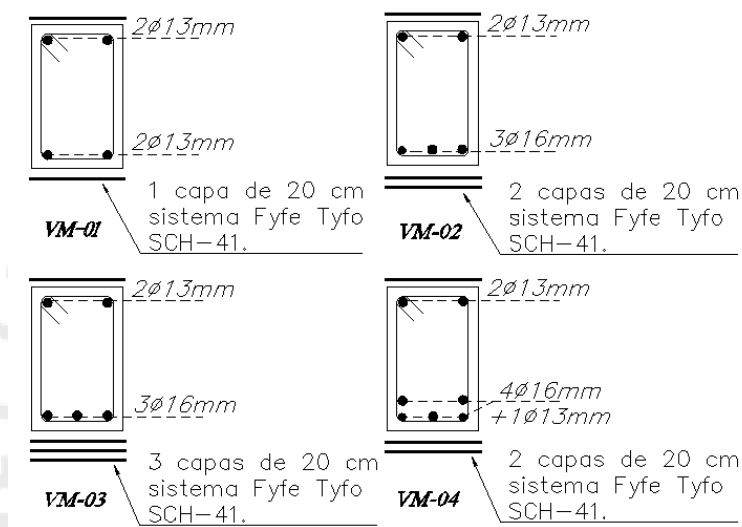


Figura 4.2 Detalle de las secciones de las vigas VM

El cálculo de las capacidades nominales de las vigas se estimó en base a la guía de diseño ACI 440.2R-17 (ACI, 2017) para refuerzo externo con FRP en elementos de concreto armado.

La cantidad de reforzamiento de CFRP se determinó en base a la necesidad de comprender la incidencia que tiene la cantidad de refuerzo de CFRP asociado con el refuerzo interno de acero, en el comportamiento final de una misma sección.

El reforzamiento por esfuerzo cortante se diseñó buscando evitar la falla por corte antes de que se desarrolle la resistencia a flexión de los especímenes. Para lo cual se utilizaron las recomendaciones y consideraciones del comité ACI 318 (ACI, 2011)

Por último, se adicionaron dos láminas transversales de CFRP en forma de U en los extremos (libre y empotrado) y anclajes en el extremo empotrado de la viga, tal como muestra la Fig. 4.1

4.2 Ensayo de materiales usados en la construcción

Con el mismo concreto que se fabricaron los especímenes, se elaboraron 06 probetas de concreto de 15 x 30 cm. Las probetas fueron evaluadas de acuerdo a la norma ASTM C-39 para determinar la resistencia a compresión del concreto f_c , como se muestra en la Tabla 4.2 y la resistencia a la compresión promedio fue de 42 MPa.

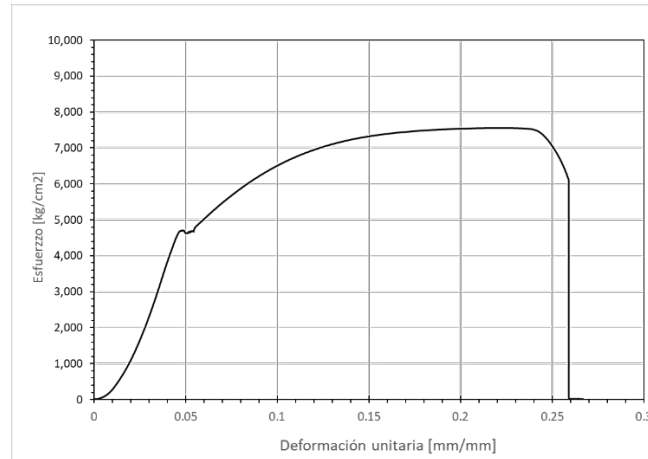
Tabla 4.2 Resistencia a la compresión de probetas de concreto

Espécimen	Resistencia a la compresión (MPa)
1	40.68
2	42.58
3	43.39
4	44.66
5	41.97
6	42.03

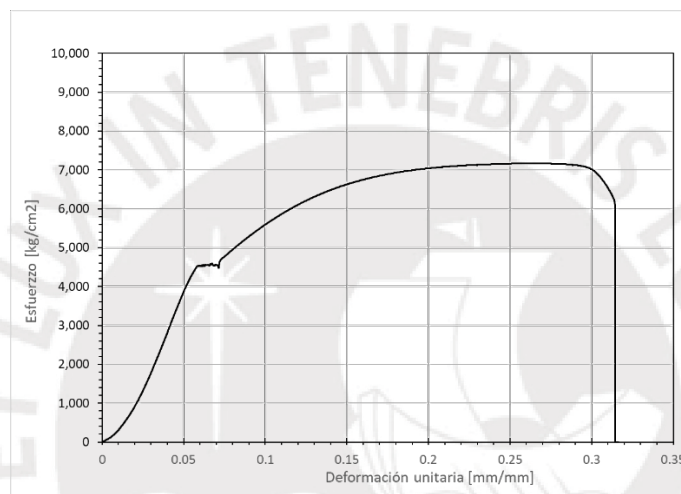
Además, 03 probetas de acero fueron evaluadas de acuerdo a la norma ASTM A-370 para determinar las propiedades del acero utilizado en la investigación. En la Fig. 4.3 se muestra las curvas esfuerzo-deformación obtenidas de laboratorio. En la Tabla 4.3 se muestra los resultados de laboratorio, los cuales tienen un esfuerzo de fluencia de 450 MPa, una deformación unitaria promedio de 0.0021 y un módulo de elasticidad de 202.33 GPa.

Tabla 4.3 Resistencia a la tracción de probetas de acero

Espécimen	Diámetro mm	Esfuerzo de Fluencia MPa	Deformación de Fluencia %	Módulo de elasticidad GPa
1	13	458.01	0.19	205
2	16	447.23	0.21	201
3	16	445.77	0.20	201



(a) Varilla de 1/2"



(b) Varilla de 5/8"

Figura 4.3 Curvas esfuerzo-deformación de probetas de acero

4.3 Descripción de los ensayos a flexión de las vigas cantiléver.

Los 08 ensayos fueron realizados en el laboratorio de estructuras de la Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP), de la ciudad de Lima. Los ensayos se realizaron de acuerdo a los protocolos FEMA 461 “Protocolos de pruebas provisionales para determinar las características de funcionamiento sísmico de los componentes estructurales y no estructurales”. Los especímenes fueron sometidos a cargas cíclicas controladas por desplazamientos. En la Fig. 4.4 y en la Tabla 4.4 se muestran las amplitudes del desplazamiento por fase para las vigas.

El ensayo fue controlado por un sistema de adquisición de datos, un actuador estructural y transformadores diferenciales de variable lineal (LVDT). El sistema de adquisición de datos registra cargas y desplazamientos, y además los almacena. Con el registro inicial se puede obtener gráficas de carga – deformación, y luego de revisar, analizar y discriminar toda la

información se obtiene las curvas de carga-deformación finales y diagramas momento – curvatura, así como sus envolventes.

Los ensayos de flexión fueron ejecutados en una estructura ensamblada de acero tipo mecano, que consistió en 04 pórticos, fijados a la base del laboratorio, para sostener el actuador hidráulico y los LVDT. Las formaleas se dispusieron tal como se muestra en la Fig. 4.5, de tal forma que puedan sujetar el actuador hidráulico por un lado y por el otro lado se puedan colocar los LVDT. En la Fig. 4.6 se muestra el equipo necesario para el ensayo.

Se dispuso el espécimen en la posición prevista, asegurándolo a la estructura con pernos en la base. Luego se realizó el montaje del actuador hidráulico para después asegurarlo en la estructura de acero y finalmente sujetar la viga al actuador a través de dos formas de acero con una fuerza de 100 kN. Finalmente se procedió con la disposición y la nivelación de los LVDT, para asegurar una correcta lectura en el sistema de adquisición de datos.

Mientras se aplica la carga, el sistema de adquisición de datos tomó lecturas de las deformaciones en los transductores y la fuerza en el transmisor de cargas. Todas las lecturas fueron registradas en el computador para procesarlas posteriormente.

Tabla 4.4 Desplazamientos máximos (mm) por ciclo para vigas VM

# Fase	VM-01	VM-02	VM-03	VM-04
1	0.12	0.05	0.03	0.02
2	1.01	1.01	1.00	1.01
3	2.00	1.99	2.00	2.01
4	3.99	4.00	3.97	4.01
5	7.99	7.99	7.78	7.99
6	15.23	15.63	16.83	15.79
7	23.72	20.00	24.79	23.78
8	31.74	31.52	32.73	31.75
9	39.71	39.43	40.66	39.73
10	47.68	47.37	48.57	47.72
11	55.68	55.27	56.45	55.78
12	63.64	63.13	64.30	63.68
13	70.13	68.47	68.76	69.45
14	78.00	76.29	76.61	71.74

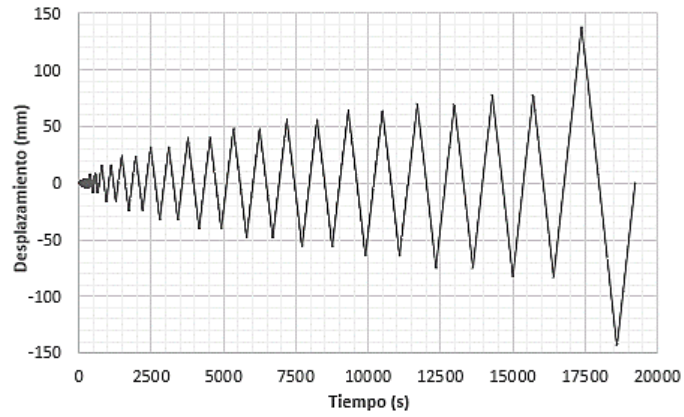


Figura 4.4 Desplazamiento por ciclo para vigas VM

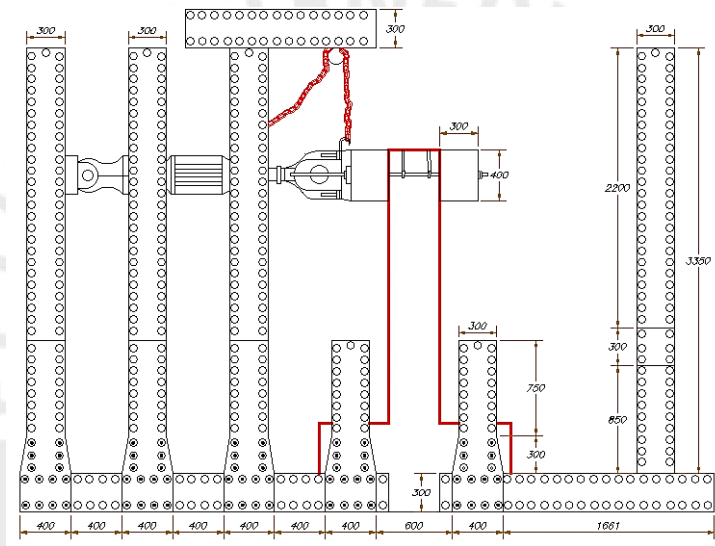


Figura 4.5 Configuración del ensayo a flexión de los especímenes VM en laboratorio



(a) Actuador Estructural, marca MTS (USA), modelo 204.81, Serie N°281, Capacidad 500 KN, Carrera +/- 150 mm, presión de trabajo 200 bar, Servocontrolado.



(b) Dispositivo Estructural, de perfiles de acero tipo mecano.



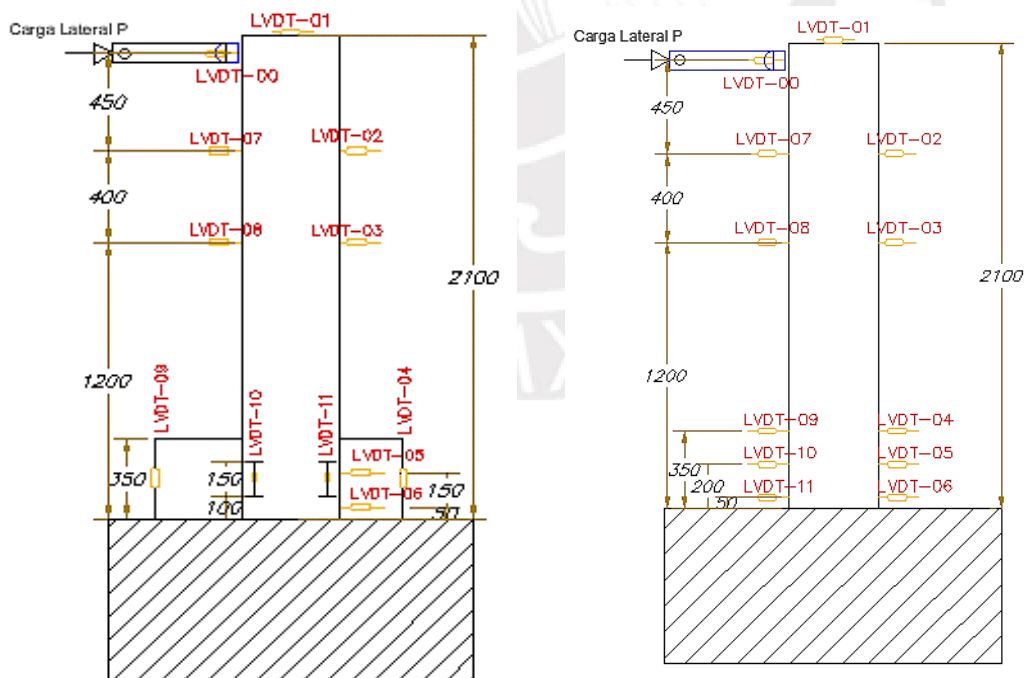
(c) Transductores de desplazamiento, LVDT, marca HBM, de diferentes carreras.



(d) Sistema de Adquisición de datos

Figura 4.6 Equipo para el ensayo de laboratorio

En la Fig. 4.7 (a) se muestra la ubicación de los 11 LVDT en los especímenes VM-01, VM-02 y VM-03, con el propósito de obtener los desplazamientos laterales y las deformaciones del concreto y acero en las zonas mostradas y en la Fig. 4.7 (b) se muestra la ubicación de los 11 LVDT en el espécimen VM-04, esta disposición de especímenes es la misma que utilizó Samaniego (2021).



(a) VM-01, VM-02 Y VM-03

(b) VM-04

Figura 4.7 Configuración de la disposición de los LVDT en los especímenes VM

En la Fig. 4.8 se puede ver gráficamente los desplazamientos de la viga VM-04 y en el Anexo D se muestra los desplazamientos medidos por los 11 LVDT de las 04 vigas, así como las curvas de carga-deformación de los LVDT.

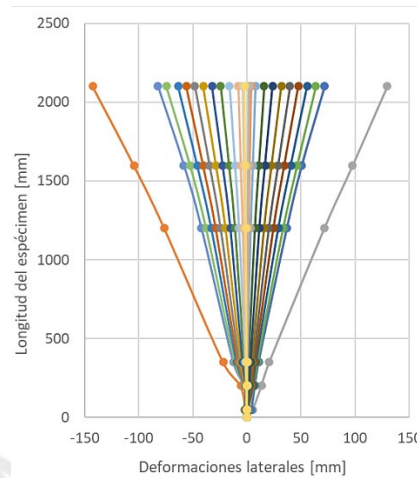


Figura 4.8 Deformaciones laterales de la viga VM-04

CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN

En este capítulo se muestra y evalúan las propiedades de los 04 especímenes elaborados para la presente investigación y los 04 especímenes evaluados por Samaniego, (2021). Dentro de las propiedades que se evaluará se encuentra la resistencia a flexión, ductilidad de desplazamiento, degradación de la rigidez, disipación de energía y se determinará el modo de falla esperado para ser comparado con el modo de falla obtenido. Las propiedades de los especímenes se compararán en 05 grupos, como se describió en el Cap. 3 Metodología.

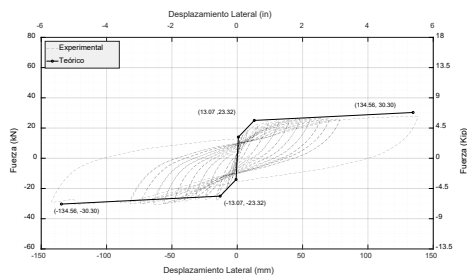
En general, las vigas tuvieron un comportamiento dúctil. Aunque las cargas experimentales solo alcanzaron el 80% de las cargas teóricas en su mayoría, se alcanzaron deflexiones del orden de los 140 mm y deformaciones importantes tanto en el concreto como el acero. A continuación, se detallarán los resultados obtenidos y se compararán con el análisis teórico supuesto para las vigas del presente estudio.

5.1 Curvas de Carga – Deformación.

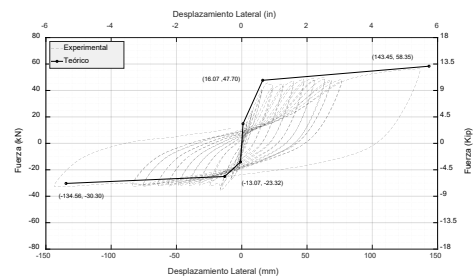
5.1.1 Fuerza resistente a flexión

En la Fig. 5.1 se puede ver las histéresis de las curvas de carga-deflexión y las curvas teóricas, los especímenes alcanzaron la carga de fluencia y la carga última. En la Tabla 5.1 se puede ver un resumen de los cálculos teóricos y los resultados experimentales.

Las vigas presentaron una variación máxima del -13% de las cargas de fluencia experimentales con respecto a las cargas teóricas y una variación máxima del -17% para las

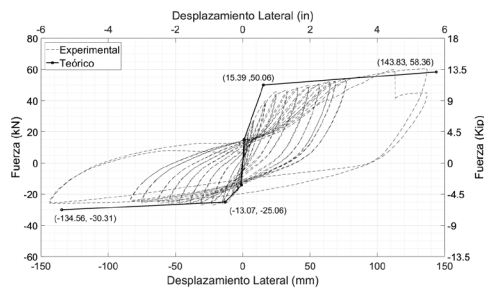


VM-01

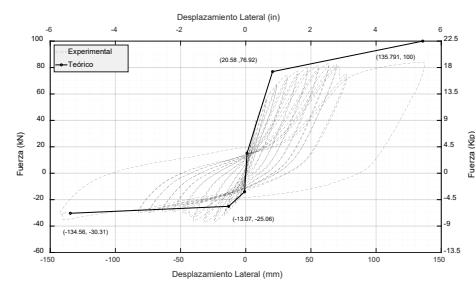


VM-02

cargas últimas. Es importante recordar que los cálculos teóricos de esta investigación, consideraron $\epsilon_{cu} = 0.01$. Como se ve en la Fig. 5.1 Samaniego (2021) explica que la viga VE-02 presento una rigidez superior a la teórica, produciendo una reducción importante de ductilidad. La zona más afectada fue el lado B del espécimen y por la rigidez, el concreto fallo antes de la fluencia del acero.



VM-03



VM-04

Figura 5.1 Curvas envolventes de carga-deflexión experimental y teórica de las vigas VM

Tabla 5.1 Fuerzas resistentes a flexión y desplazamientos laterales.

Especimen	Estado de Fluencia				Estado Último			
	Δ_F	P_f	Δ_F	$\Phi Mn/L$	Δ_U	P_u	Δ_U	$\Phi Mn/L$
	[1/m]	[kN]	[1/m]	[kN.m]	[1/m]	[kN]	[1/m]	[kN.m]
	Experimental		Teórico		Experimental		Teórico	
VM-01 ^A	12.30	22.44	12.36	25.06	137.80	27.79	136.10	30.31
VM-01 ^B	12.40	28.22	12.36	25.06	141.80	30.90	136.10	30.31
VM-02 ^A	17.20	45.74	13.90	47.70	136.00	56.57	90.98	58.35
VM-02 ^B	10.00	27.67	12.20	25.06	143.20	32.77	149.47	30.31
VM-03 ^A	19.80	45.79	14.24	50.06	136.40	60.45	79.88	58.36
VM-03 ^B	10.60	26.61	12.14	25.06	142.80	28.00	143.88	30.31
VM-04 ^A	15.40	67.60	14.77	76.92	70.00	83.67	79.86	100.00
VM-04 ^B	14.40	23.47	12.23	25.06	140.20	38.50	142.39	30.31

A Lado A del espécimen

B Lado B del espécimen

P = Fuerza resistente a la flexión

Tabla 5.2 Fuerza resistente a flexión de los especímenes agrupados

Grupo	Especimen	Carga de fluencia	Carga Ultima	Variación Porcentual	
				de la carga de fluencia	de la carga de última
1	VE-C ^{A,*}	40.70	45.00		
	VE-01 ^{1,A}	43.30	48.30	6.39%	7.3 %
	VM-02 ^A	45.74	56.57	12.38%	25.7 %
	VM-03 ^A	45.79	60.45	12.51%	34.3 %
2	VE-03 ^{1,A,*}	58.90	64.50		

	VM-04 ^A	67.60	83.67	14.77%	29.72%
	VE-02 ^{1,A}	55.50	63.20	-5.77%	-2.02%
	VM-01 ^{A,*}	22.44	27.79		
3	VE-01 ^{1,A}	43.30	48.30	92.96%	73.80%
	VE-03 ^{1,A}	58.90	64.50	162.48%	132.10%
4	VM-02 ^{A,*}	45.74	56.57		
	VM-04 ^A	67.60	83.67	47.79%	47.91%
5	VM-03 ^{A,*}	45.79	60.45		
	VE-02 ^{1,A}	55.50	63.20	21.21%	4.55%

¹ Samaniego (2021)

^A Lado A del espécimen

* Espécimen de referencia

En la Tabla 5.2 se muestra las cargas de fluencia y últimas de las vigas agrupadas, se puede ver como la carga de fluencia varía de 6 a 14% cuando tienen la cuantía de acero de refuerzo en común (G-1 y G-2) pero varía de 47 a 162% cuando tienen la cuantía de acero variable (G-3, G-4 y G-5).

Para las cargas últimas, el G-1 muestra un incremento de las cargas a medida que se incrementa el número de láminas de CFRP, sin embargo, entre la viga VE-C y VE-01 muestra 1 kN de diferencia, esto se debe a que la viga VE-01 no fue sometida a su máximo desplazamiento y resistencia. En el G-3, G-4 y G-5 se muestra un incremento superior de la resistencia con respecto a los incrementos de los G-1 y G-2 esto nos confirma que el aporte del acero de refuerzo es aún más importante que las láminas de CFRP. Finalmente, en los G-2 y G-5 se encontraron algunos resultados inesperados debido a la viga VE-02, que por su alta rigidez axial tuvo una falla frágil.

5.1.2 Ductilidad de desplazamiento

En la Tabla 5.3 se presentan las ductilidades experimentales de los especímenes agrupados, además se presenta la resistencia a flexión alcanzada. En los especímenes VE se muestra una reducción creciente de la ductilidad a medida que la resistencia a flexión incrementa, a excepción del espécimen VE-02 que como se indicó anteriormente tuvo un comportamiento poco dúctil debido a la cuantía de CFRP en ambos lados del espécimen. En los especímenes VM se mostró un comportamiento similar, la ductilidad disminuye, pero los especímenes VM-02 y VM-03 tuvieron resistencias a flexión iguales pero ductilidades diferentes, es decir para vigas con cuantías de acero igual a 0.87% al incrementar la cuantía de CFRP de 0.6% a 0.9% no hubo incremento de la resistencia a flexión pero sí una reducción de la ductilidad.

Tabla 5.3 Ductilidad de desplazamiento

Grupo	Espécimen	ρ_s (%)	ρ_f (%)	Carga Ultima	Ductilidad de desplazamiento	Variación
VE	V-CONTROL ^A	0.87%	0.00%	40.700	3.60	
	VE-01 ^A	0.87%	0.30%	43.300	2.78	-23%
	VE-02 ^A	1.42%	0.90%	55.500	1.62	-42%
	VE-03 ^A	1.42%	0.30%	58.900	2.50	55%
VM	VM-01 ^A	0.38%	0.30%	22.440	5.33	
	VM-02 ^A	0.87%	0.60%	45.740	4.63	-13%
	VM-03 ^A	0.87%	0.90%	45.790	2.98	-36%
	VM-04 ^A	1.42%	0.60%	67.600	2.41	-19%

^A: Lado del espécimen

5.2 Degradación de la rigidez

La Tabla 5.4 muestra la rigidez secante por fase de los 04 especímenes VM (lado A), además muestra la rigidez por fase normalizada. La Fig. 5.2 muestra la degradación de rigidez de los especímenes agrupados de acuerdo a la Tabla 3.1. Sin embargo, con el fin de hacer un análisis cuantitativo, se comparará la rigidez elástica.

Tabla 5.4 Rigidez por fase

# Fase	VM-01		VM-02		VM-03		VM-04	
	Rigidez por fase	Ki/K1	Rigidez por fase	Ki/K1	Rigidez por fase	Ki/K1	Rigidez por fase	Ki/K1
	[KN/mm]	[%]	[KN/mm]	[%]	[KN/mm]	[%]	[KN/mm]	[%]
1	8.76	100%	7.97	100%	9.33	100%	7.07	100%
2	6.19	70.7%	5.65	71%	7.60	81%	6.32	89%
3	3.86	44.1%	4.08	51%	4.92	53%	5.93	84%
4	2.35	27%	3.15	40%	3.45	37%	5.02	71%
5	1.47	17%	2.63	33%	2.37	25%	3.61	51%
6	1.04	12%	2.29	29%	1.85	20%	2.84	40%
7	0.78	9%	1.44	18%	1.44	15%	2.34	33%
8	0.65	7%	1.20	15%	1.18	13%	1.95	28%
9	0.55	6%	1.03	13%	1.03	11%	1.68	24%
10	0.48	5%	0.89	11%	0.90	10%	1.46	21%
11	0.42	5%	0.79	10%	0.81	9%	1.31	18%

12	0.37	4%	0.70	9%	0.76	8%	1.19	17%
13	0.33	4%	0.63	8%	0.70	8%	1.13	16%
14	0.20	2%	0.42	5%	0.44	5%	0.65	9%

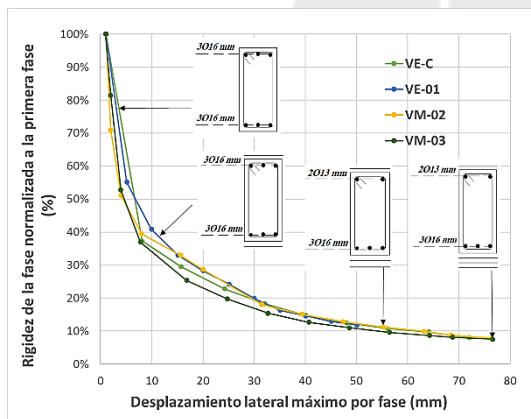
K_i/K_1 = Rigidez normaliza de la fase a la rigidez inicial

Así se demostró, que para especímenes con la misma cuantía de CFRP (G-3, G-4 y G-5), el espécimen con menor cuantía de acero presenta una mayor degradación de la rigidez.

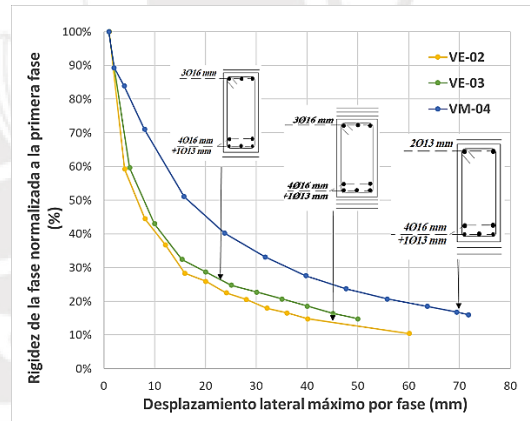
Para el G-1 ($\rho_s=0.87\%$), los especímenes sin refuerzo (VE-C) y con refuerzo de CFRP $\rho_{FRP} == 0.30\%$ y 0.60% (VE-01 y VM-02) tuvieron una degradación de rigidez muy similar, especialmente cuando se tuvo un desplazamiento lateral de 30 mm. El espécimen con $\rho_{FRP} == 0.90\%$ (VM-03) tuvo una degradación de rigidez ligeramente mayor.

Para los especímenes del G-2 ($\rho_s=1.42\%$), el espécimen con 03 láminas de CFRP (VM-04) presentó menor degradación de rigidez que el espécimen con 01 lámina de CFRP (VE-03).

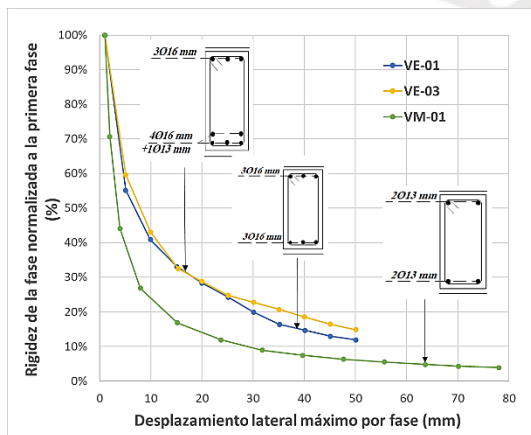
La viga VE-02 fue reforzada con tres capas de CFRP en el lado A y B del espécimen, por ende, presenta una tasa de degradación menor a la esperada en el G-2 y G-5



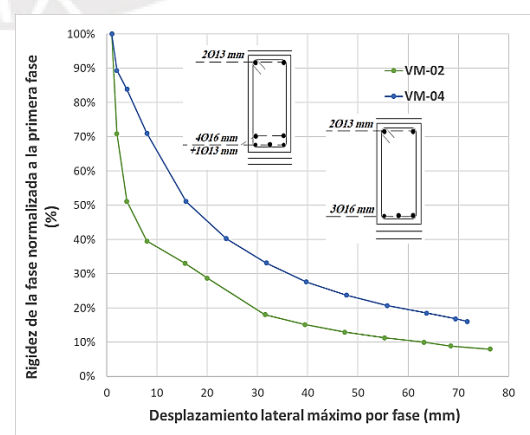
(a) G-1



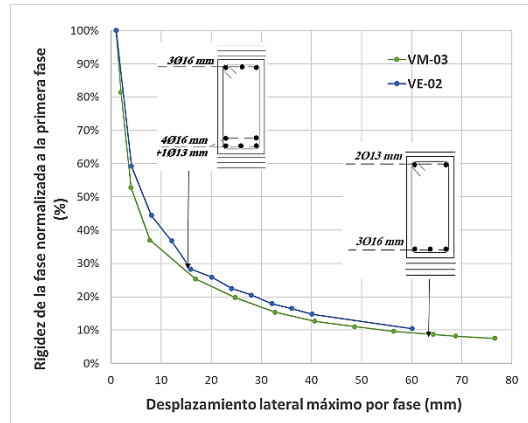
(b) G-2



(c) G-3



(d) G-4



(e) G-5

Figura 5.2 Degradación de la rigidez

En la Tabla 5.4 se muestra la rigidez elástica teórica y experimental. La rigidez elástica experimental de los especímenes se calculó en la región de carga de servicio, encontrando la pendiente de la línea que conecta un punto en el origen de la curva *carga-deformación* y un punto en el desplazamiento que se correlaciona con una deflexión de $L/250$ (L : Longitud de la viga). La rigidez teórica corresponde a la rigidez en el mismo instante (8mm).

Se observa que la variación de la rigidez experimental con respecto a la rigidez teórica es $\pm 11\%$, además rigidez elástica se incrementa a medida que se incrementa la cuantía de acero y el número de láminas de CFRP

En el G1 ($\rho_s=0.87\%$ y FRP=0, 1, 2 y 3 capas), se muestra un incremento del 13%, 16% y 26% con respecto al espécimen de referencia VE-C, se puede notar la poca variación entre los porcentajes de incremento, esto se debe a que los 04 especímenes tienen una resistencia a flexión en la fluencia del acero parecida, por ende, una rigidez elástica igualmente parecida.

Tabla 5.5 Rigidez Elástica de los ocho especímenes.

Grupo	Especímen	K_t	K_e	V.P. T-E
		[kN/mm]	[kN/mm]	[%]
1	VE-C ^A	3.24	2.72	-16
	VE-01 ^A	3.21	3.07	-4
	VM-02 ^A	3.93	3.15	-20
	VM-03 ^A	3.82	3.43	-10
2	VE-03 ^A	4.18	4.08	-2
	VM-04 ^A	5.01	5.02	0

	VE-02 ^A	4.14	3.51	-15
	VM-01 ^A	1.90	2.35	23
3	VE-01 ^A	3.21	3.07	-4
	VE-03 ^A	4.18	4.08	-2
4	VM-02 ^A	3.93	3.15	-20
	VM-04 ^A	5.01	5.02	0
5	VM-03 ^A	3.82	3.43	-10
	VE-02 ^A	4.14	3.51	-15
				11

A Lado A del espécimen

Kt = Rigidez Elástica Teórica

Ke = Rigidez Elástica experimental

V.P T-E = Variación Porcentual de la Ke con referencia a la Kt

En el G2 ($\rho_s=1.42\%$ y FRP=1, 2, 3 capas), se muestra un incremento del 26% y -12% con respecto al espécimen de referencia VE-03, se puede notar la variación negativa de la K_e de la viga VE-02, esto se debe a que la viga VE-02 fallo prematuramente debido a la gran rigidez del lado B del espécimen. Por otro lado, hay un incremento importante del 26% de la viga VM-04 con respecto a la viga de referencia.

En el G3 ($\rho_s=0.33, 0.87$ y 1.42% y FRP=1 capa), se muestra un incremento del 31% y 70% con respecto al espécimen de referencia VM-01. En el G4 ($\rho_s=0.87$ y 1.42% y FRP=2 capas), se muestra un incremento del 60% con respecto al espécimen de referencia VM-02. Como se observa a mayor cantidad de láminas de CFRP, la variación porcentual es mayor.

Finalmente, en el G4 ($\rho_s=0.87$ y 1.42% y FRP=3 capas) el incremento porcentual es 2%, esto se debe a la falla prematura del espécimen VE-02.

5.3 Disipación de la energía

La Tabla 5.6 presenta los valores promedios y acumulativos de la energía disipada en cada fase y por espécimen. En la Fig. 5.3 se muestra gráficamente la energía disipada acumulada para todos los desplazamientos a los que fue sometido el espécimen. En la tabla 5.7 se muestra el valor de energía disipada del lado A de los especímenes cuando su desplazamiento lateral es 40 mm. Como se ve en la Tabla 5.7, la disipación de energía para los especímenes reforzados (VE-01, VE-02, VE-03, VM-01, VM-02, VM-03 y VM-04) fue mayor que la del espécimen de referencia (VE-C). Esto es evidente a partir de las grandes áreas encerradas por los bucles de histéresis vistos en las Figs. 4.9.

Tabla 5.6 Energía disipada por fase

Fase	Deflexión	VM-01		VM-02		VM-03		VM-04	
		VPED	VAED	VPED	VAED	VPED	VAED	VPED	VAED
		[mm]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
1	1.00	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	2.00	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	0.02	0.02	0.03
3	4.00	0.04	0.06	0.05	0.07	0.06	0.07	0.03	0.06
4	8.00	0.10	0.16	0.12	0.18	0.13	0.21	0.11	0.17
5	16.00	0.28	0.45	0.30	0.48	0.35	0.55	0.32	0.48
6	24.00	0.59	1.04	0.84	1.32	0.62	1.18	0.54	1.03
7	32.00	0.87	1.92	1.16	2.48	1.00	2.17	1.03	2.06
8	40.00	1.21	3.13	1.60	4.08	1.41	3.58	1.47	3.53
9	48.00	1.59	4.72	2.07	6.15	2.11	5.68	2.03	5.56
10	56.00	1.99	6.71	2.58	8.73	2.54	8.23	2.46	8.02
11	64.00	2.39	9.11	3.15	11.88	3.04	11.27	2.93	10.95
12	72.00	2.59	11.70	3.44	15.32	3.30	14.57	3.21	14.17
13	80.00	2.96	14.66	3.92	19.24	3.83	18.39	4.19	18.35
14	140.00	7.57	22.23	10.05	29.29	10.16	28.56	11.38	29.73

VPED = Valor Promedio de Energía Disipada

VAED = Valor Acumulado de Energía Disipada

En el G1 ($\rho_s=0.87\%$ y FRP=0, 1, 2 y 3 capas), el VAED muestra un incremento del 47.0%, 43.7% y 26.5% con respecto al espécimen de referencia VE-C, se nota que el VAED de las vigas VE-01 y VM-02 son similares. Cuando el espécimen es reforzado con 03 capas, el VAED no es mayor que el VAED del espécimen con 02 capas

En el G2 ($\rho_s=1.42\%$ y FRP=1, 2 y 3 capas), el VAED muestra un incremento del -1.5% y 0.0% con respecto al espécimen de referencia VE-03. Se sigue la tendencia del G1, es decir, hay similitud del VAED del espécimen con 1 y 2 capas. Por otro lado, la viga VE-02 muestra un VAED mayor al resto de especímenes, debido a su comportamiento muy rígido no sigue con el mismo comportamiento del G1

En el G3 ($\rho_s=0.33-0.87-1.42\%$ y FRP=1 capa), se muestra un incremento del 50.0% y 35.1% con respecto al espécimen de referencia VM-01. En el G4 ($\rho_s=0.87$ y 1.42% y FRP=2 capas), se muestra un incremento de -9.2% con respecto al espécimen de referencia VM-02. Como se observa cuando el espécimen tiene una $\rho_s=0.33$ y aumenta a $\rho_s=0.87\%$, hay un incremento del VAED, pero cuando se incrementó a la $\rho_s=1.42\%$, el VAED disminuye con respecto al de $\rho_s=0.87\%$.

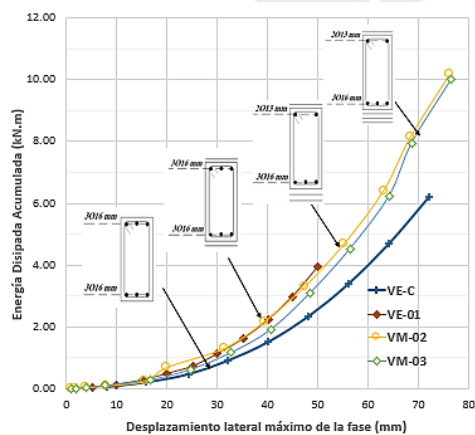
Finalmente, en el G5 ($\rho_s=0.87-1.42\%$ y FRP=3 capas) el incremento porcentual es 17.3%, este grupo no cumple con lo visto previamente en el G3 y G4, esto se debe a que el espécimen VE-02 tuvo un comportamiento rígido por las 03 capas en ambos lados del espécimen. Es así que el VAED incremento en vez de disminuir como era lo esperado.

Tabla 5.7 Energía Disipada Acumulada para una deformación lateral de 40 mm

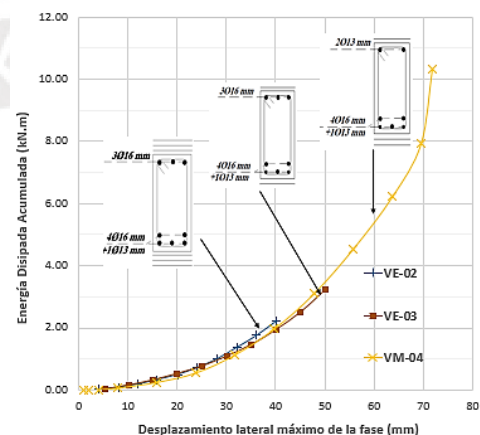
Grupo	Espécimen	VAED [kN.m]
1	VE-C ^A	1.51
	VE-01 ^A	2.22
	VM-02 ^A	2.17
	VM-03 ^A	1.91
2	VE-03 ^A	2.00
	VM-04 ^A	1.97
	VE-02 ^A	2.00
3	VM-01 ^A	1.48
	VE-01 ^A	2.22
	VE-03 ^A	2.00
4	VM-02 ^A	2.17
	VM-04 ^A	1.97
5	VM-03 ^A	1.91
	VE-02 ^A	2.00

A Lado A del espécimen

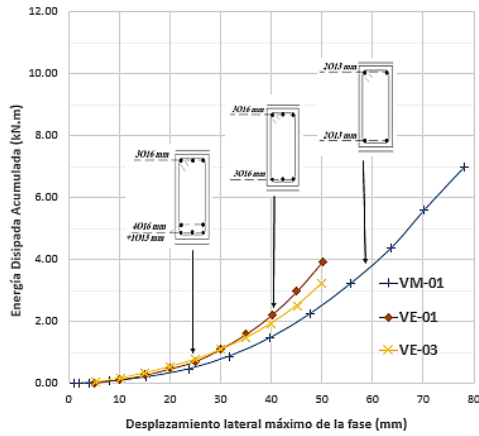
VAED = Valor Acumulado de Energía Disipada



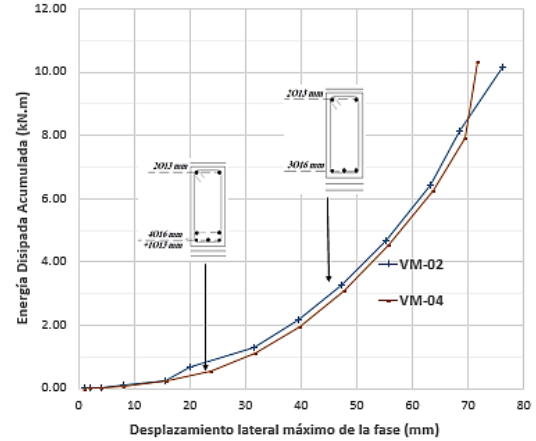
(a) G-1



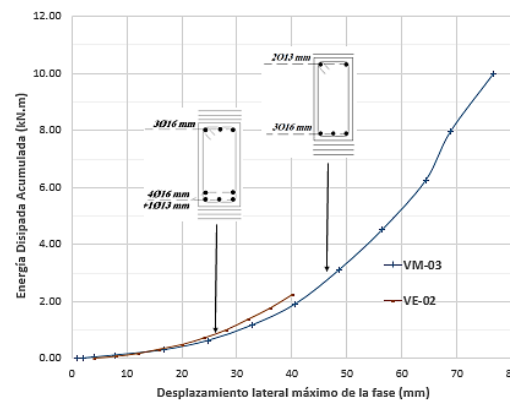
(b) G-2



(c) G-3



(d) G-4



(e) G-5

Figura 5.3 Disipación de la energía

5.4 Diagrama Momento-Curvatura (MC).

5.4.1 Momento resistente a flexión

En la Tabla 5.8 se muestra los momentos resistentes a flexión, experimentales y teóricos, así como su variación porcentual. La variación porcentual promedio fue de 12.80% para los momentos de fluencia y 16.99% para los momentos últimos. En la Tabla 5.9 se presenta el incremento del momento resistente a flexión de los especímenes agrupados.

Momento resistente a flexión en la fluencia del acero

En el G-1, los especímenes con cuantías de acero de refuerzo iguales ($\rho_s=0.38\%$) mostraron un incremento del momento resistente de 6.4%, 12.4% y 12.5%. En el G-2, los especímenes con cuantías de acero de refuerzo iguales ($\rho_s=0.87\%$) mostraron un incremento del momento resistente de 14.8%.

En el G-3, los especímenes con igual cuantía de FRP ($\rho_{FRP}=0.30\%$) y con cuantías de acero diferentes ($\rho_s=0.38\%$, 0.87% y 1.42%) mostraron un incremento del momento resistente del 93.0% y 162.5%. En el G-4, los especímenes con igual cuantía de FRP ($\rho_{FRP}=0.60\%$) y con cuantías de acero diferentes ($\rho_s=0.87$ y 1.42%) mostraron un incremento del momento

resistente del 47.8%. En el G-5, los especímenes con igual cuantía de FRP ($\rho_{FRP}=0.90\%$) y con cuantías de acero diferentes ($\rho_s=0.87$ y 1.42%) mostraron un incremento del momento resistente del 21.2%.

Como se observa para los especímenes con cuantías de acero iguales y con cuantías de CFRP distintas (G-1 y G-2), la variación porcentual máxima es 14%. Por otro lado, los especímenes con cuantías de acero diferentes y con cuantía de CFRP iguales (G3, G-4 y G-5), la variación porcentual mínima fue 47.8% y la máxima fue 162.5%. Como se observa, la cuantía de acero tiene mayor incidencia en la variación porcentual del momento resistente a flexión en la fluencia del acero.

Tabla 5.8 Resistencia máxima a flexión experimental y teórico

Especimen	Momento de Fluencia		Variación del momento de fluencia	Momento Último		Variación del momento último
	M_f	ΦM_f		M_u	ΦM_n	
	[kN.m] Experimental	[kN.m] Teórico	[kN.m] Experimental	[kN.m] Teórico		
VM-01 ^A	44.88	49.44	-9.22%	55.58	79.35	-29.96%
VM-01 ^B	56.44	49.44	14.16%	61.80	79.35	-22.12%
VM-02 ^A	91.48	114.63	-20.19%	113.14	147.55	-23.32%
VM-02 ^B	55.34	49.39	12.04%	65.54	79.25	-17.30%
VM-03 ^A	91.58	114.30	-19.88%	120.90	147.92	-18.27%
VM-03 ^B	53.22	43.10	23.48%	56.00	72.86	-23.14%
VM-04 ^A	135.20	155.47	-13.04%	167.34	188.92	-11.42%
VM-04 ^B	46.94	53.07	-11.55%	77.00	83.17	-7.41%
VE-C ^A	81.4	77.16	5.50%	94.80	79.50	19.25%
VE-C ^B	86.8	77.16	12.49%	105.20	79.50	32.33%
VE-01 ^A	86.6	95.23	-9.06%	96.60	112.57	-14.19%
VE-01 ^B	91.4	95.23	-4.02%	102.00	112.57	-9.39%
VE-02 ^A	111	137.89	-19.50%	126.40	147.05	-14.04%
VE-02 ^B	88.4	107.26	-17.58%	103.80	115.15	-9.86%
VE-03 ^A	117.8	134.67	-12.53%	129.00	151.80	-15.02%
VE-03 ^B	96.2	95.6	0.63%	107.20	112.73	-4.91%
			+/- 12.80%			+/- 16.99%

^A Lado A del espécimen

^B Lado B del espécimen

Tabla 5.9 Momentos resistentes a flexión de los especímenes agrupados

Grupo	Especímen	Momento de fluencia [kN.m]	Variación Porcentual	Momento último [kN.m]	Variación Porcentual
1	VE-C ^{A,*}	81.40		94.80	
	VE-01 ^A	86.60	6.4%	96.60	1.9%
	VM-02 ^A	91.48	12.4%	113.14	19.3%
	VM-03 ^A	91.58	12.5%	120.90	27.5%
2	VE-03 ^{A,*}	117.80		129.00	
	VM-04 ^A	135.20	14.8%	167.34	29.7%
	VE-02 ^A	111.00	-5.8%	126.40	-2.0%
3	VM-01 ^{A,*}	44.88		55.58	
	VE-01 ^A	86.60	93.0%	96.60	73.8%
	VE-03 ^A	117.80	162.5%	129.00	132.1%
4	VM-02 ^{A,*}	91.48		113.14	
	VM-04 ^A	135.20	47.8%	167.34	47.9%
5	VM-03 ^{A,*}	91.58		120.90	
	VE-02 ^A	111.00	21.2%	126.40	4.5%

A Lado A del espécimen

* Especímen de referencia

Momento resistente a flexión último

En el G-1, los especímenes con cuantías de acero de iguales ($\rho_s=0.38\%$) y cuantías de FRP distintas ($\rho_{FRP}=0.30\%$, 0.60% y 0.90%), mostraron un incremento del momento resistente de 1.9%, 17.3% y 27.5%. En el G-2, los especímenes con cuantías de acero iguales ($\rho_s=0.87\%$) y cuantías de FRP distintas ($\rho_{FRP}=0.30\%$, 0.60% y 0.90%) mostraron un incremento del momento resistente de 29.7%.

En el G-3, los especímenes con igual cuantía de FRP ($\rho_{FRP}=0.30\%$) y con cuantías de acero distintas ($\rho_s=0.38\%$, 0.87% y 1.42%) mostraron un incremento del momento resistente del 73.8% y 132.1%. En el G-4, los especímenes con igual cuantía de FRP ($\rho_{FRP}=0.60\%$) y con cuantías de acero distintas ($\rho_s=0.87$ y 1.42%) mostraron un incremento del momento resistente del 47.9%. En el G-5, los especímenes con igual cuantía de FRP ($\rho_{FRP}=0.90\%$) y con cuantías de acero distintas ($\rho_s=0.87$ y 1.42%) mostraron un incremento del momento resistente del 4.5%.

Como se observa para los especímenes con cuantías de acero iguales y con cuantías de CFRP distintas (G-1 y G-2), la variación porcentual mínima es 1.9% y la variación porcentual

máxima es 29.7%. Por otro lado, los especímenes con cuantías de acero distintas y con cuantía de CFRP iguales (G3, G-4 y G-5), la variación porcentual mínima fue 47.9% y la máxima fue 132.1%. Como se observa, la cuantía de acero tiene mayor incidencia en la variación porcentual del momento resistente a flexión en la fluencia del acero.

Como se muestra en la Tabla 5.9, el espécimen VE-02 mostró un comportamiento diferente a lo esperado, por ende, no está considerado en el análisis comparativo.

5.4.2 Ductilidad de curvatura

En la Fig. 5.4 se muestran los diagramas momento curvatura experimentales y teórico. Los diagramas MC de las vigas VM fueron elaborados con la metodología presentada en el capítulo 3, a partir de las deformaciones unitarias del concreto.

Al igual que las curvas *carga-deformación*, los diagramas MC teóricos de las vigas VE presentaron un comportamiento más dúctil que los experimentales, dado que las vigas fueron sometidas a desplazamientos menores a los máximos. En la Tabla 5.10, se muestra que las vigas VM presentaron ductilidades teóricas menores a las ductilidades experimentales, debido a que el concreto llegó a deformaciones últimas de más de 0.03 cuando en el cálculo teórico con el modelo de Hognestad se estimó $\varepsilon_{cu} = 0.01$.

La diferencia entre los diagramas MC teóricos y experimentales, se debe a que los resultados experimentados son resultado de la medición en una longitud de 350 mm desde la base de la viga mientras que el análisis teórico fue realizado en una sola sección. En general, la tendencia es que el momento máximo nominal teórico y de fluencia es mayor que el real.

Tabla 5.10 Momentos y curvaturas en el estado de fluencia y último

Especimen	Curvatura de Fluencia		Curvatura Ultima		Ductilidad
	Φ_f	Φ_f	Φ_u	Φ_u	μ_c
	x10-3[1/m] Experimental	[1/m] Teórico	[1/m] Experimental	[1/m] Teórico	[1/m] Experimental
VM-01A	0.0230	0.0084	0.2020	0.1921	8.78
VM-01B	0.0181	0.0084	0.2114	0.1921	11.68
VM-02A	0.0207	0.0095	0.2055	0.1239	9.95
VM-02B	0.0130	0.0083	0.2386	0.2120	18.31
VM-03A	0.0197	0.0097	0.1886	0.1071	9.59
VM-03B	0.0206	0.0083	0.2243	0.2038	10.89
VM-04A	0.0343	0.0100	0.1600	0.1070	4.67
VM-04B	0.0238	0.0080	0.1600	0.2020	6.72

μ_c = Ductilidad de curvatura

^A Lado A del espécimen

^B Lado B del espécimen

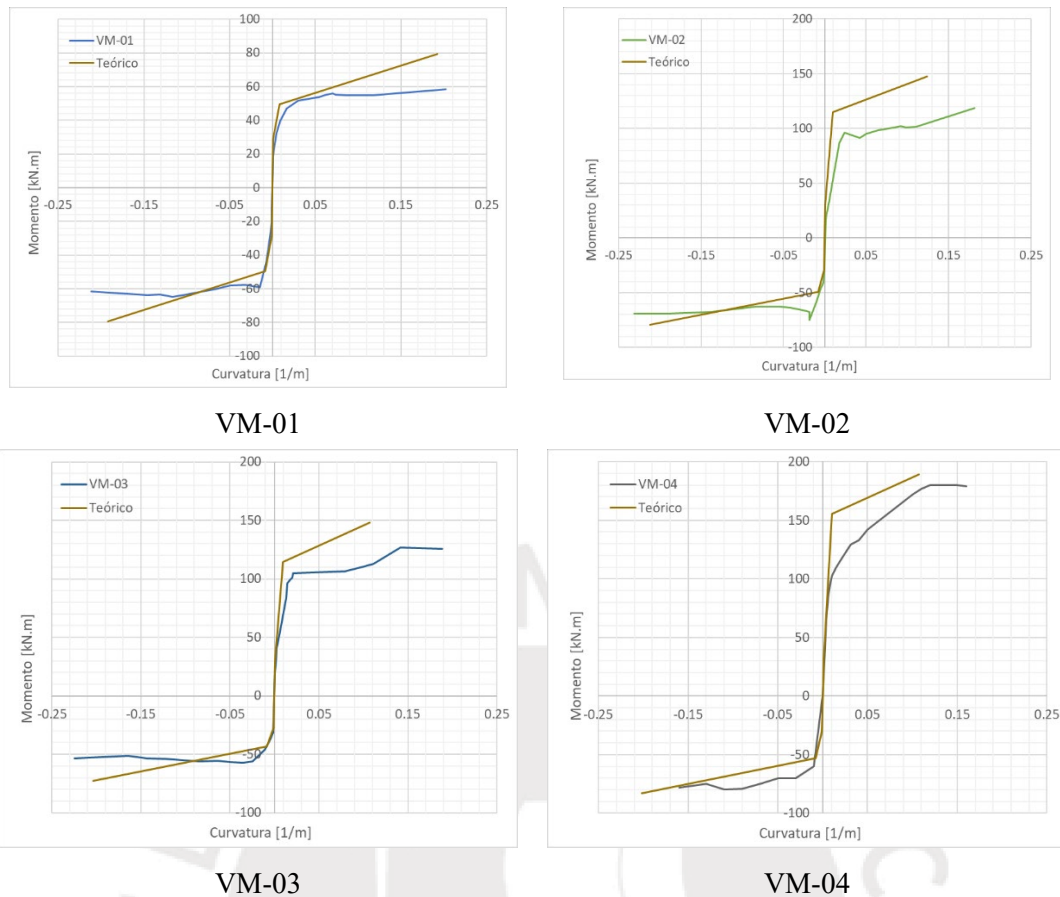


Figura 5.4 Diagrama momento-curvatura experimental y teórico

5.5 Modos de falla

La Tabla 5.11 muestra la metodología utilizada por Bazán (2015) para predecir el modo de falla. De acuerdo a los resultados, la falla esperada fue la delaminación o rotura del sistema FRP, sin embargo, el modo de falla experimental se debió a la fluencia del acero seguido del aplastamiento del concreto.

Tabla 5.11 Determinación del modo de falla

	B.T.	ρ_f (%)	$0.9 \cdot \epsilon_{fu}$ (%)	ϵ_{fd} (%)	$(1.3\epsilon_{fd}; 0.9\epsilon_{fu})$ (%)	ρ_{fb} (%)	$\rho_{fb.C}$ (%) (%)	Modo de falla esperado	Modo de falla experimental
VM-01	SI	0.30	0.90	0.80	0.90	1.70	5.10	A	C
VM-02	SI	0.60	0.90	0.60	0.78	2.50	4.70	B	C
VM-03	SI	0.90	0.90	0.50	0.65	3.30	4.70	B	C
VM-04	SI	0.60	0.90	0.60	0.78	2.20	4.40	B	C

B.T.: Bandas transversales

En las Figs. 5.5, 5.6, 5.7 y 5.8 se muestran las fisuras de los especímenes, como se describe a continuación:

- Viga VM-01: Dos grietas profundas en la zona de empotramiento, una grieta mediana a 400 mm y cinco grietas menores en el centro del espécimen.
- Viga VM-02: Dos grietas de ancho profundo en la zona de empotramiento, una grieta mediana a 300 mm y seis grietas menores en el centro del espécimen.
- Viga VM-03: Una grieta de ancho profunda en la zona de empotramiento y cinco grietas menores en el centro del espécimen.
- Viga VM-04: Una grieta de ancho profunda en la zona de empotramiento, dos grietas medianas a 300 y 400 mm, y cinco grietas menores en el centro del espécimen.

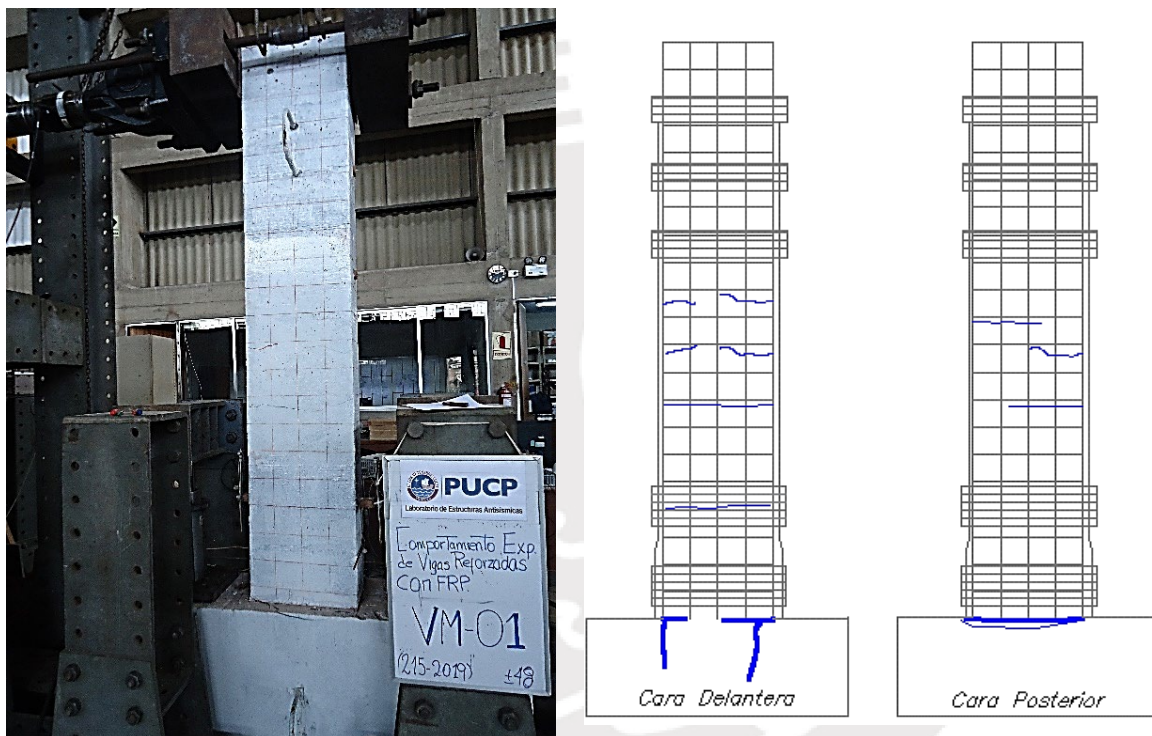


Figura 5.5 Mapa de fisuras de la viga VM-01

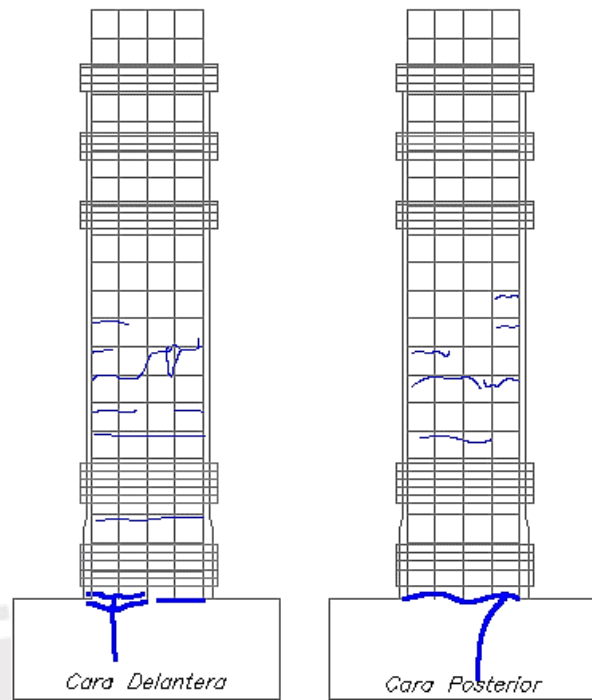


Figura 5.6 Mapa de fisuras de la viga VM-02

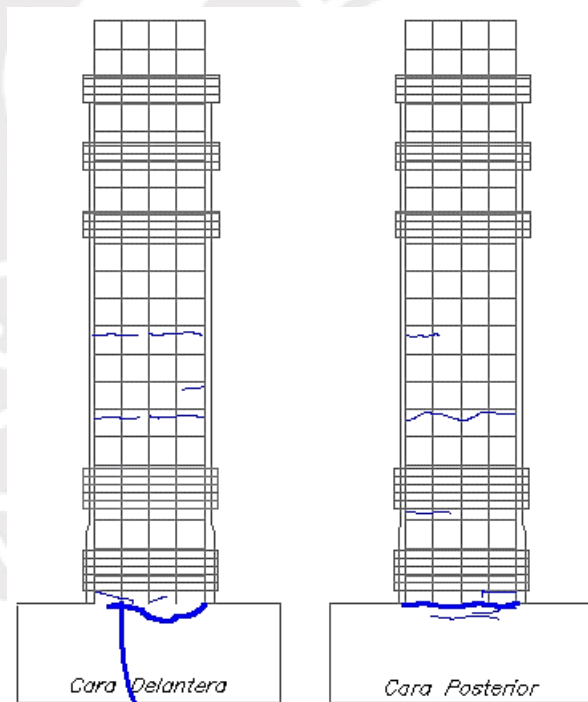


Figura 5.7 Mapa de fisuras de la viga VM-03

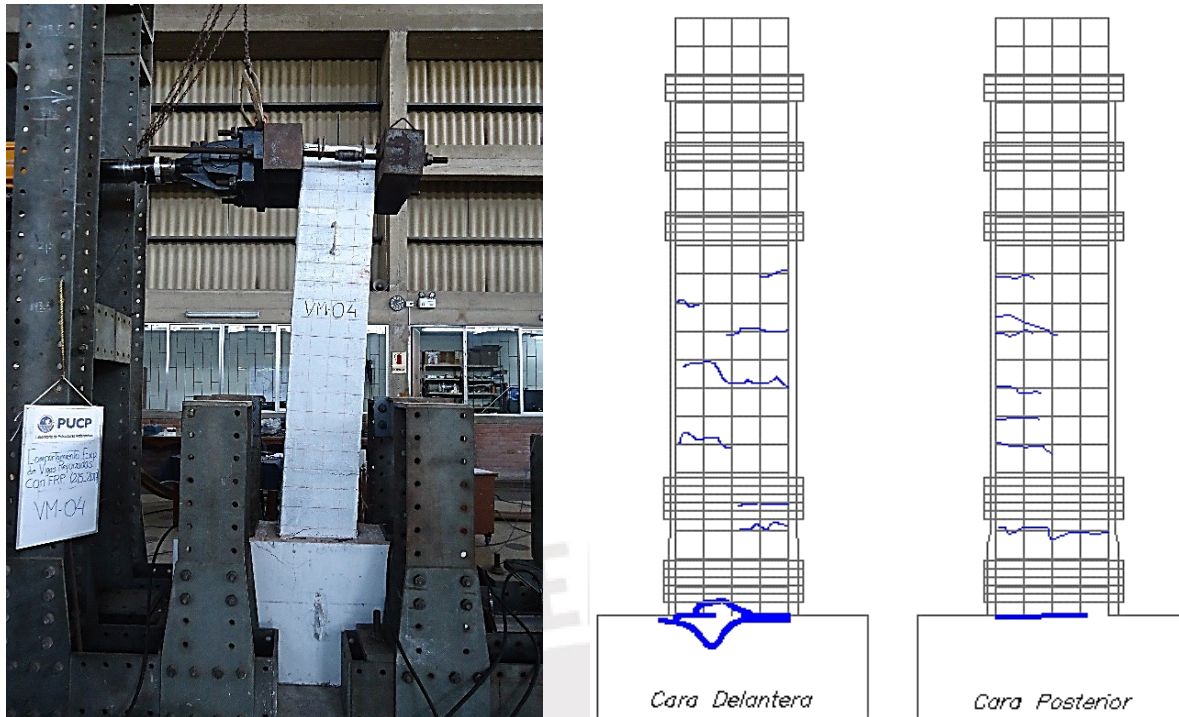


Figura 5.8 Mapeo de fisuras de la viga VM-04

5.6 Longitud de rótula plástica

Las zonas de agrietamiento antes descritas corresponden a las longitudes de rótula plástica. En la Tabla 5.12, se muestra las longitudes de rótulas plásticas teóricas según lo presentado en el acápite 3.7

Tabla 5.12 Longitud de rótulas plásticas para vigas VM

Criterio	VM-01	VM-02	VM-03	VM-04
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Priestley & Park (1987)	244.20	225.00	225.00	259.56
Paulay & Priestley (1922)	296.52	264.14	264.14	322.43
Berry (2006)	105.00	105.00	105.00	105.00
Biskinis & Fardis (2013)	220.00	220.00	220.00	220.00
JRA (2002)	380.00	380.00	380.00	380.00
SNZ (2006)	340.00	340.00	340.00	340.00
Gu et al. (2012)	296.52	264.14	264.14	322.43

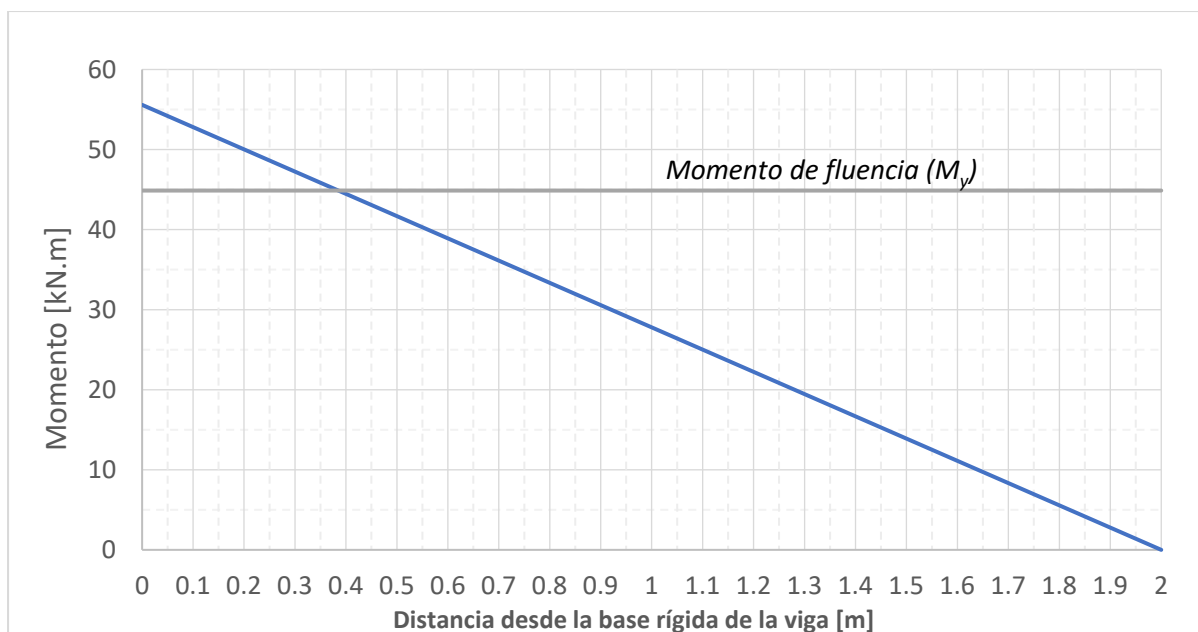


Figura 5.9 Diagrama de momento flector de viga VM01

En la Fig. 5.9, se observa el diagrama de momento flector del espécimen representado con una línea azul y el momento de fluencia con una línea gris y se muestra que desde la zona del empotramiento hasta una longitud de 380 mm ($1.06 d$), las secciones alcanzaron la fluencia del acero en tracción de la sección. Entonces la longitud de la rótula plástica obtenida gráficamente es 380 mm.

La estimación de la longitud de rótula plástica con las expresiones teóricas da una buena aproximación incluso para vigas reforzadas con CFRP. Teóricamente se obtuvo un valor mínimo de $0.29 d$ con la expresión de Berry (2006) y un valor máximo de $1.06 d$ con la expresión de JRA (2002); de acuerdo a los resultados gráficos el valor teórico más aproximado de la zona potencial de la rótula plástica es 380 mm. Es importante notar que finalmente en ningún caso se consideró el efecto del confinamiento del CFRP debido a la forma cuadrada angular de la sección de la viga.

La variación de los resultados teóricos es amplia, sin embargo, todos se encuentran en la zona confinada con CFRP ($1.4 d$). Como se ve en el mapeo de fisuras de las Figs. 5.5 a 5.8, las fisuras más importantes en las vigas se dieron muy cerca de la zona de empotramiento y en las zonas sin refuerzo transversal de CFRP. Podemos deducir que debido a la presencia del refuerzo transversal externo no se pudieron formar fisuras más profundas en la rótula plástica.

CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La presente tesis tuvo como objetivo conocer el comportamiento sísmico de estructuras reforzadas externamente mediante la evaluación experimental de cuatro vigas de CA reforzadas a flexión con bandas de CFRP sometidas a acciones cíclicas y los resultados experimentales de cuatro vigas de CA similares estudiadas por Samaniego (2021). Además, las ocho vigas fueron reforzadas transversalmente en los extremos y con anclajes en la zona de empotramiento con la finalidad de evaluar la efectividad del sistema de anclaje de CFRP para evitar la delaminación. De esta manera, se desprenden las siguientes conclusiones agrupadas en categorías:

A cerca de la resistencia a flexión

1. En los ocho especímenes ensayados (VM y VE) se obtuvo que el momento flector máximo experimental presentó una variación promedio de -17% con respecto al momento flector teórico.
2. Los especímenes con cuantías de acero iguales (ρ_s) y cuantías de CFRP (ρ_f) distintas (grupos G-1 y G-2), obtuvieron momentos flectores máximos experimentales con una variación mínima del orden de 7.3% y una variación máxima del orden de 34.3%.
3. Los especímenes con cuantías de acero distintas (ρ_s) y cuantías de CFRP (ρ_f) iguales (grupos G-3, G-4 y G-5), obtuvieron momentos flectores máximos experimentales con una variación mínima del orden de 47.9% y una variación máxima del orden de 132.1%.

A cerca de la ductilidad de desplazamiento

4. El espécimen V-CONTROL ($\rho_s=0.86\%$) alcanzó una ductilidad de desplazamiento igual a $\mu = 3.6$, y cuando se reforzó con una capa de CFRP (VE-01) la ductilidad disminuyó 23%. El espécimen VM-01 ($\rho_s=0.38\%$) con una capa de CFRP, presentó una ductilidad de $\mu = 5.33$, y fue el único espécimen con ductilidad superior a la de la V-CONTROL.
5. La ductilidad de desplazamiento del espécimen con cuantía de acero igual a $\rho_s=0.87\%$ y con cuantía de CFRP $\rho_f = 0.90\%$ (VM-03) disminuyó 36% respecto al espécimen con $\rho_f=0.60\%$ (VM-02).

6. La ductilidad de desplazamiento del espécimen con cuantía de CFRP igual a $\rho_f=0.60\%$ y con cuantía de acero $\rho_s=1.42\%$ (VM-04) disminuyó 48% respecto al espécimen con $\rho_s=0.87\%$ (VM-02).

A cerca de la rigidez elástica

7. La rigidez elástica de los especímenes con cuantía de acero igual a $\rho_s=0.87\%$ y con cuantías de CFRP $\rho_f = 0.30 \%$, 0.60% y 0.90% (VE-01, VM-02 y VM-03, respectivamente) se incrementó 12%, 15% y 26% respecto al espécimen sin refuerzo externo (VE-C).
8. La rigidez elástica del espécimen con cuantía de acero igual a $\rho_s=1.42\%$ y con cuantía de CFRP $\rho_f = 0.60\%$ (VM-04) se incrementó 26% respecto al espécimen con $\rho_f = 0.30 \%$ (VE-02).
9. La rigidez elástica de los especímenes con cuantía de CFRP igual a $\rho_f = 0.30 \%$ y con cuantías de acero $\rho_s = 0.87\%$ y 1.42% (VE-01 y VE-03, respectivamente) se incrementó 30% y 70% respecto al espécimen con $\rho_s=0.38\%$ (VM-01), respectivamente.
10. La rigidez elástica del espécimen con cuantía de CFRP igual a $\rho_f = 0.60 \%$, y con cuantía de acero $\rho_s=0.87\%$ (VM-04) se incrementó 60% respecto al espécimen con $\rho_s=0.38\%$ (VM-02).

A cerca de la energía disipada

11. La energía disipada en los especímenes con cuantía de acero igual a $\rho_s=0.87\%$ y con cuantías de CFRP $\rho_f = 0.60\%$ y 0.90% (VM-02 y VM-03, respectivamente), se incrementó en 44% y 27% con respecto al espécimen con $\rho_f = 0.00\%$ (V-CONTROL).
12. La energía disipada en los especímenes con cuantía de CFRP igual a $\rho_f = 0.30\%$ y con cuantías de acero $\rho_s = 0.87\%$ y 1.42% (VE-01 y VE-03, respectivamente), se incrementó en 50% y 32% con respecto al espécimen con $\rho_s = 0.33\%$ (VM-01).

A cerca de los modos de falla

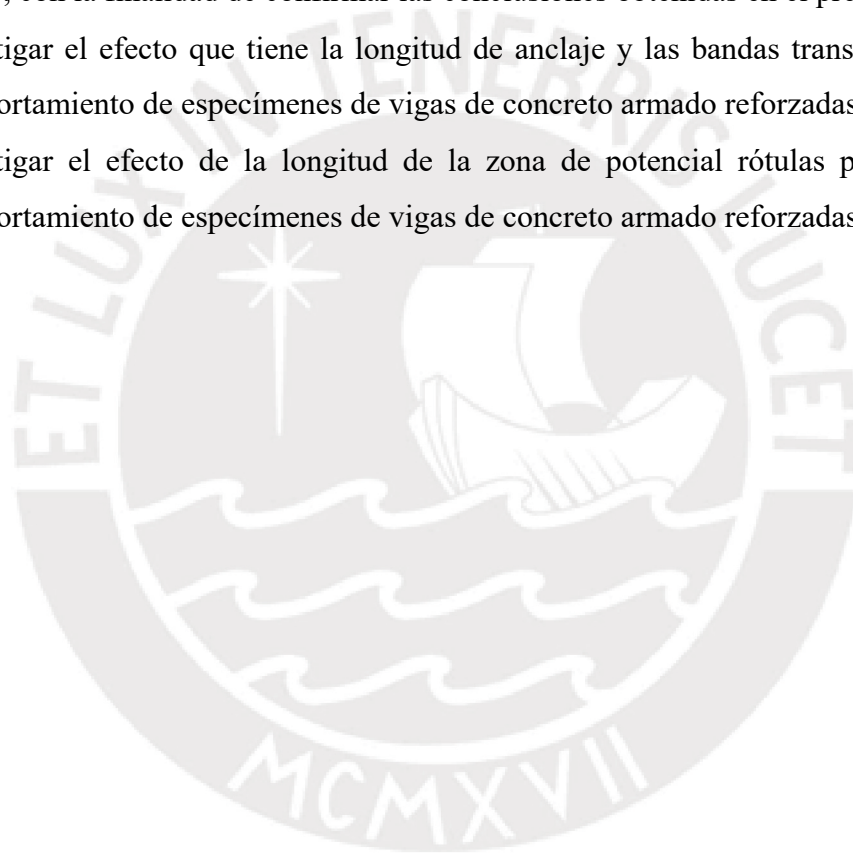
13. Las bandas transversales en los extremos y la longitud de anclaje empleada (h_{ef}) evitaron fallas por delaminación, debido a que sobrevino el aplastamiento del concreto después de alcanzarse la fluencia del acero (comportamiento dúctil).

14. Se determinó gráficamente que la longitud de la zona potencial de rótulas plásticas fue de 380 mm valor que coincide con la propuesta de JRA (2002).
15. La zona potencial de rótula plástica detectada visualmente (zona agrietada) se concentró en la zona de momento flector máximo debido al confinamiento de las bandas transversales de CFRP (500 mm) en la zona de la rótula plástica (380 mm).

RECOMENDACIONES

A partir de la presente investigación, se proponen las siguientes recomendaciones:

- Ampliar la cantidad de especímenes de vigas de concreto armado reforzadas con CFRP, con la finalidad de confirmar las conclusiones obtenidas en el presente estudio.
- Investigar el efecto que tiene la longitud de anclaje y las bandas transversales en el comportamiento de especímenes de vigas de concreto armado reforzadas con CFRP.
- Investigar el efecto de la longitud de la zona de potencial rótulas plásticas en el comportamiento de especímenes de vigas de concreto armado reforzadas con CFRP.



REFERENCIAS

- ACI 318. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*.
- ACI 440.2R. (2017). *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*.
- ACI 440R-96. (1996). *State-of-the-art report on fiber reinforced plastic (FRP) reinforcement for concrete structures*. 96(Reapproved), 1–68.
- Adimi, M. R., Rahman, A. H., & Benmokrane, B. (2000). New Method for Testing Fiber - Reinforced Polymer Rods Under Fatigue. *Journal of Composites for Construction* 4(November), 206–213. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2000\)4:4\(206\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2000)4:4(206))
- Bazan, J. L. (2015). *Estudio experimental y numérico del comportamiento a flexión de vigas de concreto armado reforzadas con bandas de FRP (Tesis de maestría)*. Universidad Nacional de Ingeniería. Sección de Postgrado.
- Bazan, J. L., & Fernandez-Davila G., V. . (2015). *Comportamiento experimental de vigas de concreto armado reforzadas con bandas de FRP* (Vol. 5).
- Bazan, J. L., & Fernandez-Davila, V. I. (2016). Modelo numérico para estimar la respuesta a flexión de vigas de concreto armado externamente reforzadas con FRP. *XXXVII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*.
- Bazan, J. L., & Fernandez-Davila, V. I. (2017). An application of frp system for the flexural seismic retrofit of reinforced concrete beams. *16th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Bazan, J. L., & Fernandez-Davila, V. I. (2019). Evaluación de la sobrerresistencia a la flexión de vigas de concreto armado reforzadas con bandas FRP. *XII Chilean Conference on Seismology and Earthquake Engineering ACHISINA2019, 1*, 1–8.
- Bazan, J. L., & Fernandez-Davila, V. I. (2020). Evaluation of the experimental curvature ductility of RC beams externally strengthened with CFRP bands. *Structures*, 26(April), 1010–1020. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.04.030>
- Bazan, J. L., Samaniego, J. D., & Fernandez-Davila, V. I. (2020). Uso de anclajes FRP en vigas de concreto armado reforzados externamente con bandas CFRP sometidas a cargas cíclicas. *Revista Ingeniería, San José, Costa Rica*, 30(2), 77–94. <https://doi.org/10.15517/ri.v30i2.39806>
- Berry, M. P. (2006). Performance modeling strategies for modern reinforced concrete bridge columns. Ph. D thesis, Univ. of Washington, Seattle

- Binici, B., Ozcebe, G., & Ozcelik, R. (2007). Analysis and design of FRP composites for seismic retrofit of infill walls in reinforced concrete frames. *Composites Part B: Engineering*, 38(5–6), 575–583. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2006.08.007>
- Binici, B. (2008). Design of FRPs in circular bridge column retrofits for ductility enhancement. *Engineering Structures*, 30(3), 766–776
- Biskinis, D., and Fardis, M. N. (2010). Flexure-controlled ultimate deformations of members with continuous or lap-spliced bars. *Structural Concrete*, 11(2), 93–108.
- Bizindavyi, L., Neale, K. W., & Erki, M. A. (2003). Experimental Investigation of Bonded Fiber Reinforced Polymer-Concrete Joints under Cyclic Loading. *Journal of Composites for Construction*, 7(2), 127–134. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268\(2003\)7:2\(127\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0268(2003)7:2(127))
- Blaschko, M. (2001). Anchoring device for FRP strips. In J. G. Teng (Ed.), *Proceedings of the International conference on FRP composites in Civil Engineering* (pp. 1255–1262).
- Ceroni, F., Pecce, M., Matthys, S., & Taerwe, L. (2008). Debonding strength and anchorage devices for reinforced concrete elements strengthened with FRP sheets. *Composites Part B: Engineering*, 39(3), 429–441. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2007.05.002>
- Charalambidi, B. G., Rousakis, T. C., & Karabinis, A. I. (2016). Fatigue Behavior of Large-Scale Reinforced Concrete Beams Strengthened in Flexure with Fiber-Reinforced Polymer Laminates. *Journal of Composites for Construction*, 20(5), 04016035. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000689](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000689)
- El-Tawil, S., & Deierlein, G. G. (2001). Nonlinear analysis of mixed steel-concrete frames II: Implementation and verification. *Structural Engineering*, 127(6), 656–665.
- Elmenschawi, A., & Brown, T. (2010). Hysteretic energy and damping capacity of flexural elements constructed with different concrete strengths. *Engineering Structures*, 32(1), 297–305. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.09.016>
- Elsanadedy, H. M., and Haroun, M. A. (2005). Seismic design guidelines for squat composite-jacketed circular and rectangular reinforced concrete bridge columns. *ACI Struct. J.*, 102(4), 505–514.
- Eshwar, N., Ibell, T. J., & Nanni, A. (2005). Effectiveness of CFRP strengthening on curved soffit RC beams. *Advances in Structural Engineering*, 8(1), 55–68. <https://doi.org/10.1260/1369433053749607>
- Federation Internationale du Beton. (2010). Bulletin 65/66, fib Model Code, Lausanne, Switzerland.
- FEMA 461. (2007). *Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components* (Issue June).

- Ganesan, N., Indira, P. V., & Sabeena, M. V. (2014). Behaviour of hybrid fibre reinforced concrete beam – column joints under reverse cyclic loads. *Materials and Design*, 54, 686–693. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2013.08.076>
- GangaRao, H. V. S., & V.Vijay., P. (1998). Bending Behavior of Concrete Beams. *Journal of Structural Engineering*, 6(January), 3–10.
- Grelle, S. V., & Sneed, L. H. (2013). Review of Anchorage Systems for Externally Bonded FRP Laminates. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 7(1), 17–33. <https://doi.org/10.1007/s40069-013-0029-0>
- Gu, D. S., Wu, Y. F., Wu, G., and Wu, Z. S. (2012). Plastic hinge analysis of FRP confined circular concrete columns. *Construction Building Material*, 27(1), 223–233.
- Gulkan, P., & Sozen, M. (1974). Inelastic responses of reinforced concrete structure to earthquake motions. *Proceedings*, 71, 604–610.
- Harmesen, T. E. (2005). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado* (Fondo Editorial PUCP (ed.)).
- Heffernan, P. J., & Erki, M. A. (2004). Fatigue Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Plastic Laminates. *Journal of Composites for Construction*, 8(2), 132–140. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268\(2004\)8:2\(132\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0268(2004)8:2(132))
- Hognestad, E. (1951). Study of combined beding and axial load in reinforced concrete members. *University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering. Engineering Experiment Station.*
- Hull, D. (1987). *Materiales Compuestos*. Reverté
- JRA. (2002). Specifications for highway bridges- Part V Seismic design. *Tokyo: Japan Road Association.*
- Jones, S. C., & Civjan, S. A. (2003). Application of fiber reinforced polymer overlays to extend steel fatigue life. *Journal of Composites for Construction*, 7(4), 331–338. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2003\)7:4\(331\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2003)7:4(331))
- Kachlakev, D. I., Green, B. K., & Barnes, W. A. (2000). *Behavior of concrete specimens reinforced with composite materials-laboratory study* [Reporte N° FHWA-OR-RD-00-10]. http://www.oregon.gov/ODOT/COMM/docs/budgetbooklet_11-13.pdf
- Kachlakev, D. I., & McCurry, D. D. (2000). *Testing of full-size reinforced concrete beams strengthened with FRP composites: Experimental results and design methods verification* (No. FHWA-OR-RD-00-19). Oregon. Dept. of Geology and Mineral Industries.
- Kalfat, R., Al-Mahaidi, R., & Smith, S. T. (2013). Anchorage devices used to improve the performance of reinforced concrete beams retrofitted with FRP composites: State-of-the-

- art review. *Journal of Composites for Construction*, 17(1), 14–33.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000276](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000276)
- Katsumata, H., Kobatake, Y., & Takeda, T. (1988). A Study on Strengthening With Carbon Fiber for Earthquake-Resistant Capacity of Existing Reinforced Concrete Columns. *Ninth World Conference on Earthquake Engineering*.
- Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Estructural Division*, 97, 1969–1990.
- Khan, A. U. R., & Fareed, S. (2014). Behaviour of Reinforced Concrete Beams Strengthened by CFRP Wraps with and without end anchorages. *Procedia Engineering*, 77, 123–130.
<https://doi.org/10.1016/j.proeng.2014.07.011>
- Kim, N., Hee Kim, Y., & Sun Kim, H. (2013). Experimental Study for Evaluating Structural Behavior of RC Beams Strengthened by Different Width of FRP Layers. *International Journal of Engineering and Technology*, 5(6), 662–665.
<https://doi.org/10.7763/ijet.2013.v5.637>
- Kim, S. J., & Smith, S. T. (2010). Pullout strength models for FRP anchors in uncracked concrete. *Journal of Composites for Construction*, 14(4), 406–414.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000097](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000097)
- Koutas, L., & Triantafillou, T. C. (2013). Use of anchors in shear strengthening of reinforced concrete T-beams with FRP. *Journal of Composites for Construction*, 17(1), 101–107.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000316](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000316)
- Lam, L., & Teng, J. G. (2001). Strength of RC Cantilever Slabs Bonded with GFRP Strips. *Journal of Composites for Construction*, NOVEMBER, 221–227.
[https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2001\)5:4\(221\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2001)5:4(221))
- Mahal, M., Blanksvärd, T., & Täljsten, B. (2013). Examination at a material and structural level of the fatigue life of beams strengthened with mineral or epoxy bonded FRPs: The state of the art. *Advances in Structural Engineering*, 16(7), 1311–1327.
<https://doi.org/10.1260/1369-4332.16.7.1311>
- Mahal, M., Täljsten, B., & Blanksvärd, T. (2016). Experimental performance of RC beams strengthened with FRP materials under monotonic and fatigue loads. *Construction and Building Materials*, 122, 126–139. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.06.060>
- Mashrei, M. A., Makki, J. S., & Sultan, A. A. (2019). Flexural strengthening of reinforced concrete beams using carbon fiber reinforced polymer (CFRP) sheets with grooves. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 16(4). <https://doi.org/10.1590/1679-78255514>

- Mayugo M., J. (2003). *Estudio constitutivo de materiales compuestos laminados sometidos a cargas cíclicas*. UPC.
- Meier, U. (1987). Bridge repair with high performance composite materials. *Material Und Technik*, 4(August), 125–128. <http://libra.msra.cn/Publication/2795762/bridge-repair-with-high-performance-composite-materials>
- Miravete, A. (1995). *Los nuevos materiales en la construcción* (Reverté (ed.); Segunda Ed).
- Mostofinejad, D., & Khozaei, K. (2015). Effect of GM patterns on ductility and debonding control of FRP sheets in RC strengthened beams. *Construction and Building Materials*, 93, 110–120. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.062>
- Mukherjee, A., & Joshi, M. (2005). FRPC reinforced concrete beam-column joints under cyclic excitation. *Composite Structures*, 70(2), 185–199.
- Nmai, C. K., & Darwin, D. (1984). *Cyclic Behavior of Lightly Reinforced Concrete Beams*. University of Kansas Center for Research, Inc.
- O'Brien, T. K. (1985). Analysis of local delaminations and their influence on composite laminate behavior. In *Delamination and debonding of materials*. ASTM International.
- Obaidat, Y. T., Haddad, R. H., & Abdulwahab, M. A. (2018). Innovative strengthening schemes of concrete cantilever beams using CFRP sheets: End anchorage effect. *Construction and Building Materials*, 190, 1215–1225.
- Oh, H. S., & Sim, J. (2004). Interface debonding failure in beams strengthened with externally bonded GFRP. *Composite Interfaces*, 11(1), 25–42. <https://doi.org/10.1163/156855404322681037>
- Okeil, A. M., Bingol, Y., & Alkhrdaji, T. (2007). Analyzing model uncertainties for concrete beams flexurally strengthened with FRP laminates. *Proceedings of the Transportation Research Board 86th Annual Meeting*.
- Orton, S. L., Jirsa, J. O., & Bayrak, O. (2008). Design considerations of carbon fiber anchors. *Journal of Composites for Construction*, 12(6), 608–616. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2008\)12:6\(608\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2008)12:6(608))
- Ottazzi, G. (2004). *Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Ozbakkaloglu, T., and Saatcioglu, M. (2006). Seismic behavior of high-strength concrete columns confined by fiber-reinforced polymer tubes. *J. Compos. Constr.*, 10.1061/(ASCE)1090-0268(2006)10:6 (538), 538–549.
- Parish, G. C., Parish, G. C., & Virginia, W. (2008). *CFRP repair of concrete beams aged by accelerated corrosion* *CFRP Repair of Concrete Beams Aged By Accelerated Corrosion*

Department of Civil and Environmental Engineering.

- Park, Ang, & Wen. (1984). *Seismic damage analysis and damage-limiting design of R.C. buildings.*
- Park, R., & Paulay, T. (1988). *Estructuras de concreto reforzado* (Limusa S.A. (ed.)).
- Paulay, T., and Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, Wiley, New York.
- Pham, H. B., & Al-Mahaidi, R. (2006). Prediction models for debonding failure loads of carbon fiber reinforced polymer retrofitted reinforced concrete beams. *Journal of Composites for Construction*, 10(1), 48–59. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2006\)10:1\(48\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2006)10:1(48))
- Prota, A., Manfredi, G., Balsamo, a., Nanni, A., & Cosenza, E. (2005). Innovative technique for seismic upgrade of RC square columns. *Proceedings of the 7th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures - FRPRCS-7*, 1289–1304.
- Priestley, M. J. N., and Park, R. (1987). Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading. *ACI Struct. J.*, 84(1), 61–67.
- Rashid, M. A., & Mansur, M. A. (2005). *Reinforced High-Strength Concrete Beams in Flexure*. 102.
- Samaniego, J. D. (2021). *Análisis experimental del comportamiento de vigas de concreto armado reforzadas con bandas CFRP bajo acciones cíclicas en reversa “Quasi-Estática” (Tesis de maestría)*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Programa de Maestría de Ingeniería Civil.
- Seliem, H. M., Sumner, E. A., Seracino, R., & Smith, S. T. (2008). Field testing of RC slabs with openings strengthened with CFRP. *Proceedings of the 4th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, CICE 2008*.
- Shahawy, M. A., Arockiasamy, M., Beitelman, T., & Sowrirajan, R. (1996). Reinforced concrete rectangular beams strengthened with CFRP laminates. *Composites Part B: Engineering*, 27(3–4), 225–233. [https://doi.org/10.1016/1359-8368\(95\)00044-5](https://doi.org/10.1016/1359-8368(95)00044-5)
- Shaheen, H., Elrakib, T., Shaaban, I., & Abdelrahman, A. (2003). Behaviour of rectangular RC columns retrofitted by fibre reinforced polymers under axial and cyclic loading. *Role of Concrete Bridges in Sustainable Development - Proceedings of the International Symposium - Celebrating Concrete: People and Practice, September 2003*, 339–348. <https://doi.org/10.1680/rocbsd.32484.0031>
- Shannag, M. J., Abu-dyya, N., & Abu-farsakh, G. (2005). *Lateral load response of high*

- performance fiber reinforced concrete beam – column joints*. 19, 500–508.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.01.007>
- Smith, Scott T., Hu, S., Kim, S. J., & Seracino, R. (2011). FRP-strengthened RC slabs anchored with FRP anchors. *Engineering Structures*, 33(4), 1075–1087.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.11.018>
- SNZ. (2006). Concrete Structure Standard, Part 1 - The Design of Concrete Structures (NZS 3101: Part 1: 2006). *Wellington: Standards New Zealand*.
- Spadea, G., Bencardino, F., & Swamy, R. N. (1998). Structural behavior of composite RC beams with externally bonded CFRP. *Journal of Composites for Construction*, 2(3), 132–137. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(1998\)2:3\(132\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(1998)2:3(132))
- Stupenengo, F. (2011). Materiales Compuestos. In *Materiales y materias primas* (pp. 13–14).
- Tan, K. H., & Patoary, M. K. H. (2004). Using Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement. *Journal of Composites for Construction*, February, 79–87.
- Teng, J. G., Smith, S. T., Yao, J., & Chen, J. F. (2003). *Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs*. 17(03), 447–462. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(03\)00043-6](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(03)00043-6)
- Triantafyllou, G. G., Rousakis, T. C., & Karabinis, A. I. (2017). Corroded RC beams patch repaired and strengthened in flexure with fiber-reinforced polymer laminates. *Composites Part B: Engineering*, 112, 125–136.
<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2016.12.032>
- Wei, Y. Y., & Wu, Y. F. (2012). Unified stress–strain model of concrete for FRP-confined columns. *Construction and Building Materials*, 26(1), 381–392.
- Yalim, B., Kalayci, A. S., & Mirmiran, A. (2009). Performance of FRP-strengthened RC beams with surface out-of-flatness. *Advances in Structural Engineering*, 12(2), 241–255.
<https://doi.org/10.1260/136943309788251623>

ANEXO A. INFORME DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE CUATRO VIGAS DE CONCRETO ARMADO

En la Tabla A.1 se muestra la cantidad de acero utilizado para armar la estructura de refuerzo de acuerdo a los planos estructurales elaborados por el tesista y se llevaron 03 probetas de acero al laboratorio de estructuras de la PUCP, con el fin de determinar sus propiedades mecánicas.

En la Fig. A.1 se muestra una vista general de las armaduras antes de ser encofradas y en la Fig. A.2 se muestra las armaduras encofradas con cantillones y dados de concreto para asegurar el recubrimiento indicado en el plano.

Tabla A. 1 Cantidad de materiales para la elaboración de cuatro especímenes

Descripción	Cantidad
Varillas de acero grado 60 - 3/8"	10 unidades
Varillas de acero grado 60 - 5/8"	10 unidades
Varillas de acero grado 60 - 1/2"	15 unidades
Alambre N°16 negro recocido	1 rollo
Madera Tornillo, paneles fenólico (incluye clavos y alambre N° 8)	26 m ²
Concreto f'c= 210 kg/cm ²	3 m ³ (Slump 4")



Figura A.1 Armaduras de acero de las cuatro vigas experimentales

Se habilitó formas de madera con los materiales mostrados en la Tabla A.1 y se encofró de acuerdo a las dimensiones establecidas en planos como se muestra en la Fig. A.3. En la Fig. A.4 se muestra que las formas fueron ajustadas fuertemente, dado que el vaciado de cada uno de los especímenes se realizó el mismo día con el fin de evitar juntas frías.



Figura A.2 Vista Superior de la armadura de acero y la separación entre el encofrado y la armadura.



Figura A.3 Encofrado de las cuatro vigas experimentales



Figura A.4 Detalle del encofrado de vigas

El concreto fue elaborado de acuerdo al diseño de mezcla elaborado por la empresa constructora. Inicialmente se colocó el concreto en la parte del empotramiento de las cuatro

vigas y luego se colocó el concreto en las vigas. Durante la colocación del concreto se vibró para que el concreto pueda acomodarse en las formas y evitar vacíos que puedan llenarse de aire, y cangrejas. Finalmente, los especímenes fueron curados con lonas (sacos de yute) permanentemente humedecidas como se muestra en la Fig. A.5.



Figura A.5 Colocación de concreto $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$ y posterior curado.

ANEXO B. INFORME DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CUATRO VIGAS DE CONCRETO ARMADO

En la Fig. B.1 se muestra la perforación en la zona donde se colocaron los anclajes y de acuerdo a los diámetros indicados en planos, luego se limpió con una pistola de aire con compresor la superficie para que esté libre de cualquier impureza o partícula.



Figura B.1 Perforación en vigas para la colocación de anclajes

Se trazó sobre la superficie la posición del tejido de fibra de carbono. Las bandas fueron cortadas de acuerdo a las dimensiones requeridas por los especímenes. Por otro lado, en la Fig. B.2 se muestran los componentes de la resina epóxica y dosificadas por el fabricante. La resina está compuesta por una base y un endurecedor.



Figura B.2 Las dos partes de la resina epóxica que deben mezclarse

En la Fig. B.3 se muestra el procedimiento de colocación de las bandas: la distribución de la resina epoxica sobre la superficie de hormigón con un rodillo, dejando una capa abundante de resina. El objetivo fue llenar las imperfecciones del concreto y permitir una buena adherencia entre el concreto y la fibra de carbono.



Figura B.3 Colocación del epóxico en las superficies y en la fibra que se instalará

Inmediatamente después de que se pegó la banda sobre la primera capa de resina epóxica, se colocó la segunda capa. En la Fig. B.4 se muestra el uso de una espátula metálica para hacer que el tejido de fibra de carbono quede debidamente impregnado en ambos lados, al aplicar la resina en esta segunda capa es importante asegurarse que la resina sea absorbida por el tejido.



Figura B.4 Preparación y colocación de Resina Carbodur

Luego de colocarse las capas de reforzamiento a flexión y con ayuda de una varilla se colocaron los anclajes de fibra de carbono en las perforaciones que se hicieron inicialmente como muestra la Fig. B.5. Luego se colocaron las bandas transversales, para finalmente quedar como se muestra en la Fig. B.6.



Figura B.5 Colocación de anclajes de FRP



Figura B.6 Cuatro vigas reforzadas con CFRP

ANEXO C. INFORMACIÓN DE LOS ESPECÍMENES DE ENSAYO DE LA DATA DISPONIBLE

Samaniego (2021), ensayó 04 vigas de CA reforzadas con CFRP en las zonas sometidas a flexión, bandas transversales en los extremos y anclajes en el extremo empotrado de la viga. Las vigas se reforzaron con fibra de carbono Tyfo Sch-41 de la patente Fyfe. En la fig. C.1 se muestra el reforzamiento interno y externo utilizado en las vigas y el empotramiento. En la Tabla C.1 se detalla la cantidad de refuerzo interno y externo que se utilizó para cada espécimen, en la Tabla C.2 se presentan las propiedades mecánicas de los materiales utilizados y en la Tabla C.3 se muestran los desplazamientos máximos por fase.

Tabla C.1 Detalle del reforzamiento interno y externo para vigas VE

Espécimen	ϕ_A mm ²	ϕ_B mm ²	ρ_f %	ρ_f %	LA mm
VE-C	-	-	-	-	-
VE-01	284	284	0.30	0.30	200
VE-02	510	510	0.60	0.90	200
VE-03	284	284	0.90	0.30	200

^A Lado A del espécimen

^B Lado B del espécimen

ϕ : Diámetro del acero

ρ_f : Cuantía de fibra FRP

LA: Longitud de anclaje

Fuente: Bazan et al. (2020)

Tabla C.2 Detalle de las propiedades de vigas VE

Espécimen	f_c MPa	f_y MPa	b_f mm	t_f mm	E_f GPa
VE-C	21	420	200	0.37	230
VE-01	21	420	200	0.37	230
VE-02	21	420	200	0.37	230
VE-03	21	420	200	0.37	230

b_f : Ancho de la lámina de CFRP

t_f : Espesor de la lámina de CFRP

E_f : Módulo de elasticidad del CFRP

Fuente: Bazan et al. (2020)

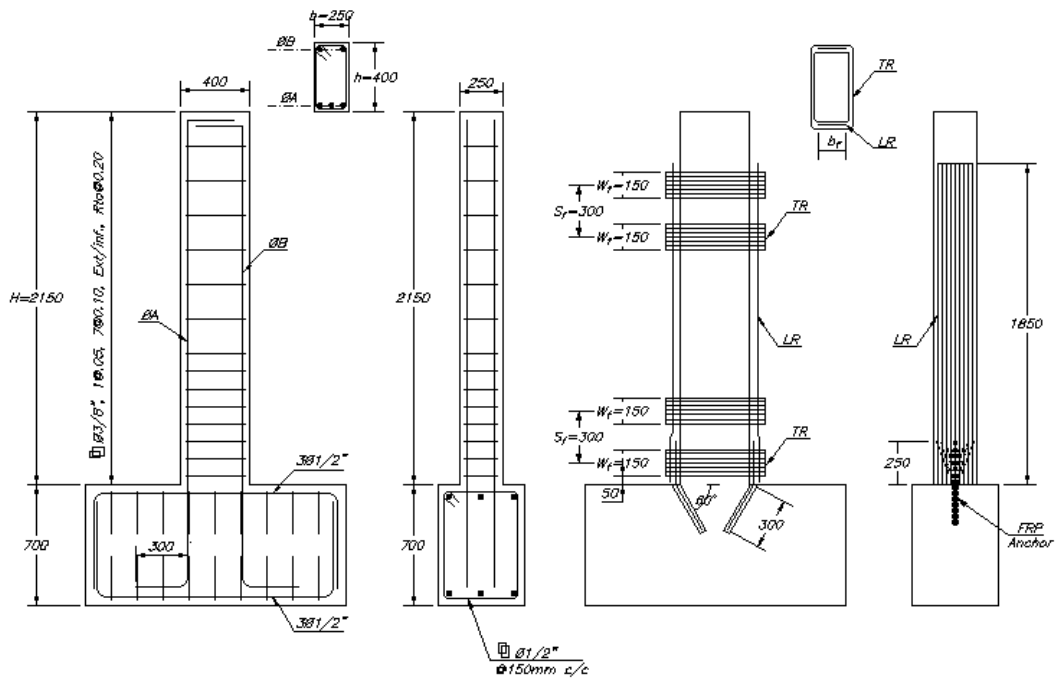


Figura C.1 Detalle del reforzamiento interno y externo de vigas VE (Fuente: Bazán et al., 2020)

Tabla C.3 Desplazamiento máximo por fase para vigas VE

# Fase	VE-C	VE-01	VE-02	VE-03
Inicio	0.130	0.090	0.040	0.070
1	8.590	5.560	4.870	5.410
2	16.280	10.160	9.190	10.210
3	23.580	14.590	13.240	14.980
4	30.670	18.930	16.750	19.670
5	37.610	23.250	20.550	24.280
6	44.570	27.510	24.230	28.890
7	51.490	31.720	27.800	33.410
8	58.420	36.000	31.500	37.970
9	65.530	40.300	35.030	42.330
10	-	44.830	38.430	46.800