

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
UNIDAD DE POSGRADO**



**ESTUDIO EXPERIMENTAL Y NUMÉRICO DEL
COMPORTAMIENTO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE CONCRETO
ARMADO REFORZADAS CON BANDAS DE FRP**

TESIS

**PARA OPTAR EL GRADO DE MAESTRO EN CIENCIAS
CON MENCIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

ELABORADO POR

JORGE LUIS BAZÁN SERRANO

ASESOR

Dr. VÍCTOR FERNÁNDEZ DÁVILA GONZALES

LIMA-PERÚ

2015

ESTUDIO EXPERIMENTAL Y NUMÉRICO DEL
COMPORTAMIENTO DE FLEXIÓN DE VIGAS DE CONCRETO
ARMADO REFORZADAS CON BANDAS DE FRP

JORGE LUIS BAZÁN SERRANO

Presentado a la Sección de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil en cumplimiento
parcial de los requerimientos para el grado de:

MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

2015

Autor : Ing. Jorge Luis Bazán Serrano

Recomendado : Dr. Víctor Iván Fernández Dávila Gonzales
Asesor de la Tesis

Aceptado por : Dr. Javier Arrieta Freyre
Jefe de la Unidad de Posgrado

Es propiedad intelectual del autor.
el autor autoriza a la UNI-FIC a reproducir la tesis en su totalidad o en partes.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo de tesis realizado en la Universidad Nacional de Ingeniería es un esfuerzo en el cual participaron diferentes personas con sus opiniones, sus correcciones, con su apoyo, dando ánimo. Este trabajo me ha permitido aprovechar las aptitudes y experiencias de muchas personas a las que deseo agradecer en esta sección.

Agradezco al Dr. Victor Fernández Dávila, asesor de la tesis por su apropiado apoyo y su estupenda guía para el desarrollo de la presente tesis. Sus oportunos consejos, su exigencia y su gran conocimiento han permitido pulir la presente investigación y convertir el proyecto realizado en una experiencia valiosa.

Del mismo modo agradezco a los ingenieros Julio Rivera, William Baca y Luis Flores, quienes a través de las empresas Top Consult Ingeniería y Constructora Rivera Feijóo han facilitado la donación de las bandas de fibras de carbono Tyfo SCH-41 de Fyfe, así como la construcción de los especímenes para la ejecución de los ensayos. Su apoyo incondicional y la confianza depositada en mi persona han sido fundamentales para el desarrollo del proyecto de investigación.

Agradezco al Dr. Miguel Díaz Figueroa y su equipo, encargados del laboratorio de Estructuras del CISMID UNI, por su valiosa participación y ayuda en el desarrollo de los ensayos experimentales.

Finalmente, agradezco a Gladys y Manuel, mis padres, por sus consejos, apoyo, ánimo y cariño. Las palabras nunca serán suficientes para declararles mi amor y agradecimiento.

A todos ustedes, mi mayor reconocimiento y gratitud.

RESUMEN

La presente investigación emplea información experimental así como un modelo numérico para analizar el comportamiento de vigas de concreto armado externamente reforzadas con sistema FRP (*Fiber Reinforced Polimer*) de fibras de carbono, específicamente el comportamiento Momento-Curvatura, con la finalidad de evaluar la capacidad de deformación del sistema utilizando los criterios de ductilidad y factor de deformabilidad.

Se tomó en cuenta tanto la información disponible de investigaciones anteriores realizadas en Lima, así como experimentos propios que fueron ensayados en el laboratorio de estructuras del CISMID (Centro Peruano Japonés Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres). Los diferentes ensayos permitieron disponer de una variada gama de patentes de compuestos FRP, con diferentes características mecánicas.

Los ensayos permitieron evaluar como las diferentes características mecánicas del sistema existente, así como las configuraciones y tipos de sistemas FRP utilizados afectan al comportamiento final de la viga de concreto armado, analizando y evaluando que características relevantes resultan en una favorable respuesta a la curva de comportamiento Momento-Curvatura de la sección transversal.

Una vez evaluado el comportamiento y la influencia del sistema FRP, en cuanto al modo de respuesta, a la ductilidad (μ) y al factor de deformabilidad (FD); se propusieron configuraciones y características específicas del compuesto FRP que resultan en un comportamiento final más adecuado y favorable para disipar energía de deformación, orientado a un diseño sismo-resistente del reforzamiento externo con FRP. Y, finalmente, se propusieron nuevas líneas de investigación para optimizar y mejorar el detallado sismo-resistente del reforzamiento externo con materiales compuestos FRP de los elementos estructurales con comportamiento a flexión.

ABSTRACT

This research uses experimental data and a numerical model to analyze the behavior of reinforced concrete beams externally strengthened with FRP system (Fiber Reinforced Polymer system), specifically the moment-curvature behavior, with the aim of assessing the ability of deformation system by using criteria of ductility and deformability factor.

Information available from previous research in Lima was collected, and additional tests were performed in the laboratory of structures CISMID (Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres). All this information allows to have a wide range of FRP patents with different mechanical characteristics and configurations.

The tests allowed to assess how different mechanical characteristics of the existing system, as well as configurations and types of FRP systems used affect the final behavior of reinforced concrete beams, analyzing and evaluating relevant characteristics that result in a favorable moment-curvature response of the cross section.

Once assessed the behavior and influence of FRP systems in terms of their response, ductility (μ) and deformability factor (DF), configurations and specific characteristics of FRP composites were proposed to obtain a final behavior more appropriate for dissipating energy by deformation, in order to propitiate seismic design of external FRP for strengthening of reinforced concrete beams. And finally, this research proposes new lines of research to optimize and improve the seismic-resistant details of elements strengthened with FRP system in bending.

INDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS	3
RESUMEN	4
ABSTRACT	5
INDICE GENERAL	6
LISTA DE TABLAS	7
LISTA DE FIGURAS	8
LISTA DE SÍMBOLOS Y VARIABLES	12
LISTA DE SIGLAS	14
CAPÍTULO I: GENERALIDADES	15
1.1. Introducción	15
1.2. Antecedentes	16
1.3. Planteamiento del Problema	17
1.4. Justificación	17
1.5. Objetivos	18
1.6. Hipótesis	18
1.7. Alcance	18
1.8. Resumen de la metodología	18
CAPÍTULO II: ESTADO DEL ARTE DE DISEÑO DE VIGAS EXTERNAMENTE REFORZADAS CON FRP	20
2.1 Introducción:	20
2.2 Filosofía de diseño de Vigas reforzadas externamente con bandas de Fibra de carbono.	20
2.3 Modos de Falla por Flexión en vigas de concreto armado externamente reforzadas con bandas de FRP	22
2.4 Materiales Compuestos - FRP	25
2.5 Guía para el diseño y Construcción de sistemas FRP externamente adheridos para estructuras de concreto Armado (comité ACI 440.2R, 2008)	36
CAPÍTULO III: MARCO TEÓRICO	47
3.1 Introducción	47
3.2 Modelos Analíticos para el modelado a flexión	47
3.3 Modelos constitutivos de los materiales	50
3.3.1 Modelos constitutivos de ensayo	50
3.3.2 Modelo Constitutivo para el Concreto (Compresión)	50
3.3.3 Modelo Constitutivo para el Acero de refuerzo	51
3.3.4 Modelo Constitutivo del Material Compuesto FRP (Tensión)	52
3.4 Solución de las ecuaciones no lineales	53
3.4.1 Descripción de los Métodos Incrementales	53
3.4.2 Criterios de Convergencia	56
3.5 Ductilidad y factor de Deformabilidad por flexión en Vigas de concreto armado..	57
3.5.1 Ductilidad de deformación de Vigas:	57
3.5.2 Factor de Deformabilidad:	62
CAPÍTULO IV: MODELO DE RESPUESTA DE VIGAS CON SISTEMA FRP	67
4.1 Introducción	67
4.2 Planteamiento del modelo numérico de respuesta con FRP	67
4.3 Estrategia de análisis no lineal implementada	74
4.4 Respuestas numéricas de la Viga	78
CAPÍTULO V: PROGRAMA EXPERIMENTAL	79

5.1	Introducción.....	79
5.2	Descripción General de los Estudios Experimentales	79
5.3	Información de los especímenes de Ensayo – Data Disponible.	81
a)	Materiales.....	84
b)	Aparato de ensayo y procedimiento de ensayo	85
5.4	Información de los especímenes de Ensayo – Nuevos Ensayos.....	85
5.5	Manejo de la Data registrada.....	100
CAPÍTULO VI: CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO.....		103
6.1	Introducción.....	103
6.2	Calibración del modelo - Análisis de respuestas numéricas.....	103
6.3	Comparaciones de las respuestas experimentales y respuestas del modelo Numérico MS implementado.....	112
6.4	Evaluación de los resultados Experimentales y Numéricos	116
CAPÍTULO VII: ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO EN FLEXIÓN.....		118
7.1	Introducción.....	118
7.2	Comportamiento de Flexión de secciones reforzadas	118
7.3	Modo de falla del FRP, asociado al control de falla del acero de refuerzo interno. 125	
7.4	Evaluación de la Ductilidad y Factor de deformación en Data Experimental...	131
7.5	Evaluación de factor de Ductilidad para diferentes vigas hipotéticas	137
7.6	Recomendaciones para reforzamiento sísmico.....	142
7.7	Ejemplos Aplicativos.....	144
CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.		162
8.1	Conclusiones.....	162
8.1.1	Conclusiones acerca del modelo numérico implementado:.....	162
8.1.2	Conclusiones acerca de los estudios experimentales:.....	162
8.1.3	Conclusiones acerca del comportamiento experimental obtenido:.....	163
8.1.4	Conclusiones acerca de la modificación del comportamiento de Flexión, por la inclusión de un sistema de refuerzo externo tipo FRP:.....	164
8.1.5	Conclusiones acerca del diseño para lograr un mejor desempeño en el comportamiento:	165
8.2	Recomendaciones	166
BIBLIOGRAFÍA		167
ANEXOS		171

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1:	Resumen de principales características del compuesto FRP.....	28
Tabla 2.2:	Propiedades de sistemas de refuerzo FRP disponibles en el Perú.....	32
Tabla 2.3:	Consideraciones para selección de tipo de sistema FRP.	41
Tabla 2.4:	Esfuerzos límites por servicio en el refuerzo FRP bajo cargas sostenidas y cargas cíclicas.....	44
Tabla 3.1:	Data con la que se evaluó el criterio de límite de deflexión (Luz libre/180) para vigas de concreto armado externamente reforzadas con FRP.	66
Tabla 5.1:	Características de la data experimental disponible.....	83
Tabla 5.2:	Resumen de resultados para la data experimental disponible.	84
Tabla 5.3:	Resumen de características del grupo de nuevos ensayos, FRP de Tyfo SCH-41 de Fyfe.	86
Tabla 5.4:	Resumen de resultados del grupo de nuevos ensayos, con FRP de Tyfo SCH-41 de Fyfe.	92

Tabla 5.5: Resumen de Modos de falla esperados y obtenidos durante los diferentes ensayos.....	97
Tabla 6.1: Fracción Lp/h o H/h para diferentes criterios para las vigas MB y SK.....	106
Tabla 6.2: Resultados de elemento Inelástico para la calibración del Modelo MS respectivo a cada ensayo realizado.....	107
Tabla 6.3: Parámetros λ_1 , λ_2 con sus respectivas características de acero de refuerzo y refuerzo externo FRP, de cada ensayo realizado.....	108
Tabla 7.1: Evaluación del modo de falla para los nuevos ensayos realizados.....	125
Tabla 7.2: Resumen Control de Ductilidad por método de control de la deformación en el acero de refuerzo en la falla, para la data experimental disponible.....	130
Tabla 7.3: Resumen de principales características mecánicas de la Data Disponible a evaluar.....	132
Tabla 7.4: Resumen de resultados de curvaturas durante la fluencia del acero, en la falla última así como la ductilidad respectiva de las vigas de los diferentes ensayos.....	133
Tabla 7.5: Resumen de resultados de Factor de Deformabilidad de las vigas de la Data Disponible evaluada.....	134

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Fluencia del acero en tracción seguido de la ruptura de la platina FRP.....	23
Figura 2.2: Debonding o despegue de la platina de refuerzo en el centro de la luz.....	23
Figura 2.3: Debonding o despegue de la platina de refuerzo en el centro de la luz y/o en un extremo.....	23
Figura 2.4: Delaminación del concreto producido en un extremo, que se extiende hacia el centro.....	24
Figura 2.5: Fluencia del acero en tensión seguida de la rotura del concreto en compresión, sin falla del refuerzo externo FRP.....	24
Figura 2.6: Rotura del concreto en compresión antes de la fluencia del acero interior de refuerzo.....	24
Figura 2.7: Viga de concreto pos-tensada reforzada con bandas de FRP de carbono, Lima (Cortesía: FIBRWRAP-Perú).....	30
Figura 2.8: Puente peatonal tipo armadura de 124 m. en Point Bonita, Pensilvania - USA. Se utilizaron perfiles de FRP. Las principales consideraciones fueron el peso ligero y la durabilidad (fuente: Google-Imágenes).....	30
Figura 2.9: Curvas típicas de esfuerzo – deformación para productos FRP, comparadas con el acero de refuerzo (azul).....	31
Figura 2.10: Rigidez Axial (K_f) para diferentes sistemas FRP.....	34
Figura 2.11: Esfuerzo último y Esfuerzo efectivo, sustrato de concreto $f'_c = 21$ MPa... 34	34
Figura 2.12: Eficiencia del sistema T_{ff}/T_{fu} para diferentes sistemas FRP.....	35
Figura 2.13: Presentación de un Sistema FRP Rígido (Fuente: RBCONSPRO).....	36
Figura 2.14: Presentación de un Sistema FRP Flexible (Fuente: Catálogo MAPEI).....	36
Figura 2.15: Configuración del ensayo de tensión directa “Pull off”.....	39
Figura 2.16: Delaminación en el extremo causada por falla de tensión en el recubrimiento de concreto.....	45
Figura 2.17: Ejemplo de Anclaje en extremos mediante sujeciones en U de FRP en Viga de Concreto armado externamente reforzada con FRP.....	45
Figura 3.1: Modelo analítico: “Viga-Columna”,.....	47
Figura 3.2: Modelo analítico Multi-resorte.....	48

Figura 3.3: Elemento Inelástico Simplificado. a) Resortes Uni-axiales para deformaciones y b) Panel de Corte para tomar distorsiones γ	48
Figura 3.4: Discretización de la sección transversal de un muro de concreto para asignar áreas tributarias a cada Resorte en el modelo MVLEM.	48
Figura 3.5: Modelo macroscópico MVLEM en elevación.	49
Figura 3.6: Determinación de la rotación y el desplazamiento del elemento MVLEM.	49
Figura 3.7: Modelo de Kent y Park (1982) para concreto en compresión.....	51
Figura 3.8: Curva Esfuerzo vs deformación promedio de Belarbi y Hsu (1994).	52
Figura 3.9: Modelo constitutivo del sistema FRP.	53
Figura 3.10: Esquema del Método de Runge Kutta de segundo orden (Matrix Structural Analysis, McGuire, Gallagher y Ziemian, 2000).	54
Figura 3.11: Esquema del Método de Runge Kutta de tercer orden que se utilizará en la presente investigación.....	55
Figura 3.12: Viga de concreto armado en el límite elástico por flexión (Wakabayashi y Martínez, 1988).	58
Figura 3.13: Viga de concreto armado en estado último por flexión (Wakabayashi y Martínez, 1988).	58
Figura 3.14: Diagrama Momento-Curvatura de viga de concreto armado con y sin refuerzo externo de FRP, para los modos de falla A, B y C.....	59
Figura 3.15: Viga de concreto armado externamente reforzada en el límite elástico por flexión, correspondiente a una viga del modo de Falla A, B y C.	60
Figura 3.16: Viga de concreto armado externamente reforzada con FRP en estado último por flexión.	61
Figura 3.17: Viga de concreto armado externamente reforzada con FRP.	63
Figura 3.18: Diagrama Momento-Curvatura de viga de concreto reforzada con barras de FRP (Structural Design with FRP Materials; Lawrence C. Bank, 2007).	64
Figura 3.19: Diagrama Momento-Curvatura de viga de concreto armado externamente reforzada con FRP, donde se ubica la curvatura límite por servicio correspondiente....	65
Figura 4.1: Ubicación de la zona inelástica en la viga a estudiar.	67
Figura 4.2: Bosquejo del modelo numérico.....	68
Figura 4.3: Grados de Libertad y Fuerzas Externas para el Elemento MS.	68
Figura 4.4: Relaciones entre cada sub-elementos del elemento MS.	69
Figura 4.5: Desplazamientos transversales por corte y por flexión.	69
Figura 4.6: Diagrama de cuerpo libre y sumatoria de cargas axiales.	71
Figura 4.7: Diagrama de cuerpo libre y sumatoria de cargas transversales.	71
Figura 4.8: Diagrama de cuerpo libre y sumatoria de momentos flectores.	72
Figura 4.9: Viga de concreto armado y sub-elementos que la componen, para el análisis numérico de la respuesta por medio del modelo MS.....	73
Figura 4.10: Procedimiento del ciclo incremental i-ésimo del método implementado. .	75
Figura 4.11: Diagrama de flujo de la estrategia no-lineal implementada.....	77
Figura 4.12: Curvas Momento vs Curvatura, para diferentes tamaños de elemento MS, Viga MB-01 ($d\Delta=0.30 \cdot \Delta_{cr}$).....	78
Figura 5.1: Esquema de la viga probeta ensayada por el ensayo ASTM-C78, de la Data disponible.....	80
Figura 5.2: Esquema de la viga probeta ensayada por el ensayo ASTM-C78, de los nuevos Ensayos.....	81
Figura 5.3: Esquema de las vigas ensayadas por Baca y Espinoza (2005).	82
Figura 5.4: Esquema de las vigas ensayadas por Rodríguez y Vílchez (2006).	82
Figura 5.5: Elevación - configuración del Aparato de ensayo.	87

Figura 5.6: Corte - configuración del Aparato de ensayo.....	87
Figura 5.7: Detalles de las secciones de los especímenes ensayados.	90
Figura 5.8: Detalles del acero de refuerzo interno y del sistema FRP externo de los especímenes ensayados.....	91
Figura 5.9: Curvas Carga P vs Deflexión en el centro obtenidos para los diferentes ensayos ejecutados.....	92
Figura 5.10: Mapeo de Fisuras de VF-01 CARA OESTE	97
Figura 5.11: Mapeo de Fisuras de VF-01 CARA ESTE	97
Figura 5.12: Mapeo de Fisuras de VF-01A CARA OESTE.....	97
Figura 5.13: Mapeo de Fisuras de VF-01A CARA ESTE	98
Figura 5.14: Mapeo de Fisuras de VF-01B CARA OESTE.....	98
Figura 5.15: Mapeo de Fisuras de VF-01B CARA ESTE.....	98
Figura 5.16: Mapeo de Fisuras de VF-02 CARA OESTE	98
Figura 5.17: Mapeo de Fisuras de VF-02 CARA ESTE	98
Figura 5.18: Mapeo de Fisuras de VF-03 CARA OESTE	98
Figura 5.19: Mapeo de Fisuras de VF-03 CARA ESTE	99
Figura 5.20: Mapeo de Fisuras de V.CONTROL CARA OESTE	99
Figura 5.21: Mapeo de Fisuras de V.CONTROL CARA ESTE	99
Figura 5.22: Forma teórica de una viga simplemente deformada con cargas en los tercios centrales.	100
Figura 5.23: Planteamiento del Método Analítico.....	101
Figura 5.24: Consideraciones geométricas para determinar el radio de curvatura aproximado.	102
Figura 5.25: Gráfica de Momento vs Curvatura (M- Φ), obtenida a partir de la data experimental. Sección 200x400 mm ² , con 2 Φ 1/2” reforzada con 100mm de MBrace CF-130, ensayado por E. Baca y C. Espinoza – Universidad Ricardo Palma (2005). .	102
Figura 6.1: Gráfico Momento Curvatura de Viga MB-01, Modelo MS con diferentes parámetros de incremento $d\Delta$	104
Figura 6.2: Gráfico Momento Curvatura MB-01 para diferentes parámetros H.	106
Figura 6.3: Diagrama $\rho_s \cdot E_s$ vs λ_1	108
Figura 6.4: Diagrama $\rho_s \cdot E_s$ vs λ_2	108
Figura 6.5: Diagrama $\rho_f \cdot E_f$ vs λ_1	109
Figura 6.6: Diagrama $\rho_f \cdot E_f$ vs λ_2	109
Figura 6.7: Diagrama $\rho_f \cdot E_f + \rho_s \cdot E_s$ vs λ_1	109
Figura 6.8: Diagrama $\rho_f \cdot E_f + \rho_s \cdot E_s$ vs λ_2	109
Figura 6.9: Esquema del modelo MS implementado: Sección, elevación y distribución de deformaciones.	111
Figura 6.10: Diagrama M- Φ - MB01: 200x400 mm ² , 2 Φ 1/2", 150mm de Mbrace CF130	112
Figura 6.11: Diagrama M- Φ - MB02: 200x400 mm ² , 2 Φ 1/2", 150mm de Mbrace CF130	112
Figura 6.12: Diagrama M- Φ - MB03: 200x400 mm ² , 2 Φ 1/2", 150mm de Mbrace CF130	112
Figura 6.13: Diagrama M- Φ - MB04: 200x400 mm ² , 2 Φ 1/2", 2capas 75mm de Mbrace CF130	112
Figura 6.14: Diagrama M- Φ - MB05: 200x400 mm ² , 2 Φ 1/2", 2capas 75mm de Mbrace CF130	113
Figura 6.15: Diagrama M- Φ - NR-RFRP: 200x400 mm ² , 2 Φ 1/2", 150mm de Mbrace CF130	113

Figura 6.16: Diagrama M- Φ - SK01: 200x400 mm ² , 2 Φ 1/2", 1capa 100mm de Carbodur S12.....	113
Figura 6.17: Diagrama M- Φ - SK02: 200x400 mm ² , 2 Φ 1/2", 1capa.....	113
Figura 6.18: Diagrama M- Φ - MB01': 200x400 mm ² , 2 Φ 1/2", 150mm de Mbrace CF130	114
Figura 6.19: Diagrama M- Φ - MB02': 200x400 mm ² , 2 Φ 1/2", 2 capas 75mm de Mbrace CF130	114
Figura 6.20: Diagrama M- Φ - SK01': 200x400 mm ² , 2 Φ 1/2", 100mm de Carbodur S12	114
Figura 6.21: Diagrama M- Φ - SK02': 200x400 mm ² , 2 Φ 1/2", 02 capas de 50mm de Carbodur S12.....	114
Figura 6.22: Diagrama M- Φ - VF01: 200x400 mm ² , 3 Φ 5/8", 200 mm de Tyfo SCH-41	115
Figura 6.23: Diagrama M- Φ -VF01A: 200x400 mm ² , 3 Φ 5/8", 02 capas 200 mm de Tyfo SCH-41	115
Figura 6.24: Diagrama M- Φ -VF01B: 200x400 mm ² , 3 Φ 5/8", 3 capas 200 mm de... ..	115
Figura 6.25: Diagrama M- Φ - VF02: 200x400 mm ² , 4 Φ 5/8"+1 Φ 1/2", 200 mm de Tyfo SCH-41	115
Figura 6.26: Diagrama M- Φ - VF03: 200x400 mm ² , 8 Φ 5/8", 3 capas 200 mm de Tyfo SCH-41	115
Figura 6.27: Diagrama M- Φ , Viga NR: 200x400 mm ² , 2 Φ 1/2"	116
Figura 6.28: Diagrama M- Φ , Viga-Control: 200x400 mm ² , 3 Φ 5/8"	117
Figura 7.1: Mecanismo resistente a flexión de viga de concreto armado externamente reforzado con FRP.	119
Figura 7.2: Gráficas ρ_{fb} VS $E_f \cdot n_f \cdot t_f$, Viga 250x500, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	122
Figura 7.3: Proceso propuesto para la identificación del modo de falla de una viga de concreto armado externamente reforzado con sistema FRP.....	125
Figura 7.4: Representación gráfica del factor de reducción de resistencia, y zonas de control respectivas, (ACI-318-08).....	126
Figura 7.5: Modo de Falla A y B, y controlado por tensión del acero de refuerzo.	127
Figura 7.6: Modelo parabólico de esfuerzo – deformación para el concreto.	128
Figura 7.7: Deformación del acero para diferentes cuantías de acero de refuerzo en viga 200x400 mm ² , con $\rho_f = \rho_{fb}$, Sistema MBrace CF130.	130
Figura 7.8: Deformación del acero para diferentes cuantías de acero de refuerzo en viga 200x400 mm ² , con $\rho_f = \rho_{fb}$, Sistema Carbodur S12.....	131
Figura 7.9: Gráfico $\rho_f - \mu$ experimental.....	135
Figura 7.10: Gráfico $\rho_f - FD$ experimental.	135
Figura 7.11: Gráfico $\rho_f / \rho_{fb} - \mu$ experimental.....	136
Figura 7.12: Gráfico $\rho_f / \rho_{fb} - FD$ experimental.....	136
Figura 7.13: Gráfico $\rho_f \cdot n_f \cdot E_f \cdot t_f - \mu$ experimental.....	136
Figura 7.14: Gráfico $\rho_f \cdot n_f \cdot E_f \cdot t_f - FD$ experimental.....	136
Figura 7.15: Gráfico $\rho_f \cdot n_f \cdot E_f \cdot t_f - \mu$ teórica propuesta, para diferentes secciones de Viga de concreto armado, con $f'_c = 21 \text{ MPa}$, para diferentes cuantías de acero de refuerzo.....	138
Figura 7.16: Ductilidad aproximada (μ) versus producto de cuantía de refuerzo FRP y rigidez axial respectiva (ρ_f) * ($n_f \cdot t_f \cdot E_f$) en vigas de concreto de diferentes cuantías de acero de refuerzo ($f'_c = 21 \text{ MPa}$, $\epsilon_{bi} = 0.0006$).....	140
Figura 7.17: Ductilidad aproximada (μ) versus producto de cuantía de refuerzo FRP y rigidez axial respectiva (ρ_f) * ($n_f \cdot t_f \cdot E_f$) en vigas de concreto de diferentes cuantías de acero de refuerzo ($f'_c = 28 \text{ MPa}$, $\epsilon_{bi} = 0.0006$).....	140

Figura 7.18: Ductilidad aproximada (μ) versus producto de cuantía de refuerzo FRP y rigidez axial respectiva (ρ_f) * ($n_f \cdot t_f \cdot E_f$) en vigas de concreto de diferentes cuantías de acero de refuerzo ($f'_c = 35$ MPa, $\epsilon_{bi} = 0.0006$).	141
Figura 7.19: Ductilidad aproximada (μ) versus producto de cuantía de refuerzo FRP y rigidez axial respectiva (ρ_f) * ($n_f \cdot t_f \cdot E_f$) en vigas con diferentes calidades de concreto ($\rho_s = 0.8\%$, $\epsilon_{bi} = 0.0006$).	141
Figura 7.20: Solución 01 – Elevación y Sección transversal del diseño del refuerzo en la zona negativa de viga.	152
Figura 7.21: Solución 02 – Elevación y Sección transversal del diseño del refuerzo en la zona positiva de viga por redistribución.	152
Figura 7.22: Detalle de refuerzo negativo con anclaje de barra de FRP en columna. ...	153
Figura 7.23: Detalle de refuerzo negativo mediante desarrollo del FRP lateralmente a la columna.	153
Figura 7.24: Sección 01 (izquierda) y Sección 02 (derecha).	155
Figura 7.25: Elevación y detalle de refuerzo adicional por confinamiento con FRP para mejorar resistencia a la compresión.	161
Figura A01.1: Sección de Viga de concreto armado externamente reforzada con FRP, distribución interna de deformaciones y esfuerzos bajo estado límite último.	171
Figura A01.2: Deformación unitaria en el acero para viga de 40x25, vs cuantía de acero de refuerzo ($f'_c = 21$ MPa y $\rho_f = \rho_{fb}$).	173
Figura A01.3: Deformación unitaria en el acero para viga de 25x50, vs cuantía de acero de refuerzo ($f'_c = 21$ MPa y $\rho_f = \rho_{fb}$).	173
Figura A02.1: Mecanismo resistente a flexión de viga de concreto armado externamente reforzado con FRP.	174
Figura A03.1: Sección transversal de concreto armado reforzado con FRP y Sección agrietada equivalente.	176

LISTA DE SÍMBOLOS Y VARIABLES

a	=	Peralte comprimido 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 FRP.
$A_{f,anchor}$	=	Área para sujeción o envoltura de FRP en U.
A_{fs}	=	Área ocupada por las fibras secas.
A_r	=	Área ocupada por la resina.
b	=	Ancho de la zona de compresión
b_f	=	Ancho de la banda o platina de refuerzo del sistema FRP.
c	=	Peralte de la zona comprimida.
C	=	Suma de las cargas en compresión en el equilibrio de fuerzas por flexión.
C_E	=	Factor de reducción por medio ambiente.
d	=	Peralte efectivo se la sección de concreto armado
d'	=	Distancia desde la fibra más comprimida al centroide del acero en compresión.
d_f	=	Distancia desde la fibra más comprimida al nivel del centroide del refuerzo externo FRP
E	=	Módulo elástico del acero de refuerzo.
E_c	=	Módulo elástico del concreto en compresión.

E_f	=	Módulo elástico del refuerzo externo FRP en tensión.
E_{fs}	=	Módulo elástico de las fibras secas.
E_r	=	Módulo elástico de la resina.
f_{cr}	=	Esfuerzo de agrietamiento por tracción del concreto.
FD	=	Factor de Deformabilidad.
f_{fe}	=	Esfuerzo efectivo en la fibra del sistema FRP.
f_{fu}	=	Esfuerzo último nominal del sistema FRP.
f_s	=	Esfuerzo efectivo en el acero de refuerzo por tensión.
f_y	=	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
f'_c	=	Resistencia a la compresión cilíndrica del concreto.
K_f	=	Rigidez axial del sistema de refuerzo FRP.
h	=	Peralte o altura de una viga de concreto armado.
H	=	Longitud de la rótula o elemento inelástico en viga.
K	=	Curvatura por flexión.
M	=	Momento Flector.
M_n	=	Momento resistente nominal por flexión.
M_u	=	Momento flector en estado límite último.
n	=	relación entre el módulo elástico del acero y el del concreto.
n_f	=	Número de capas de refuerzo del sistema FRP.
n_{frp}	=	Relación entre el módulo elástico del sistema FRP y el del concreto.
l_{df}	=	Longitud de desarrollo crítica del compuesto FRP.
L_p	=	Longitud de rótula plástica en viga de concreto armado.
P	=	Carga puntual.
T_s	=	Carga de tensión transmitida por el acero de refuerzo en el equilibrio de fuerzas por flexión.
T_f	=	Carga de tensión transmitida por el refuerzo FRP en el equilibrio de fuerzas por flexión.
T_{fu}	=	Carga de tensión transmitida por el refuerzo FRP, correspondiente al esfuerzo último nominal del sistema FRP.
t_f	=	Espesor de la banda o platina de refuerzo del sistema FRP.
V_c	=	Resistencia al cortante del concreto en vigas.
V_f	=	Proporción de fibra para la mezcla.
V_m	=	Proporción de resina para la mezcla.
V_u	=	Cortante actuante en estado límite último.
ρ	=	Radio de curvatura
ρ_s	=	Cuantía del acero de refuerzo en tracción.
ρ'_s	=	Cuantía del acero de refuerzo en compresión.
ρ_b	=	Cuantía balanceada del acero de refuerzo.
ρ_f	=	Cuantía del refuerzo externo FRP.
$\rho_{f,fd}$	=	Cuantía del refuerzo externo FRP menor a ρ_{fb} que permite un modo de falla con deformación del acero de refuerzo controlado por tensión.
ρ_{fb}	=	Cuantía balanceada por refuerzo externo FRP.
$\rho_{fb,C}$	=	Cuantía balanceada de refuerzo externo FRP por modo de falla C.
β_1	=	Parámetro del bloque de compresión equivalente de Whitney.
ϵ_{bi}	=	Deformación unitaria en el sustrato de concreto durante la colocación del FRP.
ϵ_c	=	Deformación unitaria del concreto en la fibra más comprimida.
ϵ_{cu}	=	Deformación del concreto durante la falla en compresión.
ϵ_{fd}	=	Deformación unitaria de despegue.

ε_{fe}	=	Deformación unitaria efectiva del sistema FRP.
ε_{fu}	=	Deformación unitaria última de rotura del sistema FRP.
ε_s	=	Deformación unitaria del acero de refuerzo.
ε_y	=	Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo.
ϕ_{CR}	=	Curvatura de la sección en el punto de agrietamiento del concreto en tracción.
ϕ_u	=	Curvatura de la sección en la falla última.
ϕ_y	=	Curvatura de la sección en el punto de fluencia del refuerzo.
μ	=	Factor de Ductilidad.
ΦM_n	=	Momento resistente nominal reducido por flexión.
$\Phi M_{n,bf}$	=	Momento resistente nominal reducido, balanceado por FRP entre modos de falla B y C.
Φ	=	Factor de reducción de resistencia a la flexión.
Ψ	=	Factor de reducción de resistencia a la flexión aplicado a la contribución del compuesto FRP.
η	=	Tolerancia permisible para el error del equilibrio de fuerzas en el proceso iterativo.
ξ	=	Tolerancia permisible ligada al paso incremental.

LISTA DE SIGLAS

ACI	=	Instituto Americano del concreto. American Concrete Institute.
AFRP	=	Compuesto de Fibras de aramida. Aramid Fiber Reinforced Polymer.
CISMID	=	Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres.
CFRP	=	Compuesto de Fibras de carbono. Carbon Fiber Reinforced Polymer.
FRP	=	Material Polimérico reforzado con Fibras. Fiber Reinforced Polymer.
GFRP	=	Compuesto de Fibras de vidrio. Glass Fiber Reinforced Polymer.
LVDT	=	Linear Variable Differential Transformer
MS	=	Multi-resorte. Multi Spring.
MVLEM	=	Modelo de multi elementos lineales verticales. Multi vertical linear element model.
NSMB	=	Refuerzo externo cercano a la superficie. Near Surface Mountain bar.

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1. Introducción

Las técnicas comunes de rehabilitación y reforzamiento de estructuras de concreto existentes, realizadas directamente sobre elementos estructurales, con la finalidad de que resistan mayores cargas de diseño, corrijan pérdidas de resistencia por deterioro y/o deficiencias constructivas, e incrementen la ductilidad de diseño, se llevan a cabo mediante procesos y con materiales tradicionales. Entre la diversidad de técnicas que se disponen se pueden mencionar el uso de platinas de acero externamente adheridas, camisas de concreto y/o acero, así como postensado exterior de los elementos de concreto armado.

Entre las nuevas técnicas emergentes se tienen las que se realizan mediante el uso de materiales compuestos, fabricados por fibras embebidas en una matriz de resina polimérica, llamados FRP por sus siglas en inglés (*Fiber Reinforced Polymer*). La aceptación de esta nueva técnica de reforzamiento de estructuras de concreto ha sido creciente a lo largo del mundo debido a sus diversas ventajas, principalmente a su bajo peso, alta resistencia y propiedades anticorrosivas.

Sin embargo el sistema FRP demuestra un comportamiento de esfuerzo-deformación lineal elástico hasta la falla, sin ninguna ductilidad. Esta característica supone una seria limitación en su aplicabilidad en estructuras sismo-resistentes, donde se espera que la energía sísmica sea liberada por el comportamiento inelástico de los materiales que componen dicha estructura.

Al combinar el sistema FRP de refuerzo externo con un sistema convencional de concreto armado, la ductilidad del sistema estará limitado a la relación entre la cantidad de acero de refuerzo y sistema FRP que se utilicen, que puede inducir a diferentes modos de falla, unos más dúctiles y otros más frágiles.

Se llevó a cabo una serie de ensayos experimentales en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Nacional de Ingeniería (CISMID), con la finalidad de identificar cuáles son aquellos modos de falla y configuraciones de refuerzo que resultan favorables en cuanto a la propiedad de ductilidad y deformabilidad que se espera de un sistema sismo-resistente.

Entre otras limitaciones del sistema FRP se tiene: la calidad del concreto expresado en término de su resistencia cilíndrica a la compresión (f'_c), el nivel de deformación efectiva que el sustrato de concreto es capaz de soportar, el límite de las nuevas cargas a ser resistidas, y otras limitaciones (Guía para el reforzamiento externo de elementos de concreto reportada por el comité ACI 440-2R, 2008).

En la presente investigación se estudió específicamente el comportamiento a flexión de vigas de concreto armado externamente reforzadas con sistemas compuestos FRP. Se utilizó un modelo numérico para pronosticar su respuesta, tanto a nivel de resistencia a flexión, deformación, ductilidad, modos de falla y forma de la respuesta del sistema reforzado.

Se implementaron métodos de análisis no lineal incremental para la construcción del modelo numérico multi-resorte y, a través de estrategias para el tratamiento de la data experimental obtenida, se calibraron los resultados del modelo analítico con la finalidad de obtener una respuesta numérica aceptable.

Finalmente se analizaron las respuestas experimentales y numéricas con criterios de ductilidad y factor de Deformabilidad con la finalidad de evaluar las principales características mecánicas del sistema FRP que influyen en la modificación del comportamiento final.

1.2. Antecedentes

En nuestro medio existe una gran demanda de proyectos de reforzamiento estructural de diferentes tipos de estructuras, tales como vigas y pilares de puentes, así como también, muros, losas, columnas y vigas de edificaciones; el uso de sistemas compuestos del tipo FRP resulta en una metodología versátil, la cual es ideal debido a su fácil aplicación, que no contempla demoliciones de los elementos, así como también a su bajo peso, (no modifica la masa total del sistema estructural).

La aplicación del sistema FRP sobre vigas permite incrementar sus propiedades de resistencia a la flexión y a cortante, pero no siempre su aplicación es beneficiosa, ya que en vigas poco dúctiles, puede originar un indeseable comportamiento frágil.

Las recomendaciones y metodología de diseño de refuerzos en FRP son descritos en los diversos manuales de los fabricantes de las fibras poliméricas, y están descritas también por el Comité ACI 440.2R-08 (Guide for the Design and Construction of externally Bonded FRP systems for Strengthening Concrete Structures, EE.UU.), que se presenta más como una guía o manual, que como código o norma para el diseño de reforzamiento con compuestos de FRP.

Diferentes investigaciones sobre de vigas de concreto armado externamente reforzadas con FRP han sido ejecutadas para evaluar la resistencia (Tan y Mathilovi, 1998; Kachlakev, Green y Barnes, 2000; Baca y Espinoza, 2005), para evaluar el efecto de las pre-cargas y del agrietamiento antes del refuerzo (Tan y Mathilovi, 1998), para evaluar las ecuaciones de diseño (Rodriguez y Vílchez, 2006; Proaño, 2011) y para estudiar los modos de falla y las características de los esfuerzos en la interfase entre el sustrato de concreto y el sistema FRP (Proaño, 2011). Todos estos estudios han concluido en resultados favorables sobre el diseño de refuerzos externos con sistemas FRP.

En las diferentes investigaciones revisadas (White, Soudki y Erki, 1999; Vílchez y Rodriguez, 2006; Proaño, 2011) se utilizaron modelos constitutivos nominales de diseño, encontrándose que la respuesta a flexión de vigas reforzadas externamente con FRP tiende a exhibir un comportamiento más frágil en comparación al comportamiento que ofrece la viga sin reforzar externamente.

En base al comportamiento establecido, y a los modelos constitutivos refinados que se disponen, fue posible implementar en este trabajo de tesis, un modelo analítico basado en componentes inelásticas que integran el mecanismo resistente a flexión de una viga, con la finalidad de estudiar a detalle el comportamiento a flexión de vigas reforzadas externamente con FRP.

1.3. Planteamiento del Problema

El reforzamiento con bandas de fibra polimérica modifica el comportamiento de una viga de concreto, siendo la cantidad de refuerzo del sistema FRP la principal variable que afecta al comportamiento final del elemento reforzado.

Los manuales de diseño de los proveedores, así como la guía ACI 440.2R (ACI, 2008), no limitan la cantidad de reforzamiento externo, además los diseños realizados son por estado límite último, recomendando luego revisar el diseño por estado de servicio; sin embargo, no toma en cuenta el comportamiento demasiado frágil al que se podría estar sometiendo dicho elemento.

Para el diseñador de sistemas de reforzamiento de estructuras en un medio altamente sísmico como es la costa peruana, debe ser una preocupación latente y gran responsabilidad, el desarrollo de una metodología que permita estimar el comportamiento de una estructura que ha sido reforzada en base a sistemas FRP, simulando con aceptable precisión el comportamiento al que se induce el elemento estructural intervenido y estimando el nivel de aceptabilidad de la pérdida de ductilidad de dicho elemento.

En consecuencia, en la presente investigación se modeló el comportamiento a flexión de una viga reforzada externamente con el sistema FRP mediante un modelo analítico no lineal, el cual fue implementado en base a las relaciones constitutivas de los materiales resistentes, con la finalidad de evaluar la capacidad de deformación de una sección y obtener diseños más confiables, proponiendo además la evaluación de la deformación o el análisis de la ductilidad como un paso apropiado para el robustecimiento de la metodología de diseño de reforzamientos en base a sistemas FRP.

1.4. Justificación

La metodología de refuerzo que se indica en los diversos manuales que se disponen, hace diferentes recomendaciones sobre la técnica de reforzamiento, y la metodología de diseño no toma en cuenta el comportamiento muy frágil al que la viga podría ser inducido debido a la pérdida de ductilidad hasta la falla, por tales motivos se ha creyó necesario incorporar a la metodología de diseño un análisis del comportamiento de la viga reforzada con FRP, de tal forma que el ingeniero diseñador, en base a su criterio y experiencia pueda estimar la cantidad de refuerzo óptimo para el cual las pérdidas de ductilidad sean aceptables.

Para ello, se propone introducir un modelo analítico que puede simular numéricamente el comportamiento a flexión de la viga reforzada con FRP, en base a modelos constitutivos refinados, a la integración de las ecuaciones por

métodos numéricos, y a la calibración de los resultados por medio de ensayos de flexión a escala real obtenidos en laboratorio.

1.5. Objetivos

Objetivo General:

- ✓ Desarrollar una metodología adecuada para determinar un modelo que simule la respuesta a flexión de una viga de concreto armado reforzada con bandas de fibra de carbono (FRP), por implementación de las relaciones constitutivas de los materiales, actualizada y refinada, que permita evaluar y estudiar el comportamiento de la viga a través de la curva momento – curvatura.

Objetivos específicos:

- ✓ Adoptar estrategias numéricas de análisis no lineal para el modelo analítico.
- ✓ Estudiar la influencia de la inclusión del material FRP en el comportamiento y la respuesta del modelo analítico.
- ✓ Conducir estudios experimentales para evaluar los resultados del modelo analítico, controlando diferentes parámetros de diseño de FRP.
- ✓ Evaluar la efectividad y precisión del modelo analítico en el cálculo de las respuestas no lineales y proponer recomendaciones sobre las aplicaciones y mejoras adicionales del modelo.
- ✓ Estudiar los modos de falla del sistema FRP y evaluar el efecto de detalles especiales de refuerzo, tales como bandas transversales, número de capas, anclajes y otros.

1.6. Hipótesis

Es posible mediante un modelo analítico, refinado y basado en modelos constitutivos de los materiales, simular y pronosticar la respuesta a flexión de vigas de concreto armado reforzadas externamente con bandas de FRP.

1.7. Alcance

El presente proyecto de investigación tiene por finalidad demostrar la factibilidad del uso de bandas de refuerzo externo para el reforzamiento de vigas de concreto armado, principalmente en términos de la reducción de ductilidad global de deformación por flexión. El trabajo se limita a estudiar específicamente vigas de concreto armado reforzadas con acero de refuerzo Grado 60 y reforzadas externamente con bandas de fibra de carbono.

La parte experimental de la tesis estará limitada a vigas de concreto de dimensiones referenciales, reforzadas adicionalmente con bandas de FRP (específicamente fibras de carbono). Los ensayos están determinados por ensayos de carga monotónica.

1.8. Resumen de la metodología

El proyecto de investigación se desarrolló en dos partes muy diferenciadas: experimental y numérica. Luego se implementó una metodología para evaluar las respuestas en cuanto a su ductilidad, pérdida de capacidad de deformación y

evaluación del comportamiento global, tanto para las vigas ensayadas, como para otros casos extendidos gracias al modelo numérico.

Parte Numérica:

La parte numérica está centrada en la obtención de un modelo del tipo Multi-resortes lineales MS (por sus siglas en inglés: *Multi-springs*), de propiedades inelásticas que sean capaces de representar las respuestas apropiadas de una viga de concreto armado externamente reforzadas con FRP.

Los elementos del modelo tipo línea resorte, tienen las propiedades obtenidas a partir de modelos constitutivos de cada material correspondiente.

Se realizó la construcción del modelo a partir de un total de once resortes, con la siguiente disposición: 08 resortes para el concreto en compresión, 01 resorte para el acero en tracción y de igual manera para el acero en compresión, y finalmente 01 resorte para la capa de FRP.

Una vez construido el modelo, se implementó una estrategia incremental que para obtener la respuesta numérica de la sección de viga de concreto armado externamente reforzada.

Parte Experimental:

La parte experimental se puede desglosar en dos etapas: recolección de datos experimentales existentes y en la obtención de datos frescos mediante la ejecución de nuevos ensayos.

La etapa de la recolección de información de vigas de concreto armado se limita a obtener información de ensayos pre-existentes de vigas reforzadas con FRP y ensayadas en laboratorio a flexión pura, que han sido llevados a cabo por diferentes investigadores (Espinoza y Baca, 2005; Vílchez y Rodríguez, 2006; Proaño, 2011).

La conducción de nuevos ensayos estuvo dirigida a obtener diferentes modos de falla y a identificar características de una configuración más favorable respecto al número de capas y la cuantía de acero de refuerzo pre-existente.

Se implementaron estrategias aproximadas para la construcción de la respuesta experimental de la curva Momento – Curvatura de las vigas ensayadas, con la finalidad de realizar la comparación y calibración del modelo numérico MS.

Evaluación:

Una vez construido, calibrado y validado el modelo MS, se procedió a estudiar por extensión diferentes secciones con distintas cuantías de acero de refuerzo y refuerzo externo, con el fin de evaluar las pérdidas máximas de ductilidad de deformación por flexión, incrementos de resistencia, y compararlas con las resistencias confiables obtenidas de la norma ACI-440.2R-08 (ACI, 2008).

En base a las actividades realizadas, y luego de efectuar un profundo análisis de los resultados obtenidos fue factible concluir y recomendar acerca del comportamiento de vigas de concreto armado externamente reforzadas con FRP, y los efectos que tienen las diferentes configuraciones en la respuesta final.

CAPÍTULO II: ESTADO DEL ARTE DE DISEÑO DE VIGAS EXTERNAMENTE REFORZADAS CON FRP

2.1 Introducción:

En este capítulo se estudian las filosofías de diseño para vigas de concreto armado externamente reforzadas mediante compuestos FRP externamente adheridos, tomando en cuenta las consideraciones, los modos de falla, las propiedades del producto.

Más adelante en este capítulo, se revisarán los modos de falla de vigas de concreto con refuerzo externo FRP, se estudiarán las características, físicas, mecánicas de los sistemas FRP, los productos disponibles en el Perú y se hará una revisión de la rigidez axial y su importancia como característica mecánica en el comportamiento a flexión y para comparar sistemas similares pero con diferentes patentes.

Finalmente se describirán las generalidades así como las consideraciones y metodología establecida por la guía ACI -440-2R-08: “*Guide for the Design and Construction of externally Bonded FRP systems for Strengthening Concrete Structures*” (ACI, 2008) para la construcción, el diseño y el cálculo de la resistencia nominal a flexión de vigas de concreto armado externamente reforzadas con FRP.

2.2 Filosofía de diseño de Vigas reforzadas externamente con bandas de Fibra de carbono.

Consideraciones básicas:

El diseño y análisis de vigas de concreto armado se basa las siguientes suposiciones básicas:

- 1- Las secciones perpendiculares al eje de flexión son planas y permanecen planas después de la flexión.
- 2- La deformación en el acero de refuerzo es igual a la deformación del concreto que lo envuelve.
- 3- Los esfuerzos tanto en el concreto como en el acero de refuerzo pueden calcularse a partir de las deformaciones usando las curvas de esfuerzo-deformación para cada material.

La primera suposición es la hipótesis de Navier-Bernoulli desarrollada en la teoría de flexión de vigas. La segunda suposición es necesaria, debido a que el concreto y el refuerzo deben actuar en conjunto para soportar cargas, implicando una perfecta adherencia entre el concreto y el acero. La tercera suposición fue demostrada por otros investigadores al desarrollar las relaciones momento curvatura del material compuesto.

Además de las consideraciones básicas antes mencionadas, se tienen las siguientes suposiciones que son necesarias para realizar un cálculo simplificado y confiable de la resistencia a flexión de una viga de concreto armado externamente reforzada con FRP:

- a. La rotura del concreto armado se produce cuando la deformación unitaria en compresión del concreto ϵ_c alcanza la capacidad límite de deformación del concreto ϵ_{cu} .
- b. La resistencia a tracción del concreto es ignorada.
- c. La fluencia del acero representa el final del comportamiento elástico de este material, y se alcanza cuando la deformación en el acero a tracción es igual a la deformación de fluencia f_y .
- d. Una vez que el acero alcanzó su límite de fluencia, el esfuerzo se mantiene constante en el valor de f_y y las deformaciones pueden aumentar.

Consideraciones acerca del material compuesto:

- e. No existe deslizamiento entre la banda FRP de refuerzo externa y el sustrato de concreto adyacente.
- f. La relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria de las platinas FRP es lineal y elástica hasta llegar a la falla.
- g. El material compuesto FRP (fibras de refuerzo + resina) trabaja como un solo material y se supone que no existen discontinuidades entre la fibra y la resina,
- h. Las fibras están distribuidas de forma regular, es decir sus propiedades son uniformes en toda su extensión.
- i. Se considera que el compuesto FRP es un material estable y sus propiedades se mantienen inalterables en el tiempo.

La consideración “e” no refleja el verdadero comportamiento del refuerzo externo adherido de FRP, pues en realidad existe una deformación relativa por corte en la interfase entre el concreto y el refuerzo externo, sin embargo el nivel de error que esta consideración puede introducir es mínima y no afecta el cálculo de la resistencia nominal de la sección (Proaño, 2011).

Las consideraciones “f”, “g” y “h” se basan, como se indicará más adelante, en el supuesto de que el material de refuerzo FRP es un material compuesto, que depende tanto de las propiedades de los filamentos de fibra de carbono así como de la resina epóxica que las mantiene unidas. Ambas tienen propiedades muy diferentes entre sí, sin embargo las propiedades del compuesto son determinadas por ensayos de laboratorio rigurosos demostrando un comportamiento axial muy aproximado al elástico y diferente al que posee cada uno de los dos materiales que lo componen.

La consideración “i” es tomada en cuenta en el diseño, ya que las propiedades del refuerzo FRP durante la instalación son ligeramente diferentes al FRP que ha estado expuesto durante años a la agresión propia del ambiente.

Diferentes investigaciones (Tysl et al., 1998; Einea et al., 1999; Hakuta et al., 1998) han sido llevadas a cabo, ya sea por exposición a ambientes ácidos, periodos de hielo - deshielo y cargas de largas duración, durante largos periodos de exposición sostenida, y han demostrado que en general no hay pérdida significativa de sus propiedades mecánicas y que estas pérdidas tienen un comportamiento asintótico en el tiempo, en el cual para un periodo dado, el compuesto mantiene prácticamente sus propiedades casi intactas en el resto de su vida útil, por lo que se le considera un material muy estable. Estas pérdidas son

consideradas por la guía para el diseño y construcción con materiales compuestos ACI-440.2R (ACI, 2008), mediante un coeficiente de reducción por degradación o exposición al medio ambiente, llamado C_E .

Cabe indicar que la inexactitud de este segundo grupo de consideraciones no afecta en gran medida el cálculo de la resistencia nominal a flexión de una viga de concreto armado externamente reforzada (ACI Comité 440.2R, 2008). Adicionalmente se considera un coeficiente de reducción Φ con el fin de compensar cualquier inexactitud de forma conservadora.

2.3 Modos de Falla por Flexión en vigas de concreto armado externamente reforzadas con bandas de FRP

Los modos de falla considerados para el diseño de vigas de concreto armado son los siguientes:

- Rotura del concreto en compresión antes de alcanzar la fluencia del acero interior de refuerzo.
Este tipo de falla es indeseable por su naturaleza frágil, además la capacidad de deformación del acero no se aprovecha adecuadamente. Se puede deber a falta de ancho del bloque de compresión, baja resistencia del concreto, cuantía excesiva de acero y FRP de refuerzo frente a la capacidad del concreto.
- Fluencia del acero en tracción seguida de la ruptura de la platina FRP.
Como se apreciará posteriormente en la sección 7.5 este tipo de falla es deseable en una zona de riesgo sísmico como la costa Peruana, pues presenta una mayor capacidad de deformación y por ende de liberación de energía.
- Fluencia del acero en tensión seguida de la rotura del concreto en compresión.
Este tipo de falla se debe analizar en detalle, pues dependiendo de las proporciones entre la cuantía de acero y la cuantía del FRP, Puede originar capacidades de deformación desde relativamente aceptables hasta frágiles e inadecuadas.

Los modos de falla adicionales que pueden producirse por mal detallado de viga de concreto armado o por razones constructivas ineficientes (mala calidad del sustrato de concreto, baja calidad del adhesivo, etc.) son:

- Despegue prematuro de la fibra de FRP del sustrato del concreto.
Este tipo de falla se produce si se utilizan adhesivos inadecuados, de baja resistencia, o se aplican en sustratos de concreto inadecuados (agrietados, carbonatados, de mala nivelación, contaminados o sucios, etc.).
- Delaminación extrema o descamación prematura en el extremo de la banda de FRP.

En los extremos de la banda de refuerzo es común que se concentren fuerzas de cortante en la interfase de los materiales, la cual actúa

directamente en el material adhesivo y en el sustrato de concreto. Es práctica común en vigas utilizar bandas en U en los extremos como los mostrados en la Fig. 2.1, que evitan la delaminación prematura de la banda de refuerzo. Estas bandas tienen un efecto confinante en el concreto evitando la falla del sustrato de concreto, ya sea por corte o tracción.

Los modos de falla considerados en la guía de diseño y construcción de materiales compuestos son los siguientes:

- Rotura del concreto en compresión antes de la fluencia del acero interno de refuerzo.
- Fluencia del acero en tracción seguido de la ruptura de la platina FRP.
- Fluencia del acero en tensión seguida de la rotura del concreto en compresión.
- Delaminación por cortante/tracción del recubrimiento del concreto (desprendimiento del recubrimiento).
- *Debonding* o despegue de la platina FRP del sustrato de concreto.

Es importante identificar el modo de falla durante el diseño de un refuerzo externo, ya que el diseñador puede tomar medidas en cualquier caso, como por ejemplo indicar detalles adicionales en sus planos de estructuras, como un confinamiento adicional, anclajes, etc.

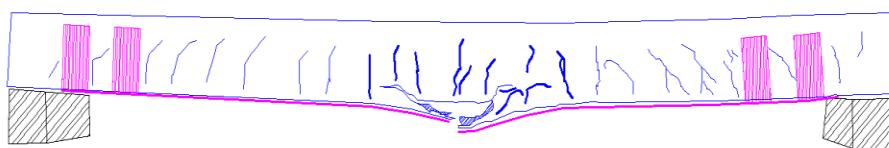


Figura 2.1: Fluencia del acero en tracción seguido de la ruptura de la platina FRP.

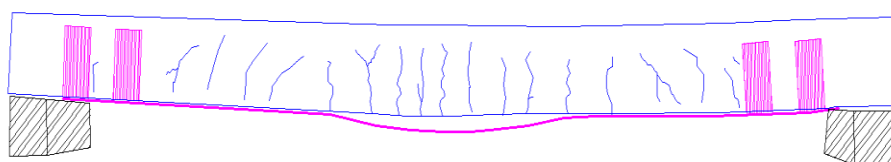


Figura 2.2: Debonding o despegue de la platina de refuerzo en el centro de la luz.

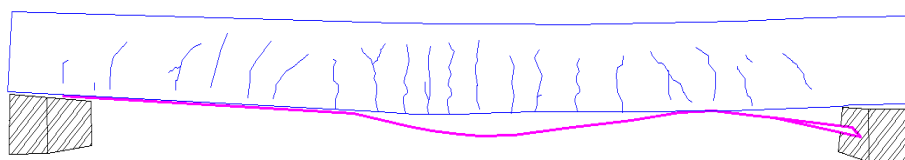


Figura 2.3: Debonding o despegue de la platina de refuerzo en el centro de la luz y/o en un extremo.

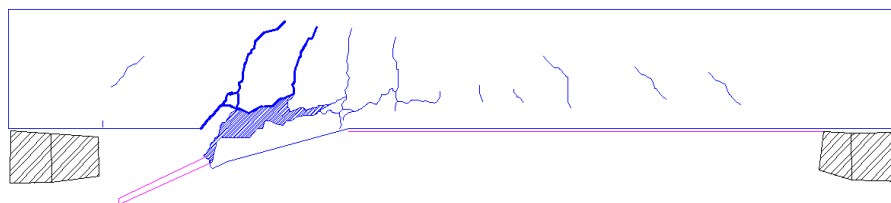


Figura 2.4: Delaminación del concreto producido en un extremo, que se extiende hacia el centro.

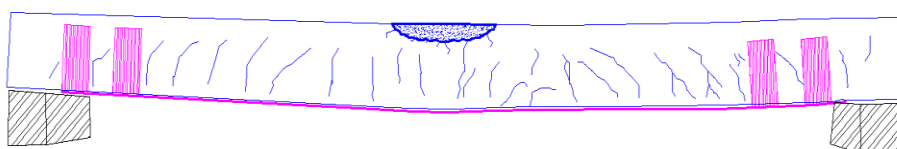


Figura 2.5: Fluencia del acero en tensión seguida de la rotura del concreto en compresión, sin falla del refuerzo externo FRP.

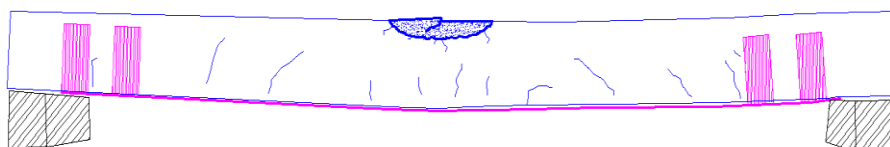


Figura 2.6: Rotura del concreto en compresión antes de la fluencia del acero interior de refuerzo.

Se definieron cuatro modos de falla de flexión para vigas de concreto armado reforzadas externamente con FRP, que dependen de las cuantías de refuerzo y de la calidad de los materiales considerados que abarcan las formas indicadas en las figuras precedentes:

- **Modo A:** Fluencia del acero de refuerzo, seguido por ruptura del FRP. El mecanismo de falla está asociado al incremento de cargas en flexión. Las fuerzas en tracción son tomadas por el acero y el refuerzo FRP. La deformación en la fibra FRP supera su capacidad última resistente a la rotura ϵ_{fu} , mientras que las grietas por flexión y el esfuerzo en el concreto están por debajo de sus límites. Éste puede ocurrir en elementos con concretos de considerable resistencia a la compresión, o en sistemas con anclajes transversales a lo largo del refuerzo externo, donde la adherencia entre los materiales es mejorada y permite el desarrollo de altas deformaciones en el refuerzo exterior (Fig. 2.1).
- **Modo B:** Fluencia del acero de refuerzo, seguido por despegue o delaminación del sistema FRP. El mecanismo de falla del despegue o desprendimiento del sistema FRP es debido a las grietas de flexión que van apareciendo con el incremento de carga, hasta que eventualmente la longitud entre grieta y grieta es menor que la longitud de transferencia del refuerzo FRP, por lo cual se pierde la eficiencia de la transferencia de carga, resultando

en despegue del refuerzo externo. La delaminación ocurre de igual manera cuando estas grietas por flexión se combinan con las de corte en un extremo de la viga de concreto armado, y los esfuerzos de corte intersticial entre la banda de refuerzo y el sustrato FRP superan la resistencia del sustrato de concreto sumándose adicionalmente a esfuerzos normales en el extremo de la banda de FRP, resultando en un arrancamiento extremo del concreto y el refuerzo FRP. La delaminación o despegue del sistema de refuerzo generalmente controlan la falla antes que el modo A, debido a que la deformación por despegue ε_{fd} es generalmente menor que la deformación de rotura ε_{fu} , para concretos de resistencia convencional (Figs. 2.2, 2.3 y 2.4).

- **Modo C:** Fluencia del acero de refuerzo, seguida del aplastamiento del concreto. El mecanismo de falla ocurre cuando los esfuerzos de compresión asociados a la flexión superan la resistencia del concreto, mientras que en el lado de la tracción los esfuerzos y deformaciones en el acero de refuerzo y el refuerzo FRP están dentro de sus rangos admisibles (Fig. 2.5).
- **Modo D:** Aplastamiento del concreto sin fluencia del refuerzo. El mecanismo de falla ocurre debido a que la cantidad de refuerzo de acero y el sistema externo de refuerzo FRP superan la cuantía balanceada, produciéndose una falla frágil donde el acero no fluye y el sistema FRP llega a esfuerzos muy bajos, mientras que el concreto llega a soportar el aplastamiento (Fig. 2.6).

Estos modos de falla y su identificación fueron estudiados en profundidad, y se mostrarán en detalle en capítulos posteriores.

2.4 Materiales Compuestos - FRP

Descripción del Compuesto: propiedades de fibra seca y compuesto:

El sistema FRP consiste en un compuesto definido por una matriz polimérica, que se refuerza con otro material que provee una resistencia predominante en una o más direcciones.

El compuesto FRP es un material muy diferente de los materiales tradicionales como el acero u otros. Una de sus propiedades es que es un material anisotrópico (las propiedades varían en cada dirección), por lo tanto sus propiedades son direccionales, siendo típico que su colocación se realice en la dirección donde sus propiedades mecánicas sean más favorables.

El sistema FRP es un compuesto en base a dos materiales principales: la matriz polimérica y las fibras de refuerzo.

La matriz polimérica está formada por resinas termoestables y termoplásticas; cada una con diferentes propiedades y ventajas. Éstas sirven como material que engloba las fibras de refuerzo.

Las fibras de refuerzo pueden estar conformadas por diferentes materiales tales como: el vidrio (GFRP: por sus siglas en inglés *Glass Fiber Reinforced Polymer*), el carbono (CFRP: por sus siglas en inglés *Carbon Fiber Reinforced Polymer*), la aramida (AFRP: por sus siglas en inglés *Aramid Fiber Reinforced Polymer*), acero

(SFRP: por sus siglas en inglés *Steel Fiber Reinforced Polymer*), e híbridos (HFRP: por sus siglas en inglés *Hibrid Fiber Reinforced Polymer*) para compuestos que contienen una combinación de los tipos de fibras mencionados. Actualmente se están desarrollando y agregando nuevos tipos de compuestos con fibras desarrolladas en diferentes laboratorios.

Resinas como matriz polimérica:

Las resinas son utilizadas en la fabricación del sistema FRP como matriz de las fibras de refuerzo. Se pueden distinguir dos grupos de resinas: Termoestables y Termoplásticas.

Las resinas termoplásticas pasan a ser blandas y flexibles cuando se calientan, y deberían ser moldeadas mientras estén calientes. Cuando se enfrían son muy rígidas.

En cambio las resinas termoestables suelen ser líquidas o sólidas, con bajos puntos de fusión. Cuando se utilizan para fabricar el producto final, estas resinas se suelen combinar con un reactivo, sometidas a calor, o una combinación de ambos. Una vez curadas, estas resinas se endurecen y no pueden recuperar a su forma original líquida. A diferencia de las resinas termoplásticas, una vez curadas, las resinas termoestables endurecidas no fluyen o fusionan cuando se someten al calor, pero se pueden tornar en un estado blando. Las resinas más utilizadas en la industria son poliésteres insaturados, resinas epóxicas, resinas viniléster y fenólicas.

Debido a sus superiores propiedades, la resina de base epóxica es, actualmente, la resina más utilizada en la reparación y reforzamiento externo con bandas y platinas de FRP para elementos de concreto armado. Entre sus principales cualidades se tiene que: permiten alcanzar alto rendimiento en el sistema FRP para obtener propiedades mecánicas superiores (resistente a líquidos y ambientes agresivos), buen rendimiento cuando son expuestas a elevadas temperaturas, excelente adhesión al sustrato de concreto, buena resistencia a la exposición ultravioleta, baja contracción, entre otras cualidades.

Las resinas están presentes durante la aplicación del compuesto FRP, tanto para el tratamiento de la superficie como en el saturado de las fibras de refuerzo. Las proporciones de volumen de resina a fibra están debidamente indicadas por los manuales de cada proveedor.

Reglas de Mezcla:

Las propiedades de diseño del material compuesto se estiman en base a las proporciones fibra-resina, conocidas también como “regla de mezclas” (Smith, 1998), que se deben utilizar durante la aplicación en base a un ponderado de sus rigideces. Es importante el seguimiento de las proporciones utilizadas *in situ*, ya que de ello depende mucho que las propiedades de diseño sean consistentes con las propiedades del material aplicado.

El módulo elástico del compuesto FRP se obtiene a partir del ponderado entre las propiedades de las fibras secas y de la resina utilizada para saturar las respectivas fibras, según lo indica la Ec. (2.1).

$$E_f A_f = E_{fs} A_{fs} + E_r A_s \quad (2.1)$$

Donde:

$$V_f = \frac{A_f}{A} \quad (2.2a)$$

$$V_f = \frac{A_f}{A} \quad (2.2b)$$

Y:

$$V_f + V_m = 1 \quad (2.2c)$$

Finalmente, el módulo elástico del compuesto FRP se obtiene de las propiedades de los dos materiales constituyentes y de los volúmenes de mezcla especificados. Al examinar la Ec. (2.3), se puede observar la importancia de utilizar el sistema de fibras secas con su respectiva resina indicada por el fabricante; así como el contar con mano de obra debidamente capacitada que pueda utilizar las proporciones de mezcla adecuadas para lograr las propiedades de diseño supuestas en los cálculos del refuerzo.

$$E_f = E_{fs} V_f + E_m(1 - V_f) \quad (2.3)$$

Métodos de Fabricación del FRP:

La creación de estos productos actualmente está limitada a un sector de la industria. La industria de los compuestos tiene la capacidad de crear el producto a partir de diferentes procesos de manufacturación. Existen diferentes procesos para fabricar los compuestos; cada proceso tiene sus propias características que definen el tipo de producto terminado. A continuación se describen los principales procesos de fabricación de materiales compuestos:

- a. *Pultrusión*: es un proceso basado en el moldeo continuo de fibras de refuerzo y resinas termoestables. Se utiliza en la fabricación de perfiles del compuesto que tienen una sección transversal constante. Por ejemplo: pernos, barras, vigas de puente, y losas colaborantes.
- b. *Bobinado de filamentos*: el proceso parte de fibras continuas en forma de hilos paralelos, impregnándolos en la matriz de resina y embobinándolos en un cilindro rotatorio. El espesor, el ángulo de la bobina, el volumen de fibra laminada son controlados por una computadora. El material se cura en el cilindro y luego es removido. Este proceso permite crear tubos, perfiles, botellas, tanques y fuselajes de aeronaves.
- c. *Moldeo por compresión*: el proceso consiste en colocar el material de refuerzo entre dos moldes que luego son cerrados y comprimidos. Una resina viscosa es inyectada a alta presión penetrando los vacíos en el molde para finalmente curar el nuevo material.

- d. Moldeo con transferencia de resina al vacío asistido: el proceso consiste en colocar las fibras de refuerzo secas en un molde, impregnar la resina mientras se van liberando los vacíos por medio de una aspiradora. De esta forma se pueden generar grandes piezas libres de vacíos internos.
- e. Artesanal (*Hand lay-up*): este método es el más antiguo y simple de todos para producir láminas de FRP. La inversión de capital en este proceso es relativamente baja. La pieza más cara y sofisticada es una pistola de *spray* de resina, sin embargo algunos fabricantes prefieren verter y esparcir la resina en moldes en lugar de usar el *spray*. Luego las fibras son colocadas en el molde, donde reciben resina adicional para mejorar el secado y obtener una manta más trabajable. Una vez curado, el compuesto es cepillado, escobillado y enjuagado para eliminar el aire atrapado, para luego ser almacenado o aplicado.

Características, Aplicaciones y Ventajas Estructurales:

Las principales características se describen en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Resumen de principales características del compuesto FRP.

Característica	Descripción del FRP
Físicas	<p>Su aplicación es en platinas o mantas de espesores de dimensión muy reducida (desde 0.17 – 1.5 mm) respecto a sus otras dimensiones.</p> <p>Baja densidad, el peso de las bandas varía de 300 a 600 g/m², y hasta 1800 g/m² para platinas.</p> <p>Tiene pobre resistencia al fuego, debido a los polímeros que son inflamables.</p> <p>Los coeficientes de expansión térmica de las resinas utilizadas son, usualmente, mayores a los del concreto. Sin embargo la experiencia indica que esta no afecta la adherencia para pequeños cambios, tales como $\pm 28^{\circ}\text{C}$.</p> <p>GFRP y AFRP son eficientes aisladores eléctricos, mientras que el CFRP es conductor, por lo cual debe precisarse alguna protección del acero que esté en contacto directo con el CFRP.</p>
Mecánicas	<p>Altísimas resistencias a la tracción, con esfuerzos últimos en el orden de 800 a 3000 MPa. Pobre resistencia a la compresión.</p> <p>Sus propiedades varían en cada dirección. Usualmente las fibras son unidireccionales, donde las propiedades principales se dan en la dirección longitudinal.</p> <p>Las propiedades mecánicas de la fibra seca (en bruto) son muy diferentes a la fibra compuesta, conformada además por su matriz</p>

	<p>polimérica.</p> <p>Los sistemas FRP como el carbono y la aramida no presentan flujo plástico bajo cargas sostenidas, a diferencia de las fibras de vidrio que pueden ceder en deformación bajo carga de tracción sostenida en el tiempo.</p> <p>El comportamiento del FRP en compresión no está bien establecido. El modo de falla en compresión principalmente es el pandeo de la platina o banda, variando desde el pandeo total del espécimen hasta el pandeo local de las microfibras. Diferentes ensayos han comprobado que, mientras más accesorios o restricciones al pandeo se previeron, mayor resistencia a compresión se ha obtenido.</p>
<p>Durabilidad</p>	<p>Los sistemas FRP de fibra de carbono (CFRP) han demostrado resistencia a ambientes ácidos o alcalinos.</p> <p>Los sistemas FRP de fibra de vidrio (GFRP) pueden degradar sus propiedades ante la exposición de ambientes ácidos o alcalinos en el tiempo.</p> <p>La guía ACI 440.2R (ACI, 2008) recomienda la selección de sistemas de recubrimiento protector de acuerdo a las condiciones del ambiente al que será expuesto el sistema FRP. El sistema de recubrimiento protector se hace recomendable para incrementar la resistencia del compuesto FRP frente a los efectos de la humedad, agua de mar, temperatura extrema, exposición al fuego, impacto así como a los rayos UV, inclusive al vandalismo.</p>

Aplicaciones:

Como barras de refuerzo: en elementos estructurales, reemplazando al acero de refuerzo, ya sea en pilares, columnas, losas. Donde el servicio prestado por el acero de refuerzo sea limitado por las condiciones del entorno: acidez, exposición elevada a cloruros, cerca de equipos especiales como magnetos de resonadores y otros.

Como bandas de FRP: en refuerzo externamente adherido para llevar a cabo refuerzos estructurales a flexión y corte de vigas, columnas, losas y muros de concreto armado. Confinamiento adicional para mejorar la capacidad de compresión. Reforzamiento al corte de muros de albañilería y otros (Fig. 2.7).



Figura 2.7: Viga de concreto pos-tensada reforzada con bandas de FRP de carbono, Lima (Cortesía: FIBRWRAP-Perú).

Como Platinas de FRP: en refuerzo externo e interno cercano a la superficie (NSMB: *Near surface mountain bar*). Para reforzar por corte y flexión vigas, losas, muros y columnas.

Perfiles preformados: tienen aplicaciones estructurales y no estructurales. Entre las aplicaciones estructurales se tienen antecedentes de construcciones realizadas con perfiles preformados, como diversos puentes vehiculares y peatonales (Fig. 2.8) realizados mediante el reemplazo de las vigas o celosía de acero estructural así como la losa de concreto. Esta tecnología data de los 90 y aún continúa desarrollándose.



Figura 2.8: Puente peatonal tipo armadura de 124 m. en Point Bonita, Pensilvania - USA. Se utilizaron perfiles de FRP. Las principales consideraciones fueron el peso ligero y la durabilidad (fuente: Google-Imágenes).

Entre las aplicaciones no estructurales se tienen las que la industria produce: barandas, mobiliario, botes, escaleras, tuberías, etc. También es utilizada en la aeronáutica debido a sus buenas propiedades físicas y mecánicas.

Principales ventajas del FRP:

En resumen, las características de las bandas y platinas de FRP utilizadas en reforzamiento estructural de elementos de concreto armado, tienen las siguientes ventajas:

- Alta resistencia, generalmente mayor a la resistencia del acero.
- Bajo peso.
- No presenta corrosión.
- Resistente a ambientes ácidos y a alcalinos.
- Bajo o nulo impacto estético.
- Rápida aplicación y puesta en marcha.
- Se aplica en ambientes húmedos o secos.
- Es flexible, puede colocarse envolviendo elementos de forma compleja, en el caso de las bandas de FRP.

Propiedades mecánicas, ensayos

Las propiedades mecánicas de los sistemas FRP varían significativamente dependiendo de su específica conformación, material constitutivo y método de fabricación. En la dirección de las fibras, el sistema FRP exhibe un típico comportamiento lineal elástico hasta la falla, pero combinaciones híbridas, tales como el carbono y vidrio o carbono y aramida exhiben un comportamiento monotónico de esfuerzo deformación similar al acero (Fig. 2.9).

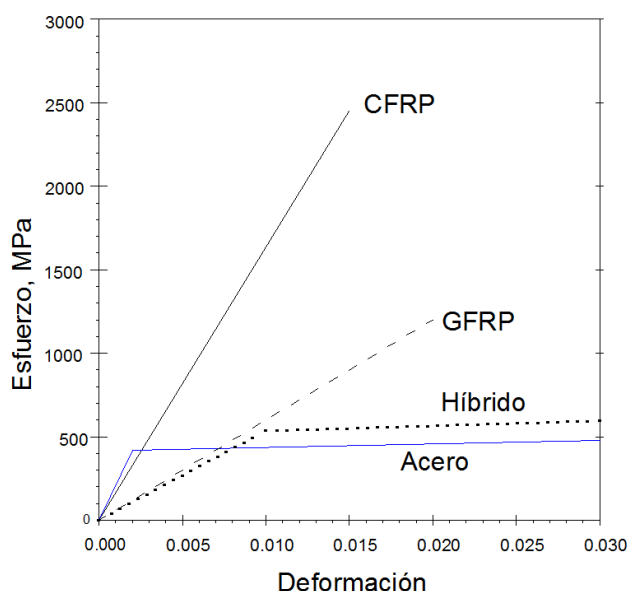


Figura 2.9: Curvas típicas de esfuerzo – deformación para productos FRP, comparadas con el acero de refuerzo (azul).

La información acerca de las propiedades de las bandas, láminas y platinas utilizadas en el refuerzo externo es y debe ser suministrada por el fabricante. Las

propiedades mecánicas que interesan en el diseño son: el módulo elástico de tensión del material, el espesor de diseño de la banda o platina, el esfuerzo último de tracción y la deformación última de falla. La obtención de estas propiedades está homologada con dos métodos de ensayo previstos en la norma ASTM D3039, y especificados en el comité ACI 440.3R “*Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures*” (American Concrete Institute, 2004).

El método 1 para determinar las propiedades del sistema FRP, está basado en el área del compuesto (fibra más resina) y utiliza la medida del ancho y espesor del espécimen para el cálculo de la resistencia a la tracción y el módulo de tensión. Por otro lado, el método 2 se basa en el área de fibra de refuerzo equivalente (fibra sin resina), utiliza el espesor de la fibra equivalente sin resina y la medida del ancho del espécimen para realizar el cálculo de la resistencia a la tracción y módulo de tensión del sistema de refuerzo.

Tabla 2.2: Propiedades de sistemas de refuerzo FRP disponibles en el Perú.

Sistema FRP	Tipo de Fibra	Peso (g/m ²)	Espesor de diseño (mm)	Resistencia a la tracción (MPa)	Módulo elástico (GPa)	Método de test: ACI 440.3R
<i>Fyfe Co. LLC (2005)</i>						
Banda Tyfo SEH-51	Vidrio	915	1.30	575	26.1	Método 1
Banda Tyfo SCH-41	Carbono	644	1.00	985	95.8	Método 1
Platina Tyfo UC	Carbono	1800	1.40 ó 1.90	2510	139.6	Método 1
<i>BASF (2006)</i>						
Banda, Mbrace CF 130	Carbono	300	0.17	3800	227	Método 2
Banda, Mbrace CF 160	Carbono	600	0.33	3800	227	Método 2
<i>Sika Corp. (2007)</i>						
Banda SikaWrap Hex103C	Carbono	618	1.0	717	65.1	Método 1
Platina CarboDur S	Carbono	1800	1.2, 1.3 ó 1.4	2800	165	Método 1

Sistemas FRP en el Perú

En el mundo hay diversos fabricantes de compuestos FRP y de diversas aplicaciones. Ciertos fabricantes se dedican a producir FRP para el reforzamiento. Estos fabricantes han reportado las principales propiedades “nominales” de sus productos para el diseño de reforzamiento externo con FRP, ciñéndose a los métodos de ensayo establecidos por el Comité ACI 440.3R (ACI, 2004).

En nuestro país se comercializan y se utilizan principalmente las marcas de tres fabricantes, cuyos productos han sido utilizados en importantes proyectos de reforzamiento estructural. La Tabla 2.2 muestra las propiedades de los productos FRP disponibles para sistemas de refuerzo con FRP.

Comparación entre sistemas.

Las limitaciones en el diseño del material FRP ocurren por la deformación que previene la falla por delaminación o despegue de la banda de FRP (e_{fd}) del sustrato del concreto y no por los esfuerzos últimos resistentes del material. Generalmente esta deformación efectiva controla el diseño del refuerzo, por encima de la deformación última o esfuerzo último del compuesto $e_{fd} < e_{fu}$.

A causa de esta metodología de diseño, limitada a la deformación efectiva de despegue del refuerzo externo FRP, la totalidad de la capacidad a tracción del material no puede ser utilizada, y por lo tanto la resistencia última del sistema compuesto (e_{fu}) no representa al parámetro de comparación entre dos diferentes sistemas de refuerzo.

Entonces, cuando se considera evaluar la aplicación de diferentes sistemas de refuerzo FRP, estos sistemas deberán ser evaluados en base a su rigidez axial equivalente (K_f). Además cada sistema deberá ser capaz de desarrollar la deformación efectiva asociada al desprendimiento del FRP (ϵ_{fd}) sin ruptura del sistema (ϵ_{fu}).

$$K_f = E_f \cdot t_f \quad (2.4)$$

La rigidez axial (K_f) del sistema FRP a evaluar está dada por la E_c (2.4) y se calcula como el producto del módulo elástico del FRP (E_f) y el espesor del sistema (t_f). Por consiguiente los sistemas FRP más rígidos y de mayor espesor necesitarán menores anchos de fibra que una banda más flexible y de espesor más delgado (Fig. 2.10).

Se recomienda que el diseñador evalúe el sistema FRP en base a las siguientes consideraciones:

- Disponibilidad del sistema FRP.
- Eficiencia del refuerzo (el que desarrolle y aproveche los esfuerzos efectivos más cercanos al esfuerzo último, produciendo un ahorro del sistema).
- Como se verá en el capítulo VII los sistemas de menor rigidez axial tienden a ser más deseables, ya que originan mayores anchos de banda de refuerzo, lo cual distribuye mejor los esfuerzos en el sustrato de concreto.
- Simplicidad en los detalles de refuerzo.

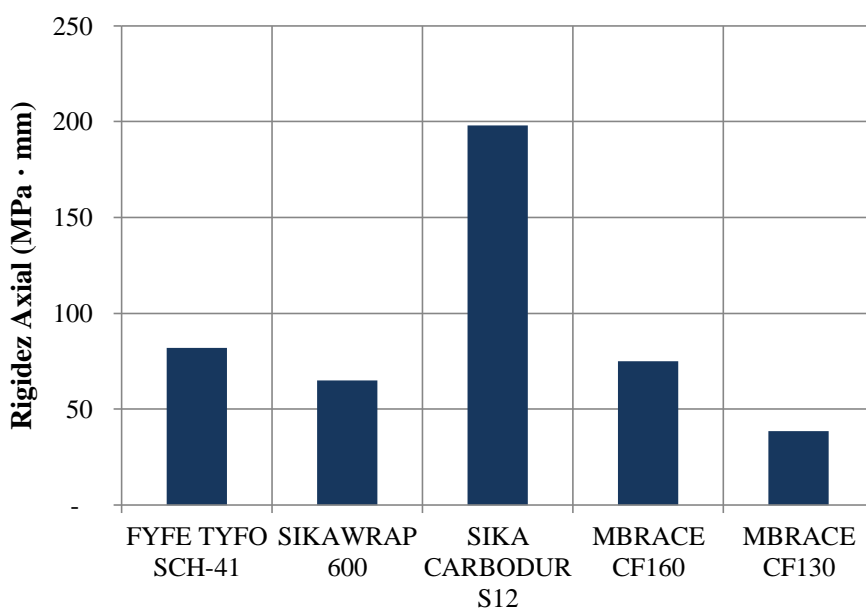


Figura 2.10: Rigidez Axial (K_f) para diferentes sistemas FRP

Al comparar las rigideces axiales de los sistemas disponibles en el medio nacional, se tiene que una platina de cierto ancho de sistema Sika Carbodur equivale a 2.4 veces el mismo ancho de sistema Tyfo SCH-41 y a más de 5.0 veces el mismo ancho en el sistema Mbrace CF130 (Fig. 2.10).

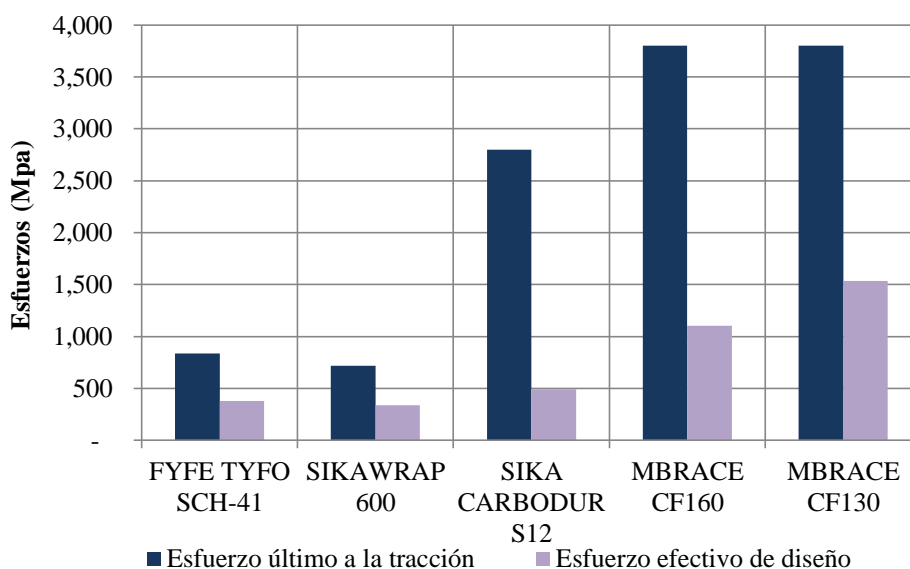


Figura 2.11: Esfuerzo último y Esfuerzo efectivo, sustrato de concreto $f'_c = 21$ MPa.

En cuanto a la eficiencia o rendimiento, los sistemas más flexibles tienden a ser más eficientes, es decir aprovechan mejor la gran resistencia a la tracción propia del FRP (Fig. 2.11).

Para un modo de falla controlado por la delaminación o desprendimiento del sistema FRP, la tensión efectiva del FRP (T_{ff}), se obtiene como el producto de la deformación de despegue del FRP (ϵ_{fd}) y su módulo elástico E_f .

Así se tiene por ejemplo, que los sistemas FYFE SCH-41 y SikaWrap 600 tienden a ser eficientes en cuanto al desarrollo de esfuerzos efectivos respecto a su esfuerzo último nominal (T_{ff} / T_{fu} en el orden del 65%), para una capa de refuerzo sobre sustratos de concreto de resistencia convencional igual a 21 MPa (Fig. 2.12).

Sin embargo, se aprecia que cuando se requiere gran número de capas de un sistema flexible, es más eficiente colocar una sola capa que corresponda a un sistema rígido.

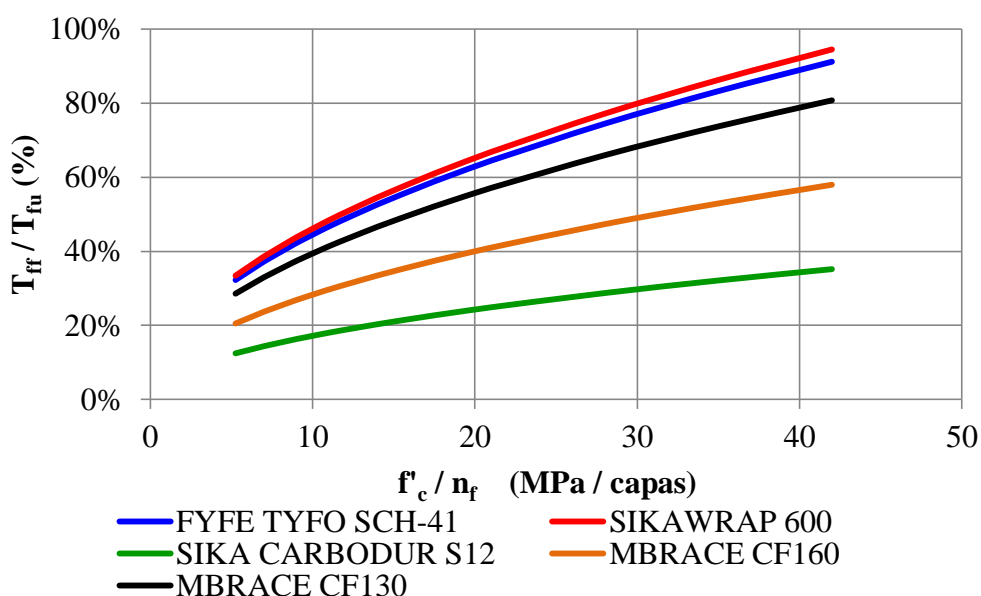


Figura 2.12: Eficiencia del sistema T_{ff}/T_{fu} para diferentes sistemas FRP.

Clasificación por propiedades Mecánicas.

Se puede clasificar a los sistemas FRP de acuerdo a sus propiedades mecánicas, principalmente a su rigidez axial, definida como el producto entre el módulo elástico y el espesor del sistema.

Esta propiedad es importante no solo para comparar entre diferentes sistemas sino porque interviene en el comportamiento a flexión de las vigas de concreto armado externamente reforzadas. Se pueden clasificar los sistemas por sus propiedades de la siguiente manera:

- Sistema FRP Rígido:** de gran rigidez axial del orden de 150.00 MPa-m o mayores, como por ejemplo los sistemas Carbodur S12, Tyfo UC, entre otros. Se caracterizan por su presentación en platinas de refuerzo y/o perfiles preformados (Fig. 2.13).

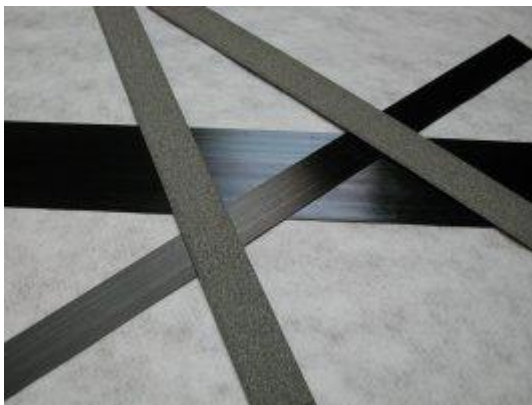


Figura 2.13: Presentación de un Sistema FRP Rígido (Fuente: RBCONSPRO).

- b. Sistemas FRP flexibles: de rigidez axial menor a 100.00 MPa-m, entre ellos Tyfo SCH-41, Mbrace CF, Sika-Wrap y otros productos que generalmente se presentan en rollos de banda de refuerzo (Fig. 2.14).

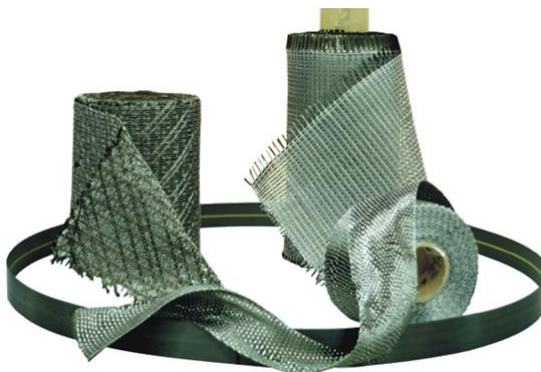


Figura 2.14: Presentación de un Sistema FRP Flexible (Fuente: Catálogo MAPEI).

En el Capítulo VII se analizará como una misma cantidad de FRP de un sistema flexible tiene características más favorables respecto a la ductilidad y capacidad de deformación inelástica del acero de refuerzo en vigas de concreto armado, frente a la colocación de una misma cantidad de refuerzo de un sistema más rígido.

2.5 Guía para el diseño y Construcción de sistemas FRP externamente adheridos para estructuras de concreto Armado (comité ACI 440.2R, 2008)

A continuación se describen los aspectos más importantes indicados por la guía para el diseño y construcción de sistemas FRP externamente adheridos para estructuras de concreto armado, ACI 440.2R (ACI, 2008), que representa el estado del arte en cuanto al diseño y aplicación de reforzamiento externo FRP. Se resume y estudian las consideraciones, procedimientos, métodos constructivos y criterios principales ligados al reforzamiento de vigas por flexión indicados en esa guía. No se intenta entrar en detalle con otros tipos de reforzamiento, de muros, columnas por corte y confinamiento, también descritos en la Guía.

Generalidades de la guía:

La guía abarca, describe, desarrolla y recomienda los diferentes aspectos tanto de los materiales, propiedades del compuesto, el diseño, instalación, control de calidad y mantenimiento de los refuerzos hechos en base a sistemas compuestos FRP externamente adheridos a elementos de concreto armado. Todo este conocimiento fue generado en más de 20 años de intensiva investigación apoyada por un numeroso cuerpo de investigadores que forma la base del documento.

La guía indica las recomendaciones a seguir para el transporte, almacenaje y manipulación de los materiales que forman el producto compuesto, señalando las condiciones en las que se deben realizar estas actividades para evitar cambios en las propiedades del producto final.

Instalación de un producto:

También señala las consideraciones que se deben tomar durante la instalación de un producto compuesto FRP:

- Capacidad demostrada del contratista para la preparación de las superficies, acreditación del personal instalador y la autorización de la empresa dueña de la patente para permitir la instalación de su producto por dicho contratista.
- Las consideraciones del ambiente que deben ser previstas durante la instalación, ya que climas fríos o superficies heladas pueden afectar la adherencia de la resina durante el tratamiento superficial, disminuyendo la eficiencia del sistema de refuerzo FRP.
- Describe los procedimientos adecuados a realizar para la preparación de la superficie del concreto y las consideraciones adicionales ante imprevistos que podrían presentarse, tales como: deterioro por corrosión, inyección de grietas, superficies carbonatadas, entre otras eventualidades que pueden afectar el adecuado performance del sistema de refuerzo FRP.
- En cuanto a los procedimientos especificados para el mezclado de las resinas, que generalmente se obtienen de la combinación de dos componentes: una inerte y otra reactiva, así como la forma de curado de las mismas, primarán las recomendaciones dadas por el fabricante, sin embargo la guía presenta métodos y consideraciones adicionales a tomar en cuenta para realizar estas actividades.

Inspección y evaluación:

Otro aspecto importante que la guía describe son los procedimientos técnicos para la inspección, evaluación y aceptabilidad que se deben seguir para asegurar un adecuado control de calidad de los trabajos de instalación de un sistema de refuerzo FRP.

La inspección de un sistema FRP instalado debe ser realizada en concordancia con los códigos aplicables de la localidad. En ausencia de los mismos, la inspección debe ser realizada por o bajo la supervisión de un profesional de diseño o inspector calificado.

Una vez instalado el sistema FRP, la inspección debería incluir los siguientes aspectos:

- Fecha y hora de la instalación.
- Planos de detalles y especificaciones del proyecto.
- Temperatura ambiental, fuentes de humedad, y observaciones del clima.
- Temperatura de la superficie del concreto.
- Estudio de sequedad de la superficie (ACI 503.4).
- Descripción cualitativa de la limpieza de la superficie.
- Ancho de grietas no inyectadas.
- Observaciones del progreso de curado de las resinas.
- Progreso general del trabajo.
- Ratios de mezclado de resinas, tiempo de mezclado y descripciones cualitativas de la apariencia de todos los lotes de resina utilizados.
- Resultados de “*Pull off*” in situ.
- Propiedades del sistema FRP obtenidos por ensayo de “paneles testigo” curados en obra, si se requiere.
- Localización y tamaño de cualquier delaminación o vacíos de aire,

Entre las recomendaciones se indica que el inspector deberá proveer al diseñador responsable y/o al propietario con el registro de la inspección, así como de los “paneles testigo”. Estos registros y paneles de registro deberán ser retenidos por un periodo mínimo de 10 años o los indicados por el profesional de diseño, mientras que el contratista deberá retener copias simples del registro.

Evaluación y aceptabilidad de los trabajos

Revisar la compatibilidad de los trabajos realizados con los planos así como con las especificaciones técnicas del sistema FRP del proyecto debe ser la base para la evaluación, aceptabilidad o rechazo de los trabajos ejecutados.

Para la aceptación de los trabajos se debe tener en cuenta las siguientes características del refuerzo con sistema FRP:

- Evaluación de los ensayos de laboratorio “*Pull Off*” y/o paneles testigo.
- Certificación del fabricante sobre las propiedades de los productos a ser instalados.
- Evaluación e inspección visual sobre la orientación de las fibras. Las desorientaciones mayores a 5° (80 mm por metro lineal) deben ser reportadas al proyectista para su evaluación y aceptación.
- Utilizar un método de evaluación para detectar delaminaciones o vacíos de aire en el sistema instalado. Para ello pueden utilizarse métodos como el del sonido del martillo, métodos de ultrasonido o termográficos para detectar estas imperfecciones. La guía recomienda tasas de delaminación aceptables o reparables sobre el sistema instalado a tener en cuenta para la evaluación, observación o rechazo de los trabajos.

Entre los ensayos de calidad descritos en este ítem de la guía, para la evaluación de los trabajos de instalación de sistemas FRP adheridos sobre superficies de concreto se tiene:

El ensayo Pull Off: es indispensable en las aplicaciones de sistemas compuestos donde la adherencia entre el sistema y el sustrato de concreto es crítico.

El ensayo *pull off* sirve para determinar el esfuerzo de adherencia del sistema o en su defecto la resistencia del concreto al arrancamiento, y debe ser realizado usando los métodos descritos en ACI 503R o ASTM D4541 (ACI 440.3R, 2004).

Se realiza una vez aplicado el sistema FRP a la superficie de concreto y transcurrido el tiempo indicado por el fabricante desde la aplicación hasta el ensayo. Sobre una zona seleccionada, limpia y seca, se cortará una sombra del disco de adhesión. Dicho corte deberá atravesar la lámina FRP hasta el sustrato de concreto, hasta 6-12 mm dentro del sustrato. Sobre la zona preparada se instalará el disco de adhesión fijado mediante la resina utilizada para adherir el sistema FRP. El disco de adhesión consta de una platina circular o cuadrada de 25 a 40 mm de diámetro (Fig. 2.15).

Una vez instalado el disco de adhesión, se ajustará el equipo de aplicación y medición de carga. Se verificará que dicho equipo aplique carga vertical, se calibrará a cero el medidor y se aplicará la carga mediante método manual o mecánico hasta que la ruptura ocurra.

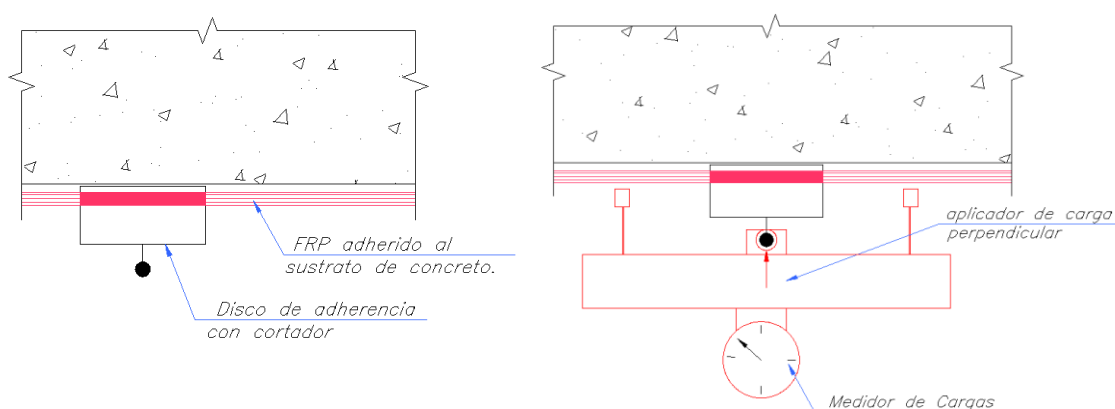


Figura 2.15: Configuración del ensayo de tensión directa “Pull off”.

Se realizará un cálculo y registro de la resistencia de adherencia o resistencia del concreto usando la Ec. (2.5).

$$\sigma_p = \frac{F_p}{A_a} \quad (2.5)$$

Donde:

σ_p : la resistencia de adherencia Pull off.

F_p : Fuerza Pull off.

A_a : Área de contacto fijada al sustrato de concreto.

La capacidad adhesiva del sistema FRP al concreto es importante para garantizar la transferencia de carga y compatibilidad de deformaciones entre el concreto y la lámina del compuesto FRP.

Los modos de falla que pueden ser registrados son los siguientes:

Modo a: Falla adhesiva ocurrida en la interfase entre el concreto y la lámina FRP.

Modo b: Falla cohesiva dentro de la lámina FRP.

Modo c: Falla cohesiva dentro del sustrato de concreto.

Modo d: Falla del agente adhesivo en el disco de adherencia.

La resistencia, obtenida por la Ec. (2.5) debería exceder a 200 psi (1.4 MPa) y exhibir un modo de falla en el concreto (Modo c). Menores resistencias u otros modos de falla (Modo “a” ó “b”) deben ser reportados al diseñador responsable para su aceptación. El modo de falla “d” no es un modo de falla aceptable.

Este tipo de ensayos no aplica para sistemas NSM (*Near Surface Mount*) de barras de FRP. Para este tipo de refuerzos se deben extraer muestras de los extremos, para mantener la continuidad del refuerzo. Se verificará la consolidación de la resina utilizada como adhesivo alrededor de la barra FRP.

Ensayos de Paneles testigo: este ensayo está dirigido a determinar las propiedades de tensión del sistema FRP saturada en resina y fabricada con las mismas características de la resina mezclada en campo.

Se realiza de acuerdo a los procedimientos detallados en los documentos ASTM D 618 ó ASTM D3039 (comité ACI 440.3R, 2004). Los procedimientos de tales documentos permiten obtener la resistencia a tracción, módulo de elasticidad y deformación última; tales características son las principales propiedades de diseño, y pueden servir para asegurar un control de calidad así como asegurar el análisis y diseño estructural.

Selección del sistema FRP:

Una vez determinado que utilizar un método de reforzamiento externo con materiales compuestos FRP es lo adecuado para incrementar las capacidades mecánicas de un elemento de concreto armado, se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones para la selección del tipo de sistema FRP más adecuado:

- Consideraciones del ambiente: que pueden afectar las resinas, y ciertos sistemas pueden degradar sus propiedades ante ambientes alcalinos, salinos, bajo rayos ultravioleta o elevadas temperaturas.
- Consideraciones de carga: que afectan de manera diferente a los diferentes tipos de sistemas FRP.
- Consideraciones de durabilidad: que se refieren básicamente a la necesidad de utilización de un recubrimiento protector. Estos recubrimientos pueden retardar la degradación de las propiedades mecánicas del sistema FRP.

La Tabla 2.3 resume las características de los tipos de FRP ante diferentes condiciones de exposición, carga y durabilidad.

Tabla 2.3: Consideraciones para selección de tipo de sistema FRP.

Consideración		CFRP Carbono	GFRP Vidrio	AFRP Aramida
Resistencia a Ambientes agresivos	Alcalinidad	Buena	Baja	Media
	Acidez	Buena	Baja	Media
	Eléctricas	Mala	Buena	Buena
Tolerancia a tipos de Cargas	Impacto	Baja	Buena	Buena
	Fatiga	Alta	Baja	Media
	Cargas cíclicas	Alta	Baja	Media
Durabilidad: Uso de recubrimientos protectores	Alcalinidad o acidez	No	Si	Si
	Fuego	Si	Si	Si
	Exposición UV	No	Si	No
	Impacto	Si	No	No
	Vandalismo	Si	Si	Si

Diseño de reforzamientos con sistemas externamente adheridos FRP:

De acuerdo a la orientación principal de las fibras respecto al elemento a reforzar, se pueden conseguir incrementos de resistencia a flexión, corte y compresión.

Las consideraciones que se deben tomar en cuenta en el diseño de refuerzos son las siguientes:

- Diferenciar el tipo de aplicación: “Contacto crítico” o “adherencia crítica”. Las aplicaciones de “adherencia crítica” requieren que el sustrato de concreto en la interfase transfiera cargas (Por ejemplo en refuerzos por flexión) por lo cual se demanda una calidad mínima en el concreto. Mientras que las aplicaciones de “contacto crítico” no requieren una adhesión especial (Por ejemplo confinamiento de vigas y columnas). Los proveedores de FRP resaltan la importancia de que el diseñador del refuerzo identifique el tipo de aplicación de refuerzo externo FRP en razón de especificar los apropiados controles de calidad y de preparación de la superficie de contacto.
- Otra consideración importante es identificar el tipo de carga o sollicitación para lo cual se proyecta el refuerzo externo: cargas sostenidas (de gravedad) o cargas especiales dadas bajo un evento específico (por ejemplo sismo). Las

aplicaciones en cargas sostenidas requieren especiales consideraciones: los esfuerzos en los materiales deben estar dentro de rangos permisibles con la finalidad de evitar flujo plástico o creep de los materiales, además requieren detalles adicionales como protección de fuego, confinamiento adicional para evitar delaminaciones o despegues del FRP. Mientras que las aplicaciones bajo cargas específicas no experimentan deformaciones durante la mayoría de su vida de servicio, por lo cual no necesitan protección u otras consideraciones adicionales.

Diseño de refuerzo por flexión:

Resistencia Nominal: El método indicado en la guía ACI 440.2R (ACI, 2008) requiere que la resistencia de diseño sea mayor al momento último (Ec. (2.6)). Este último debe calcularse usando los factores de carga indicados en el reglamento ACI 318-08 (ACI, 2008). Adicionalmente un factor Ψ_f se debe aplicar a la contribución del FRP al mecanismo resistente.

$$\Phi M_n \geq M_u \quad (2.6)$$

Deformación última del compuesto FRP: con la finalidad de evitar una falla por delaminación, la guía limita el nivel máximo de deformación del FRP a un nivel conservador en relación al despegue o desprendimiento del FRP, ε_{fd} (Ec. (2.7)).

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'_c}{n_f E_f t_f}} \leq 0.9 \varepsilon_{fu} \quad (2.7)$$

La guía además indica las que grapas transversales mejoran el comportamiento predicho por la Ec. (2.7). Se ha observado en diversas pruebas un 30% de incremento de las deformaciones esperadas en la ecuación anterior (CECS-146, 2003).

Deformación existente del sustrato: a menos que todas las cargas del miembro a reforzar, incluyendo el peso propio y cualquier carga de pre-esfuerzo sean removidas antes de la instalación del FRP, el sustrato donde se aplicará el FRP se encontrará deformado. La deformación en el sustrato durante la aplicación debe considerarse en el diseño y cálculo de la resistencia final de la sección reforzada (Arduini y Nanni 1997; Nanni y Gold 1998). Para determinar el nivel de deformación en el sustrato, ε_{bi} , se puede realizar un análisis elástico agrietado del miembro existente, considerando las cargas de servicio que estarán presentes durante la instalación del compuesto FRP.

Resistencia de secciones rectangulares en estado último: Los cálculos expresados en la guía se basan en satisfacer las consideraciones de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de cargas. El procedimiento descrito es el de ensayo y error.

- El procedimiento inicia con la selección del parámetro c , que es la altura del eje neutro de la sección. A partir de la selección del valor c , se calcula el nivel

de deformaciones en el FRP, suponiendo falla por aplastamiento del concreto (Ec. (2.8)).

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \quad (2.8)$$

- Cálculo del nivel de deformación en el concreto. Verificar que material controla la falla. Si $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu}$, el FRP controla la falla; caso contrario, el concreto controla la falla (Ec. (2.9)).

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right) \quad (2.9)$$

- Cálculo de la deformación en el acero de refuerzo existente (Ec. (2.10)).

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right) \quad (2.10)$$

- Cálculo del nivel de esfuerzos en cada material (Ecs. (2.11) y (2.12)):

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad (2.11)$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (2.12)$$

- Para el concreto se puede utilizar el bloque equivalente de Whitney, obteniendo resultados con razonable precisión (Ecs. (2.13) a (2.15)):

$$\varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c} \quad (2.13)$$

$$\beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c} \quad (2.14)$$

$$\alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2} \quad (2.15)$$

- Verificar el equilibrio de fuerzas para el valor inicial estimado c (Ec. (2.16)):

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b} \quad (2.16)$$

- Repetir los cinco pasos anteriores para ajustar el valor c hasta que el equilibrio esté satisfecho.
- Calcular las contribuciones de cada material al mecanismo resistente a flexión (Ecs. (2.17) y (2.18)):

$$M_{ns} = A_s \cdot f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \tag{2.17}$$

$$M_{nf} = A_f \cdot f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \tag{2.18}$$

- Calcular la resistencia a flexión de diseño de la sección (Ec. (2.19)):

$$\Phi M_n = \Phi (M_{ns} + \Psi_f \cdot M_{nf}) \tag{2.19}$$

- Mediante análisis elásticos agrietados de la sección de concreto armado externamente reforzada, verificar el nivel de esfuerzos de servicio en los materiales.

Servicialidad: Deben cumplirse los requerimientos de servicio en cuanto a deflexiones y ancho de grietas, indicados en la norma ACI-318. El efecto del sistema FRP en el estado de servicio puede estimarse mediante un análisis elástico agrietado de sección transformada.

Para prevenir deformaciones inelásticas en los elementos de concreto armado reforzados con FRP, el nivel de esfuerzos en el acero de refuerzo interno debe estar limitado en 80% del esfuerzo de fluencia del mismo, especialmente en miembros sujetos a cargas cíclicas (EI-Tawil et al., 2001). Adicionalmente el esfuerzo de compresión en el concreto en el nivel de esfuerzos se limita a 45% de la resistencia nominal a la compresión.

En cuanto al nivel de servicio del FRP, la guía diferencia dos estados de carga: cargas sostenidas y bajo cargas cíclicas; ambos tienen un comportamiento diferente, debido al creep y fatiga que pueden inducir al material FRP, así como al tipo fibras de la que esté compuesto el sistema FRP. En la Tabla 2.4 se resumen los esfuerzos recomendados por la guía ACI 440.2R (ACI, 2008):

Tabla 2.4: Esfuerzos límites por servicio en el refuerzo FRP bajo cargas sostenidas y cargas cíclicas

Tipo de esfuerzos	Tipo de Fibra		
	GFRP	AFRP	CFRP
Sólo Carga sostenida	0.30 f_{fu}	0.50 f_{fu}	0.90 f_{fu}
Carga sostenida más carga cíclica	0.20 f_{fu}	0.30 f_{fu}	0.55 f_{fu}

Detallado de corte de bandas FRP: la capacidad de adherencia del compuesto FRP al concreto es desarrollada a lo largo de una longitud crítica l_{df} . Para desarrollar el esfuerzo efectivo de la sección, la longitud de anclaje del compuesto FRP debe exceder a l_{df} (Teng et al., 2001), esta longitud se puede calcular con la Ec. (2.20).

$$l_{df} = \sqrt{\frac{n_f \cdot E_f \cdot t_f}{\sqrt{f'_c}}} \text{ (Unidades SI)} \tag{2.20}$$

Necesidad de grapas U de FRP: las delaminaciones o “end peeling” del sustrato de concreto pueden resultar del desarrollo de esfuerzos normales en los extremos del refuerzo FRP. En este tipo de esfuerzos normales, el acero de refuerzo interno actúa como rompe adherencia en un plano horizontal, y el sustrato de concreto puede ser empujado hacia afuera del resto de la viga por la acción del FRP (Fig. 2.16).

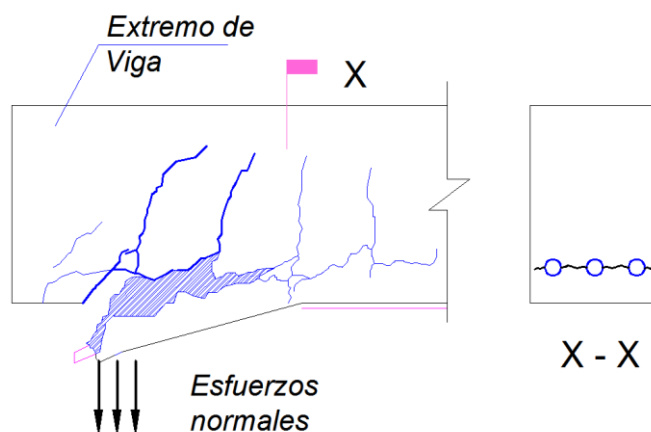


Figura 2.16: Delaminación en el extremo causada por falla de tensión en el recubrimiento de concreto.

Las fallas por delaminación (peeling) del sustrato en el extremo pueden mitigarse mediante el uso de las siguientes técnicas o combinaciones de ellas:

- Uso de anclajes, tipo estribos de sujeción en U de FRP (Fig. 2.17).
- Cortando, en lo posible, el extremo del refuerzo FRP en regiones de momento cero.

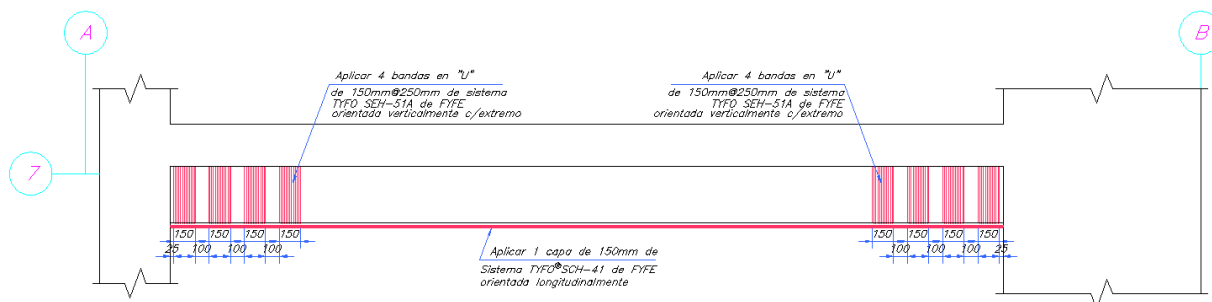


Figura 2.17: Ejemplo de Anclaje en extremos mediante sujeciones en U de FRP en Viga de Concreto armado externamente reforzada con FRP. (Cortesía: Top Consult Ingeniería SAC).

Cuando el cortante factorizado en los puntos de terminación es mayor que 2/3 la resistencia al corte del concreto ($V_u > 0.67 \cdot V_c$), las láminas de FRP deberían anclarse con refuerzo transversal para prevenir la separación del recubrimiento de concreto. El área de sujeción de la envoltura FRP en U, $A_{f,anchor}$ puede determinarse con la Ec. (2.21) (Reed, Peterman y Rasheed; 2005).

$$A_{f,anchor} = \frac{(A_f \cdot f_{fu})_{longitudinal}}{(E_f \cdot k_v \cdot \epsilon_{fu})_{anchor}} \quad (2.21)$$

Donde k_v se calcula con las ecuaciones para confinamiento por cortante para sujeciones en U, descritas en la misma guía. A continuación se expresan las ecuaciones necesarias para calcular el factor k_v , en unidades del sistema Internacional (SI) (Ecs. (2.22) a (2.25)).

$$K_v = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{11,900 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad (2.22)$$

$$L_e = \frac{23,300}{(n_f \cdot t_f \cdot E_f)^{0.58}} \quad (2.23)$$

$$K_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3} \quad (2.24)$$

$$K_2 = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} \quad (2.25)$$

CAPÍTULO III: MARCO TEÓRICO

3.1 Introducción

En este capítulo se describirá el estado del arte de los métodos incrementales e iterativos aplicados a modelos numéricos para análisis de vigas estructurales, considerando modelos constitutivos de los materiales, y la solución de las ecuaciones no lineales. Se definirán los conceptos de Ductilidad y Factor de Deformabilidad y su aplicación a sistemas de concreto armado con refuerzo adicional con FRP externo. Este marco teórico servirá para plantear más adelante el modelo numérico de estudio, así como para analizar y evaluar las características de la respuesta de las vigas de concreto armado externamente reforzadas con compuestos FRP.

3.2 Modelos Analíticos para el modelado a flexión

Se han desarrollado numerosos modelos analíticos que tienen la finalidad de evaluar la respuesta inelástica de un elemento estructural.

El método más sencillo es el empleado en el elemento “viga-columna” que utiliza el eje centroidal del elemento. Este modelo consiste en un elemento elástico a flexión con elementos rotacionales inelásticos en cada extremo, como el indicado en la Fig. 3.1.

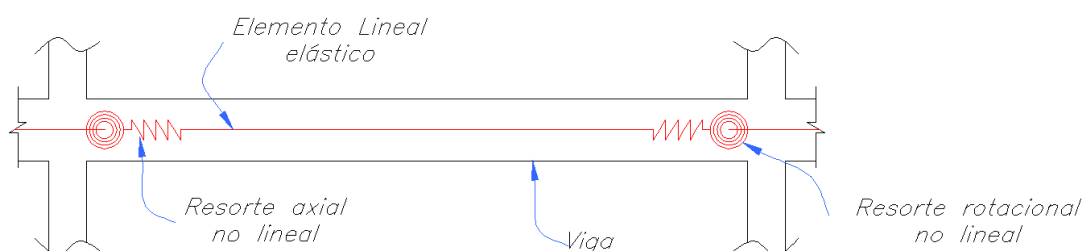


Figura 3.1: Modelo analítico: “Viga-Columna”,

Otros modelos “viga columna” conformados por nudos del tipo Multi-resortes inelásticos se utilizan para simular el comportamiento inelástico de pórticos de acero resistentes a momentos. Estos planteamientos también fueron utilizados para elementos de concreto armado.

Un modelo simplificado, utilizado para simular el comportamiento histerético o inelástico de elementos “viga-columna” o muros de concreto armado, como el indicado en la Fig. 3.2, está conformado por dos tipos de elementos: uno es una viga con propiedades elásticas y el otro es un elemento inelástico de longitud H.

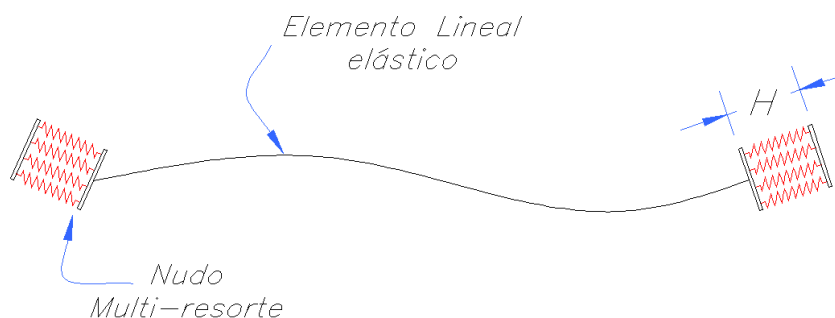


Figura 3.2: Modelo analítico Multi-resorte.

El nudo o elemento inelástico está conformado por cuatro resortes uni-axiales además de un panel de corte, según se muestra en la Fig. 3.3. Los resortes llevarán las fuerzas axiales a lo largo del eje de cada resorte, mientras que el panel de corte transmite las deformaciones de corte respectivas en el nudo.

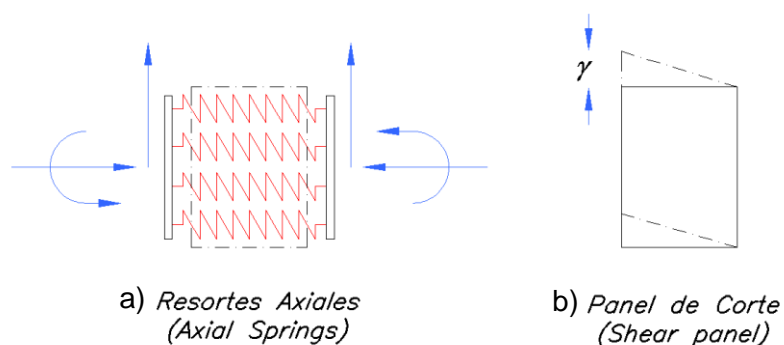


Figura 3.3: Elemento Inelástico Simplificado. a) Resortes Uni-axiales para deformaciones y b) Panel de Corte para tomar distorsiones γ .

Estos modelos de análisis surgieron con la finalidad de simular el comportamiento no lineal de diferentes elementos estructurales; tales como vigas, columnas y muros de concreto armado, así como elementos de acero estructural.

Otras propuestas tales como el modelo de análisis “Multi-componente en paralelo” (MCPM por sus siglas en inglés), llamado también Modelo de elementos multi-líneas verticales (MVLEM por sus siglas en inglés). Éstos se propusieron para alcanzar mayor grado de refinamiento en la simulación del comportamiento de flexión de los muros de concreto (Fig. 3.4).

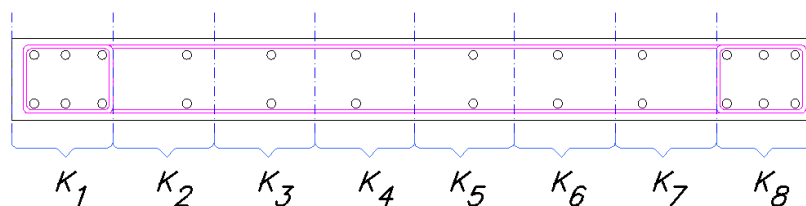


Figura 3.4: Discretización de la sección transversal de un muro de concreto para asignar áreas tributarias a cada Resorte en el modelo MVLEM.

$$k_i = \frac{(E_c)_i(A_c)_i}{H} + \frac{(E_s)_i(A_s)_i}{H} \quad (3.1)$$

En el modelo MVLEM la respuesta a flexión del muro es simulada por multi-componentes macroscópicos en paralelo con vigas infinitamente rígidas en cada uno de sus extremos. Los elementos externos K_1 y K_n representan la rigidez axial de las columnas o elementos de borde, mientras K_2 a K_{n-1} representan la rigidez axial de los paneles interiores (Ec. 3.1). Además se incluye un resorte transversal con rigidez K_h para simular la respuesta a corte del muro (Fig. 3.5).

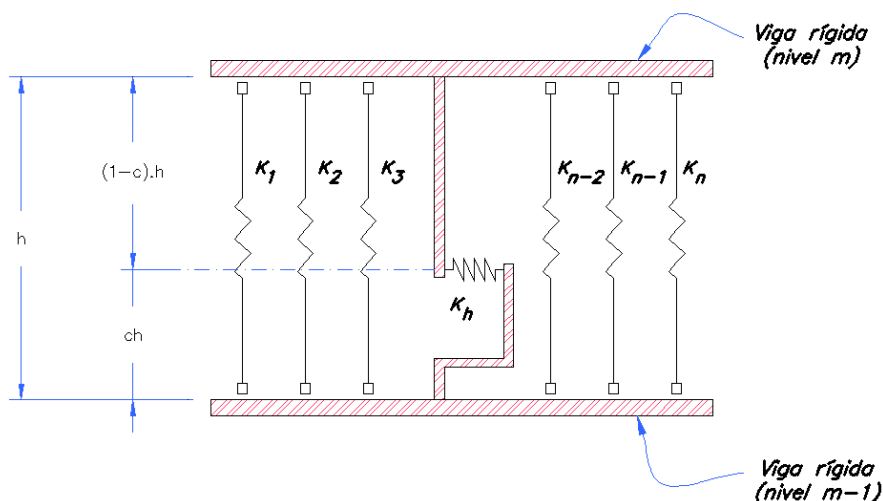


Figura 3.5: Modelo macroscópico MVLEM en elevación.

En el modelo MVLEM la rotación relativa del muro ocurre alrededor del punto ubicado en el eje central del muro a una altura $c \cdot h$. La selección del parámetro c se basa en la distribución de la curvatura a lo largo de la altura del entrepiso h y varía entre 0 a 1 para curvaturas simples (Fig 3.6).

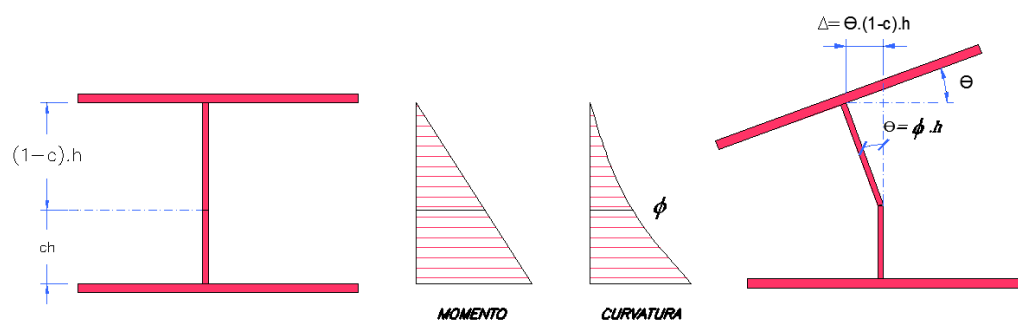


Figura 3.6: Determinación de la rotación y el desplazamiento del elemento MVLEM.

Con el objetivo de reducir la incertidumbre de la determinación del parámetro c , Fajfar y Fischinger (1990 y 1992), demostraron que el modelo MVLEM era adecuado para modelar la respuesta con acoplamiento de los efectos de flexión y

cortante; sin embargo en casos de significativas deformaciones inelásticas por corte, era necesario mejorar esta consideración.

Colotti (1993) modificó el modelo MVLEM, sustituyendo el resorte horizontal por un panel de corte, con la finalidad de mejorar el acoplamiento entre las componentes de la respuesta axial y de corte. Los resultados obtenidos con el modelo MVLEM modificado mostraron mejor precisión que el modelo macroscópico de resorte horizontal, sin embargo las deformaciones de corte en algunos casos alcanzaron valores superiores en 20% a valores obtenidos experimentalmente.

3.3 Modelos constitutivos de los materiales

3.3.1 Modelos constitutivos de ensayo

El modelo MS (multi resorte) implementado en la presente investigación simula la respuesta a flexión de una viga de concreto armado externamente reforzada con FRP, mediante la integración del comportamiento uniaxial de todos los materiales que constituyen la sección resistente. El método utiliza modelos constitutivos refinados de los materiales que contienen las características no lineales propias de cada material (concreto, acero y fibras compuestas de FRP).

Mediante el uso de las relaciones constitutivas para los diferentes materiales, que definen las respuestas de cada sub-elemento, así como las reglas simplificadas del comportamiento fuerza-deformación, realizadas por anteriores investigadores (Fischinger, 1990; Fafjar y Fischinger, 1992 y otros), se logró obtener la respuesta debido a flexión de una viga de concreto armado reforzada externamente con FRP.

3.3.2 Modelo Constitutivo para el Concreto (Compresión)

Al utilizar un modelo del tipo MVLEM es necesario utilizar un modelo constitutivo del concreto preciso y confiable, con el objetivo de predecir la respuesta a flexión de la viga de concreto armado.

Se ha seleccionado el modelo de carga monotónica de Kent y Park (1971) para la relación esfuerzo – deformación, modificado por Scott, Park y Priesley (1982). Este modelo es ampliamente utilizado por su simplicidad y exactitud, y es conocido como el Modelo modificado de Kent y Park (Fig. 3.7).

Se basa en las relaciones constitutivas esfuerzo-deformación del concreto en compresión donde el factor K corresponde al incremento debido al acero de confinamiento, Z es la pendiente suavizada en el rango $[\varepsilon_0, \varepsilon_{20}]$, siendo ε_{20} la deformación unitaria correspondiente al 20% del máximo esfuerzo de compresión, y ε_0 es la deformación unitaria del concreto cuando éste alcanza su esfuerzo de compresión máximo $K \cdot f'_c$.

Se considera como convención que la compresión del concreto es positiva. Luego las tres regiones que se obtienen son:

$$\text{Región OA: } \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \quad \sigma_c = K \cdot f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (3.2)$$

$$\text{Región AB: } \varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20} \quad \sigma_c = K \cdot f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \quad (3.3)$$

$$\text{Región BC: } \varepsilon_c > \varepsilon_{20} \quad \sigma_c = 0.2 \cdot K \cdot f'_c \quad (3.4)$$

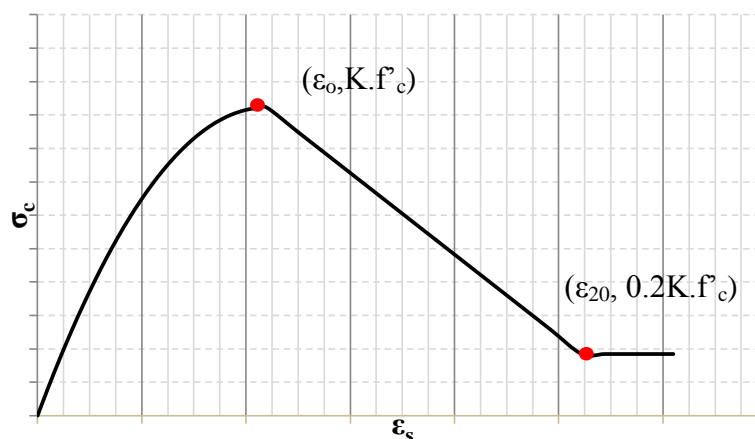


Figura 3.7: Modelo de Kent y Park (1982) para concreto en compresión.

3.3.3 Modelo Constitutivo para el Acero de refuerzo

Se optó por seleccionar el modelo de Belarbi y Hsu (1994), cuyas relaciones esfuerzo-deformación se han conseguido empíricamente de la experimentación con barras de refuerzo embebidas en concreto. La principal diferencia en el comportamiento entre barras de acero de refuerzo y barras de acero de refuerzo embebidas en concreto es el menor valor de esfuerzo de fluencia σ_y . Otra distinción está en la pendiente de la curva de endurecimiento o módulo plástico que difiere del modelo de barras de refuerzo sin embeber, específicamente en el tramo al inicio de la fluencia (Orakcal K., Massone L., Wallace J., 2006).

El esfuerzo que se obtiene en la intersección de las dos líneas (σ_n^*) con la pendiente plástica (E_p^*) está dada por:

$$\sigma_n^* = (0.93 - 2 \cdot B) \cdot \sigma_y \quad (3.5)$$

$$E_p^* = (0.8 \cdot b + 0.25 \cdot B) \cdot E_s \quad (3.6)$$

Donde los parámetros B y b están definidos por:

$$B = \frac{1}{\rho} \left(\frac{f_{cr}}{\sigma_y} \right)^{1.5} \quad (3.7)$$

$$b = \frac{E_p}{E_s} \quad (3.8)$$

Siendo:

σ_y : Esfuerzo de fluencia de las barras convencionales de refuerzo (sin embeber en concreto).

E_y : módulo de elasticidad de Young de la barra de acero convencional.

ρ : Cuantía de refuerzo ($\rho = A_s/b \cdot d \leq 0.25\%$).

f_{cr} : Esfuerzo de agrietamiento del concreto. $f_{cr} = 0.31 \cdot f_c^{0.5}$

E_p : módulo plástico de la barra sin embeber ($E_p = 0.025 \cdot E_s$)

De acuerdo al modelo bilineal de Belarbi y Hsu (1994) para acero de refuerzo embebido en concreto (Fig. 3.8), las relaciones esfuerzo-deformación reconocen dos tramos:

Región 1: $\epsilon_s \leq \epsilon_n$ $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$ (3.9)

Región 2: $\epsilon_s > \epsilon_n$ $\sigma_s = \sigma_n^* + E_p^* \cdot (\epsilon_s - \epsilon_n)$ (3.10)

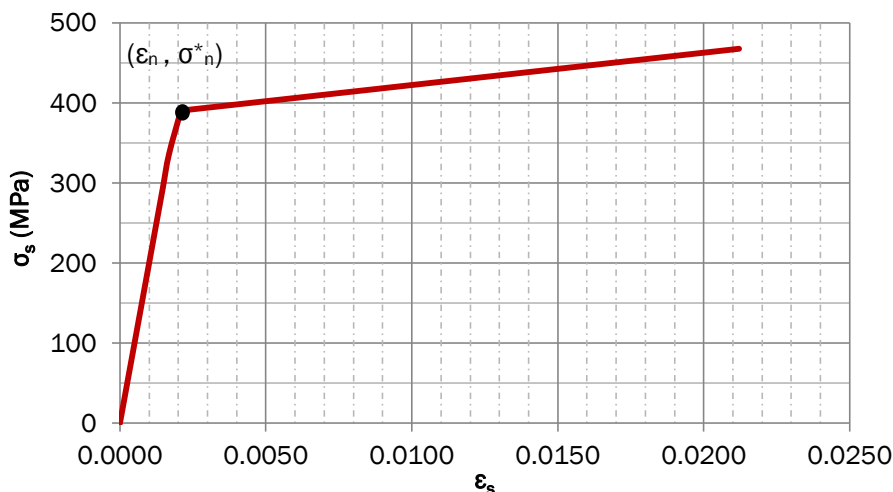


Figura 3.8: Curva Esfuerzo vs deformación promedio de Belarbi y Hsu (1994).

3.3.4 Modelo Constitutivo del Material Compuesto FRP (Tensión)

Los materiales compuestos FRP fabricados de carbono, vidrio y aramida muestran un comportamiento lineal elástico, sin punto de fluencia. La falla ocurre cuando el esfuerzo máximo de tracción es excedido (Fig. 3.9).

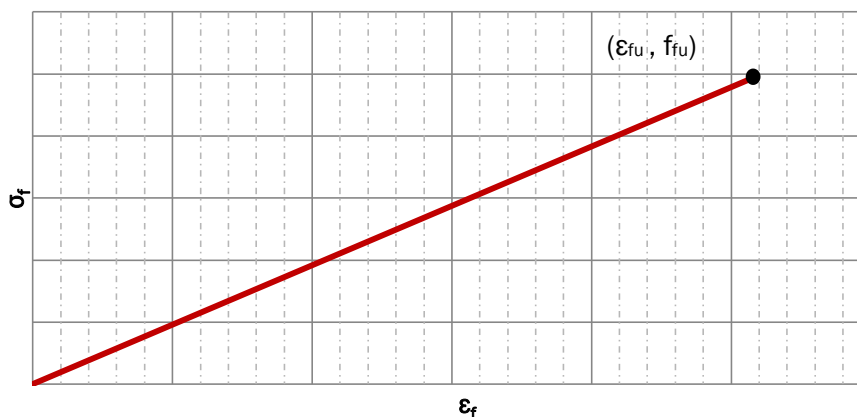


Figura 3.9: Modelo constitutivo del sistema FRP.

$$\sigma_f = E_f \varepsilon_f \leq \sigma_{fu} \quad (3.11)$$

3.4 Solución de las ecuaciones no lineales

Una metodología para resolver un sistema conformado por ecuaciones no lineales se basa en aproximar su no linealidad por medio de tramos de segmentos que se ajustan a la forma real del comportamiento. A este tipo de análisis se les conoce como método Incremental.

Entre los métodos incrementales más aplicados están los Métodos incrementales de Paso Simple así como los métodos Incrementales Iterativos.

3.4.1 Descripción de los Métodos Incrementales

A continuación se describen los métodos incrementales más empelados:

a. Métodos Incrementales de paso simple:

Estos métodos de paso simple consisten en incrementos diferenciales, en general se pueden representar por:

$$\Delta_i = \Delta_{i-1} + d\Delta_i \quad (3.12)$$

Donde Δ_i y Δ_{i-1} corresponden a los vectores de incremento de desplazamiento totales al final del paso actual y del paso previo respectivamente, que se obtienen por incremento de carga. Mientras que dP_i es el vector de incremento de cargas y $d\Delta_i$ es el vector de incremento de desplazamiento.

$$\bar{K}_i \cdot d\Delta_i = dP_i \quad (3.13)$$

El tamaño de $d\Delta_i$ ó dP_i , para el primer desplazamiento o carga, según se pretenda iniciar, debe ser una fracción del desplazamiento máximo o carga máxima. Y el otro es determinado en el paso simple “i” al resolver la Ec. (3.13).

En la Ec. (3.13), \bar{K}_1 se interpreta como la matriz de rigidez representativa del sistema durante el paso incremental i . En este tipo de método se suele tomar \bar{K}_1 como un promedio ponderado, como se expresa en la Ec. (3.14):

$$\bar{K}_1 = \sum_{j=1}^m \alpha_j \cdot K_j \quad (3.14)$$

Donde α_j es un factor ponderado ($\sum \alpha_j = 1$) correspondiente a la rigidez K_j calculada en uno de los pasos simples dentro de un solo incremento. Cada K_j es definido por las relaciones del análisis tipo Runge-Kutta correspondiente al punto previo $j-1$, es decir cada cálculo de K_j es obtenido utilizando una o todas las matrices de rigidez del paso anterior.

Entre las estrategias del tipo Paso Simple, se tienen:

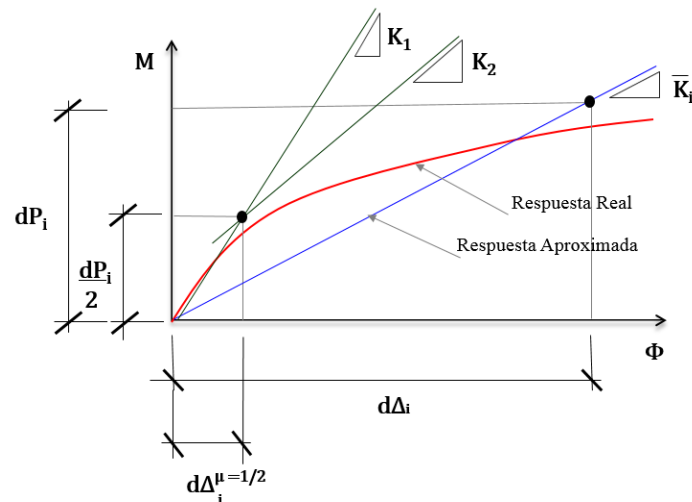
Método de Euler: Es la estrategia más elemental, con $m=1$ y $\alpha_1=1$.

$$\bar{K}_1 = 1 \cdot K_1 \quad (3.15)$$

Método Runge-Kutta de Segundo orden: con $m=2$ y $\alpha_1 + \alpha_2 = 1$. Donde K_1 es la matriz de rigidez tangente al inicio del proceso de análisis y K_2 es la matriz de rigidez calculada utilizando la geometría deformada y las propiedades esfuerzo-deformación tangentes de los materiales (Fig. 3.10).

$$[\bar{K}_1] = \alpha_1 * [K_1] + \alpha_2 * [K_2] \quad (3.16)$$

$$\begin{aligned} K_1 &= f(\Delta_i, P_i) \\ d\Delta_i^{\mu=1} &= K_1^{-1} \cdot \mu \cdot dP_i \\ K_2 &= f\left(P_{i-1} + \frac{dP_i}{2}\right) \\ \bar{K}_1 &= \alpha_1 \cdot K_1 + \alpha_2 \cdot K_2 \\ d\Delta_i &= \bar{K}_1^{-1} \cdot (P_i + dP_i) \end{aligned}$$



K_1 : matriz de rigidez tangente al inicio del incremento

K_2 : matriz de rigidez tangente con la geometría deformada y las propiedades σ - ϵ tangentes.

Figura 3.10: Esquema del Método de Runge Kutta de segundo orden (Matrix Structural Analysis, McGuire, Gallagher y Ziemian, 2000).

Método Runge-Kutta de tercer orden: con $m=3$ y $\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 = 1$. Donde \mathbf{K}_1 es la matriz de rigidez tangente al inicio del proceso de análisis paso i . \mathbf{K}_2 es la matriz de rigidez calculada utilizando la geometría deformada y las propiedades tangentes de esfuerzo-deformación de los materiales correspondientes a la mitad del incremento $d\Delta_{u=1/2}$. Y \mathbf{K}_3 es la matriz de rigidez calculada utilizando la geometría deformada y las propiedades tangentes de esfuerzo-deformación de los materiales correspondientes a un incremento $d\Delta_i$ (Ver Fig. 3.11).

$$\bar{\mathbf{K}}_i = \alpha_1 \cdot \mathbf{K}_1 + \alpha_2 \cdot \mathbf{K}_2 + \alpha_3 \cdot \mathbf{K}_3 \quad (3.16)$$

$$\begin{aligned} \mathbf{K}_1 &= f(\Delta_i, P_i) \\ d\Delta_{u=1/2} &= \Delta_i + d\Delta_i \\ \mathbf{K}_2 &= f(d\Delta_{u=1/2}, P_i^{u=1/2}) \\ \mathbf{K}_3 &= f(\Delta_i + d\Delta_i, P_i^{u=1}) \\ \bar{\mathbf{K}}_i &= \frac{\mathbf{K}_1 + 4 \cdot \mathbf{K}_2 + \mathbf{K}_3}{6} \\ dP_i &= \bar{\mathbf{K}}_i \cdot d\Delta_i \\ P_{i+1} &= P_i + dP_i \end{aligned}$$

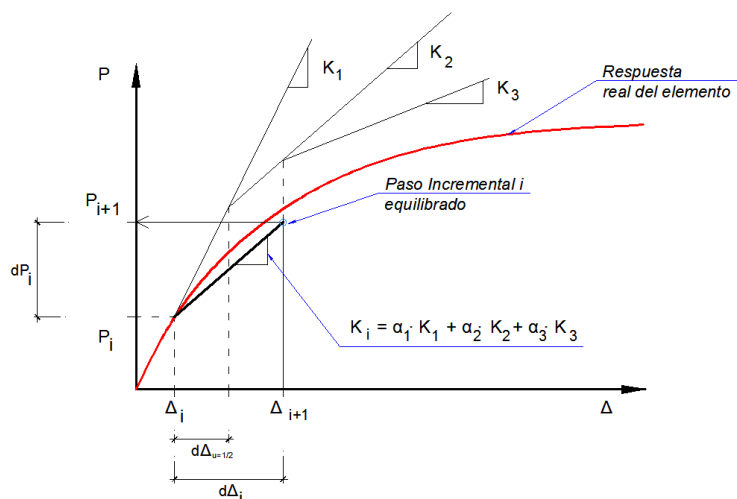


Figura 3.11: Esquema del Método de Runge Kutta de tercer orden que se utilizará en la presente investigación.

b. Métodos Incrementales Iterativos:

A diferencia de los métodos de paso simple, los métodos iterativos no necesitan usar una rigidez representativa en cada incremento de carga. En lugar de ello, los incrementos son divididos en un número determinado de pasos, cada uno de los cuales es un ciclo en un proceso iterativo que tiene como fin satisfacer el equilibrio dentro de una tolerancia especificada. La Ec. (3.12) se modifica en la Ec. (3.17).

$$\Delta_i = \Delta_{i-1} + \sum_{j=1}^{m_i} d\Delta_i^j \quad (3.17)$$

Donde m_i es el número de pasos iterativos requeridos en el i -ésimo incremento. En cada paso j , el desplazamiento desconocido es encontrado al resolver el sistema lineal de ecuaciones de la Ec. (3.18).

$$\mathbf{K}_i^{j-1} \cdot \Delta_i^j = dP_i^j + \mathbf{R}_i^{j-1} \quad (3.18)$$

Donde \mathbf{K}_i^{j-1} es la matriz de rigidez evaluada usando la geometría deformada y las correspondientes fuerzas actualizadas hasta la iteración previa, y \mathbf{R}_i^{j-1} representa el vector de desbalance entre las fuerzas existentes externas e internas, este desbalance puede expresarse de acuerdo a la Ec. (3.19).

$$\mathbf{R}_i^{j-1} = \mathbf{P}_i^{j-1} - \mathbf{F}_i^{j-1} \quad (3.19)$$

Donde \mathbf{P}_i^{j-1} es el vector de fuerza externa total aplicada y \mathbf{F}_i^{j-1} es el vector de las fuerzas internas producidas al sumar las fuerzas finales de los elementos existentes en cada grado de libertad global. Y $d\mathbf{P}_i^j$ es el vector ratio de carga de la iteración actual.

3.4.2 Criterios de Convergencia

Tolerancia del proceso iterativo para el equilibrio de fuerzas:

Para los métodos incrementales iterativos es importante identificar el número de iteraciones necesarias para satisfacer los requerimientos de equilibrio. Dado que durante el proceso de iteración es la base para la convergencia en el proceso iterativo, es razonable establecer un criterio de convergencia para los valores calculados mediante la revisión de la fuerza desequilibrada.

Esto se ha realizado mediante el cálculo de un error en la ecuación de equilibrio $|\Sigma F| < \eta$. La tolerancia seleccionada para el proceso iterativo (η) es de 10^{-5} kN.

Selección del tamaño del paso incremental:

La selección del tamaño del paso incremental $d\Delta$ es importante para obtener una adecuada aproximación a la respuesta real del elemento. Es usual utilizar el cálculo de la norma $\|\varepsilon\|$ para identificar si existe convergencia en el proceso incremental. En el presente estudio se adoptó el criterio de la Norma Máxima indicado en la Ec. (3.20), con el fin de determinar el tamaño adecuado del paso incremental.

$$\|\varepsilon\| = \max_{1 \leq k \leq N} \left| \frac{d\Delta_k}{\Delta_{ref}} \right| \quad (3.20)$$

Donde N es el total de componentes del vector de desplazamiento, $d\Delta_k$ es el k-ésimo elemento del vector incremental de desplazamiento $d\Delta_i^j$, y dependiendo de las unidades de $d\Delta_k$, el valor de Δ_{ref} es tomado ya sea como la mayor componente de traslación o rotación dentro del vector de desplazamientos totales Δ_i .

El criterio de convergencia se establece de la siguiente manera:

$$\|\varepsilon\| \leq \xi \quad (3.21)$$

Donde ξ representa la tolerancia, y usualmente es del orden de 10^{-2} a 10^{-5} , dependiendo de la exactitud deseada.

3.5 Ductilidad y factor de Deformabilidad por flexión en Vigas de concreto armado

La Ductilidad es un factor importante que debe ser considerado durante el diseño de todos los elementos estructurales, en especial cuando tales elementos estarán sujetos a cargas como aquellas que provienen de acciones de origen sísmico, acciones dinámicas de equipos u otras similares.

Los factores de Ductilidad y de deformabilidad son parámetros que permiten evaluar la sobre-resistencia inelástica que poseen los elementos estructurales de concreto armado con la finalidad de disipar la energía de deformación.

3.5.1 Ductilidad de deformación de Vigas:

La ductilidad de curvatura se define como el cociente de la curvatura o rotación en la máxima capacidad de soporte ϕ_u , entre la curvatura o rotación para la primera fluencia del acero de tensión ϕ_y (Ec. 3.22).

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (3.22)$$

La ductilidad es un importante atributo de los materiales, los cuales tienen capacidad de deformarse sin perder capacidad, inclusive bajo grandes cargas. Este atributo de los materiales brinda la oportunidad de tomar acciones preventivas antes que ocurra una fractura.

Ductilidad de Vigas de concreto armado

En el contexto de miembros estructurales de concreto armado tales como losas, vigas, columnas y muros, el concepto de ductilidad es significativo debido a su comportamiento carga - deformación. En estos elementos, por causa de las cargas se manifiestan grandes deformaciones que llegan a ser visibles, dando una advertencia de una falla estructural inminente. La ductilidad es particularmente importante para las regiones de alta sismicidad, donde las estructuras deben desempeñarse adecuadamente cuando soportan la acción de grandes cargas cíclicas que ocasiona su incursión en el rango de comportamiento inelástico y sin llegar a ocurrir colapsos estructurales.

Pristley (1996) define la ductilidad como la calidad ligada a una respuesta satisfactoria en cuanto a la capacidad de la estructura o del elemento estructural para deformarse de forma inelástica durante varios ciclos de carga y descarga sin significativa degradación de resistencia y rigidez.

Los factores que afectan positivamente la ductilidad por flexión en vigas de concreto armado (Park y Paulay, 1975) son:

- Disminución de la cuantía de refuerzo por tracción.
- Incremento de la cuantía de refuerzo en compresión.
- Disminución en el esfuerzo de fluencia del acero.
- Incremento en la resistencia del concreto.
- Por medio de confinamiento adicional que permite incrementar el valor de la deformación unitaria ϵ_c .

Existen otros métodos que permiten incrementar la ductilidad por flexión mediante el incremento moderado de la carga axial, ya sea por pos-tensado exterior u otra técnica similar.

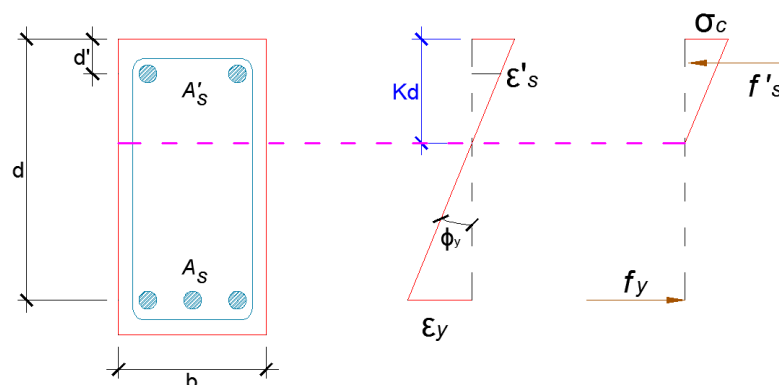


Figura 3.12: Viga de concreto armado en el límite elástico por flexión (Wakabayashi y Martínez, 1988).

La curvatura de la viga durante la fluencia se puede obtener de la Fig. 3.12, que representa el límite del estado elástico agrietado de una viga sometida a flexión.

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - Kd} \tag{3.23}$$

$$\phi_y = \frac{f_y/E_s}{d(1 - K)} \tag{3.24}$$

Donde “K” se obtiene de las relaciones en estado elástico para la sección agrietada (Ec. (3.25)).

$$K = \sqrt{n^2(\rho + \rho')^2 + 2n\left(\rho' \frac{d'}{d} + \rho\right) - n(\rho + \rho')} \tag{3.25}$$

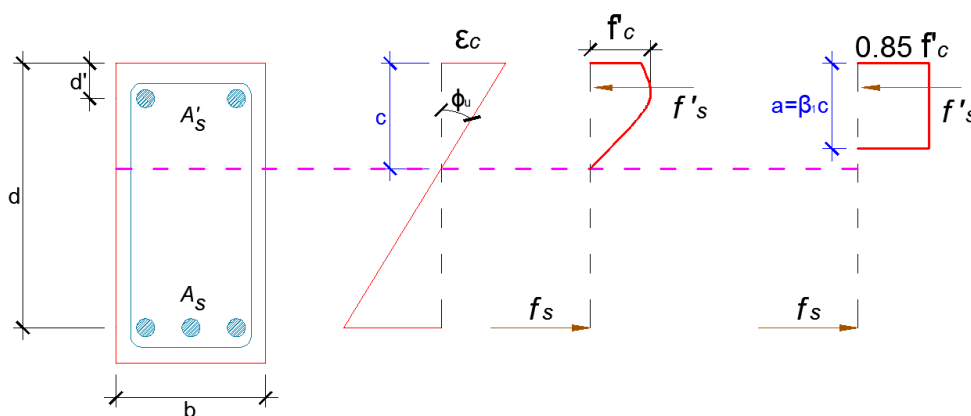


Figura 3.13: Viga de concreto armado en estado último por flexión (Wakabayashi y Martínez, 1988).

La curvatura última de la viga al alcanzar el aplastamiento del concreto se puede obtener de la Fig. 3.13, que representa el estado último para el aplastamiento del concreto por flexión de una viga sometida a flexión.

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (3.26)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_c \beta_1}{a} \quad (3.27)$$

Por definición de ductilidad por flexión (Ec. (3.22)), obtenemos:

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{\varepsilon_{cu}}{f_y/E_s} \cdot \frac{d(1-K)}{a/\beta_1} \quad (3.28)$$

Ductilidad en Vigas de concreto armado externamente reforzadas con FRP

En el caso de las vigas de concreto armado externamente reforzadas con FRP, la ductilidad de curvatura se restringe a modos de falla del tipo A, B o C, que permiten que ocurra primero la fluencia del refuerzo, luego el desarrollo de la deformación inelástica y finalmente llegar a la falla última debido al colapso del sistema FRP colocado o debido al aplastamiento del concreto.

El comportamiento típico de una viga de concreto armado externamente reforzada con FRP con modos de falla A, B o C se muestra en la Fig. 3.14; además, se muestra la curva de comportamiento de su correspondiente viga sin reforzar externamente. Por definición de ductilidad (Ec. (3.22)), en la Fig. 3.14 se aprecia que el sistema con refuerzo externo pierde ductilidad, mientras que el sistema convencional de concreto armado tiene una ductilidad considerablemente superior que el sistema de concreto armado externamente reforzado con FRP.

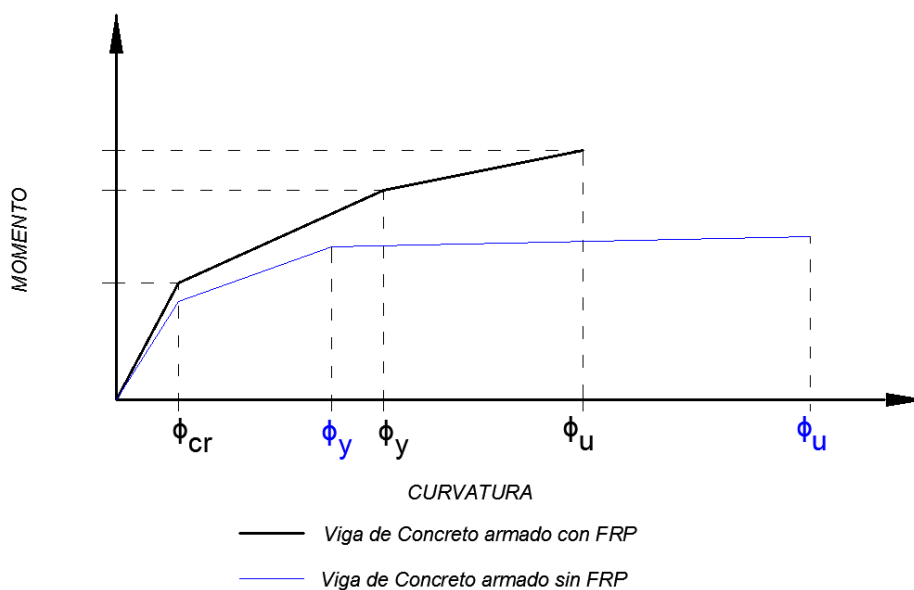


Figura 3.14: Diagrama Momento-Curvatura de viga de concreto armado con y sin refuerzo externo de FRP, para los modos de falla A, B y C.

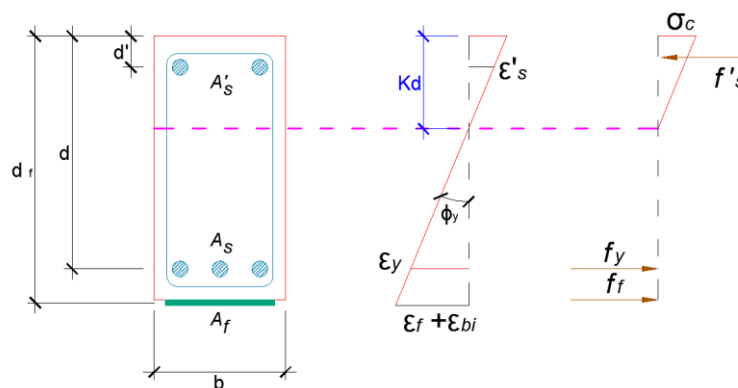


Figura 3.15: Viga de concreto armado externamente reforzada en el límite elástico por flexión, correspondiente a una viga del modo de Falla A, B y C.

La ductilidad teórica en un sistema de concreto armado externamente reforzado con FRP, se puede obtener del desarrollo de las relaciones constitutivas de los materiales así como del mecanismo interno resistente. De la Fig. 3.15 tenemos que la curvatura en la fluencia se expresa como en la Ec. (3.29).

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - Kd} \tag{3.29}$$

$$\phi_y = \frac{f_y/E_s}{d(1 - K)} \tag{3.30}$$

Donde “K” se obtiene de las relaciones en estado elástico para la sección agrietada (en el Anexo 03 se desarrolla la formulación de la Ec. (3.31)).

$$K = \sqrt{(n\rho + n\rho' + n_{frp} \rho_f)^2 + 2n \left(\rho + \rho' \frac{d'}{d} \right) + 2n_{frp} \rho_f \frac{d_f}{d} - n(\rho' + \rho) - n_{frp} \rho_f} \tag{3.31}$$

La curvatura última de la viga ya sea por aplastamiento o por falla del FRP (delaminación, despegue o ruptura) se puede obtener de la Fig. 3.16, que representa el estado último por flexión de una viga externamente reforzada sometida a flexión.

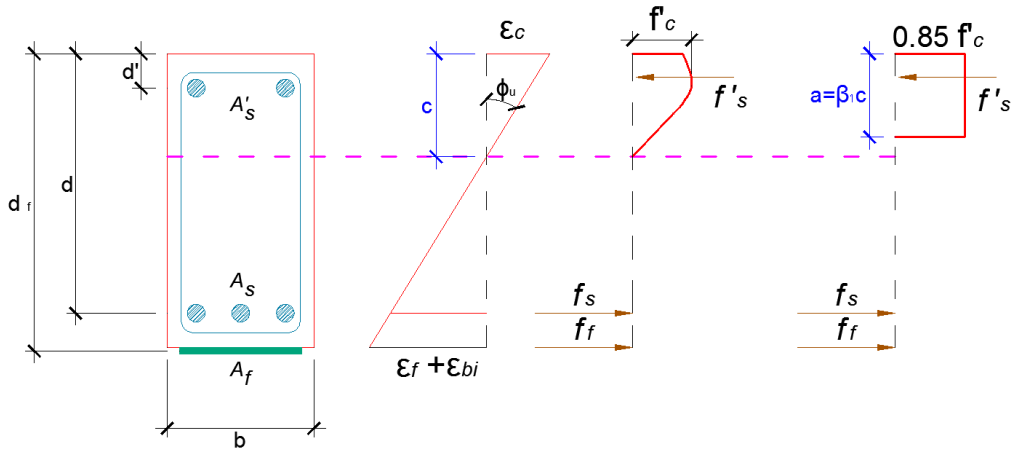


Figura 3.16: Viga de concreto armado externamente reforzada con FRP en estado último por flexión.

De la Fig. 3.16, se tiene que se alcanza el modo de falla A o B cuando el sistema de FRP alcanza su deformación límite $\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{fd}$ antes que el concreto llegue a su estado último (Ec. (3.32)).

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}}{d_f - c} \quad (3.32)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}}{d_f - a/\beta_1} \quad (3.33)$$

Donde ε_{bi} se obtiene de las condiciones de servicio durante la aplicación del FRP, y “a” se determina de la siguiente relación:

$$a = \frac{A_s f_y + A_f f_{fd} - A'_s f_s}{0.85 f'_c \cdot b} \quad (3.34)$$

Mientras que el modo de falla C ocurre cuando el concreto alcanza su estado último $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ antes que el sistema FRP falle (Ec. (3.35)).

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (3.35)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu} \beta_1}{a} \quad (3.35a)$$

Donde “a” se determina de la Ec. (3.36).

$$a = \frac{A_s f_y + A_f f_{fe} - A'_s f_s}{0.85 f'_c \cdot b} \quad (3.36)$$

Y f_{fe} obtenido con:

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (3.37)$$

$$f_{fe} = E_f \left(\frac{\beta_1 \varepsilon_{cu} d_f}{a} - \varepsilon_{cu} - \varepsilon_{bi} \right) \quad (3.38)$$

Finalmente, una vez determinada la curvatura en la fluencia del acero de refuerzo (Ec. (3.30)) y en el estado último, ya sea por aplastamiento del concreto (Ec. (3.35)) o por falla en el FRP (Ec. (3.33)), se calcula la ductilidad μ (Ec. 3.22).

3.5.2 Factor de Deformabilidad:

El concepto de ductilidad fue desarrollado como una medida para determinar la capacidad de absorción de energía en la respuesta post-fluencia de los materiales dúctiles y está íntimamente ligado a la teoría de la plasticidad del acero, así como a otros materiales dúctiles.

Los materiales dúctiles exhiben una característica respuesta elástica hasta la fluencia, seguida de una deformación inelástica; por otro lado los materiales no-dúctiles o frágiles tales como los compuestos FRP no exhiben tal respuesta, por tal razón el concepto de ductilidad no aplica para este tipo de materiales.

Los materiales compuestos FRP ni fluyen ni exhiben comportamiento inelástico. Las relaciones constitutivas para el FRP son esencialmente lineales, el sistema falla sin ninguna advertencia cuando alcanza la carga última. Por estas razones el concepto de *Deformabilidad*, en lugar de Ductilidad se introduce para medir la capacidad de absorción de energía.

El concepto de *Deformabilidad* es análogo al de ductilidad, en el sentido de que ambos se relacionan con la capacidad de absorción de energía de las vigas de concreto armado en estado último, con la excepción que el comportamiento del acero de refuerzo es diferente al del refuerzo con FRP.

Los factores que afectan positivamente la Deformabilidad por flexión en vigas de concreto armado son los siguientes (GangaRao, Taly y Vijay, 2007):

- Confinamiento del acero de refuerzo y del refuerzo FRP exterior.
- Baja Cuantía de refuerzo en tracción (acero y FRP).
- Rigidez axial del sistema FRP utilizado, de preferencia bajo.
- Alta resistencia del concreto.
- Adherencia entre el sistema FRP y el sustrato de concreto.

El factor de Deformabilidad (FD) de un miembro de concreto armado externamente reforzado se puede evaluar mediante la Ec. (3.39):

$$FD = \frac{\text{Energía absorbida en estado último}}{\text{Energía absorbida en determinada curvatura límite}} \quad (3.39)$$

Donde la energía absorbida se calcula como el área bajo la curva Momento-curvatura. En el concepto introducido en la Ec. (3.39), la curvatura límite determinada se basa en un criterio de servicio tanto para deflexión como para agrietamiento, especificado en el código ACI 318 (ACI, 2011), siendo los criterios:

- Deflexión límite por servicio: Luz libre /180.
- Ancho límite de grieta: 0.40 mm (0.016 pul).

La curvatura para una carga correspondiente, ya sea deflexión o ancho de grieta límite, se puede obtener calculando la deformación por tensión del material compuesto FRP.

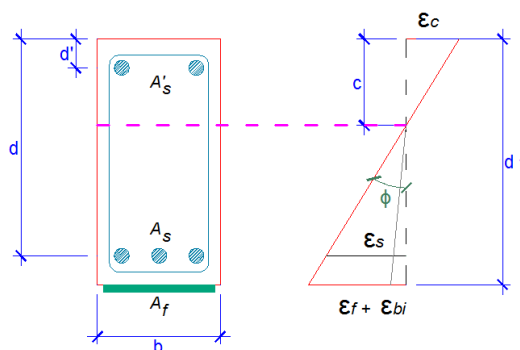


Figura 3.17: Viga de concreto armado externamente reforzada con FRP.

De la Figura 3.17, la curvatura se puede expresar a través de las siguientes Ecs. (3.40) a (3.42):

$$\phi = \frac{\epsilon_f + \epsilon_{bi}}{d_f - c} \quad (3.40)$$

$$\phi = \frac{\epsilon_f + \epsilon_{bi} + \epsilon_c}{d_f} \quad (3.41)$$

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{c} \quad (3.42)$$

Factor de Deformación (FD) en Vigas de Concreto reforzadas con barras de FRP

Se han conducido diversas investigaciones experimentales para evaluar la energía de absorción de vigas de concreto con barras de FRP como refuerzo interno (en lugar de barras de acero), fallando tanto en modo de tensión como en compresión (GangaRao y Faza, 1993; Vijay y GangaRao, 1999). Esta investigación experimental ha permitido unificar un límite de curvatura bajo carga de servicio correspondiente a los dos criterios de servicio antes descritos (deflexión y ancho de grietas). El límite de curvatura bajo carga de servicio se determinó en el valor de la Ec. (3.43) (Vijay y GangaRao, 1996; Vijay, 1999).

$$\phi_{\text{límite de servicio}} = \frac{0.005}{d} \quad (3.43)$$

Una curvatura que excede la curvatura límite (0.005/d) generalmente falla al satisfacer ya sea el criterio de deflexión o ancho de grietas para vigas con una relación de luz/peralte en el orden de 8 a 13 (Vijay y GangaRao, 1996; Vijay, 1999).

Los factores de deformabilidad en modos de falla de compresión, de vigas de concreto reforzadas con barras de FRP, basado en el criterio de servicio descrito, se observan en el rango de 7 a 14. Mientras que para los modos de falla en tensión fueron observados en el rango de 6 a 7 (GangaRao, Taly y Vijay, 2007).

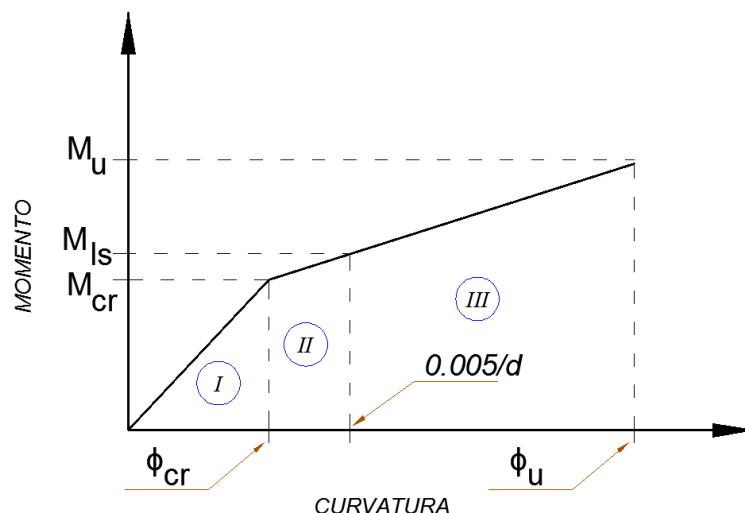


Figura 3.18: Diagrama Momento-Curvatura de viga de concreto reforzada con barras de FRP (Structural Design with FRP Materials; Lawrence C. Bank, 2007).

La Fig. 3.18 muestra el modo de obtención del factor de deformabilidad (FD), Donde “M_{ls}” es el momento limitado por servicio ligado a la curvatura límite $\phi=(0.005/d)$. El factor FD para vigas de concreto reforzadas con barras de FRP se obtiene entonces con la Ec. (3.44).

$$FD = \frac{\text{Sumatoria de Áreas (I + II + III)}}{\text{Sumatoria de Áreas (I + II)}} \tag{3.44}$$

Factor de deformación (FD) propuesto para Vigas de concreto armado externamente reforzadas con bandas o platinas de FRP

Se dispone de resultados de investigaciones relacionadas a las deflexiones de vigas de concreto armado externamente reforzada con FRP, realizadas en la ciudad de Lima por Baca y Espinoza (2005); por Rodriguez y Vilchez (2006); así como por Proaño (2011), que permiten realizar una similitud a las investigaciones mencionadas en el acápite anterior, en el aspecto de las deflexiones límites por servicio. Los resultados se resumen en la Tabla 3.1.

De la data disponible se tienen dos grupos, a las que se ha efectuado un análisis bajo el primer criterio (deflexión máxima L/180): el primero con relación

Luz/peralte del orden de 12.2, con la que se obtiene la relación límite de servicio de $\phi = (0.0050/d_f)$ hasta $\phi = (0.0067/d_f)$, mientras que para el segundo grupo con relación Luz/peralte del orden de 6.1 se obtiene la relación límite de servicio de $\phi = (0.0044/d_f)$ hasta $\phi = (0.0088/d_f)$.

Tomando la menor de las relaciones obtenidas $\phi = (0.0044/d_f)$ como curvatura límite de servicio, se garantiza, al menos para los ensayos realizados, que se cumple el criterio de deflexión de servicio. Este valor se tomará como valor predeterminado de curvatura límite en la presente investigación para vigas de concreto armado externamente reforzadas con FRP.

El valor obtenido $\phi = (0.0044/d_f)$ para vigas de concreto armado externamente reforzadas es similar al valor de vigas de concreto reforzadas con barras de FRP $\phi = (0.005/d_f)$, por lo cual se puede indicar que el nuevo ratio límite es consistente a lo esperado.

Al comparar el numerador de la curvatura límite $\phi = (0.0044/d_f)$ con la ecuación $\phi = (\epsilon_f + \epsilon_{bi} + \epsilon_c / d_f)$ observamos que la suma de las deformaciones en el extremo comprimido del concreto (ϵ_c) y en el extremo de tracción de la fibra ($\epsilon_f + \epsilon_{bi}$) no satisface las condiciones de servicio antes mencionadas, lo cual es compatible con el criterio de límite de servicio.

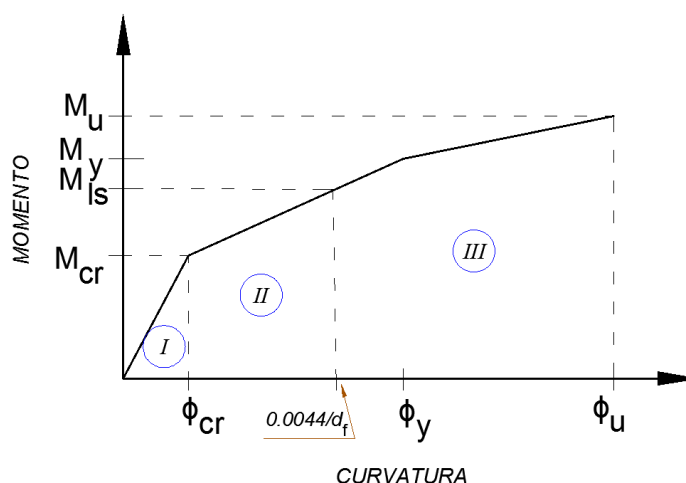


Figura 3.19: Diagrama Momento-Curvatura de viga de concreto armado externamente reforzada con FRP, donde se ubica la curvatura límite por servicio correspondiente.

La Fig. 3.19 muestra el modo de obtención del factor de deformabilidad (FD) para vigas de concreto armado reforzadas externamente con FRP, donde “M_{ls}” es el momento limitado por servicio ligado a la curvatura límite $\phi = (0.0044/d_f)$. La expresión para calcular el factor FD correspondiente está dada por la Ec. (3.45).

$$FD \text{ (FRP externo)} = \frac{\text{Energía absorbida en estado último}}{\text{Energía absorbida en determinada curvatura límite}}$$

$$FD \text{ (FRP externo)} = \frac{\text{Sumatoria de Áreas (I + II + III)}}{\text{Sumatoria de Áreas (I + II)}} \tag{3.45}$$

Tabla 3.1: Data con la que se evaluó el criterio de límite de deflexión (Luz libre/180) para vigas de concreto armado externamente reforzadas con FRP.

Fuente	VIGA	b (mm)	h (mm)	Luz (mm)	Sistema FRP	ρ_s %	ρ_f %	$\rho_f E_f$ MPa	MIs kN-m	L/h	ϕ ls 1/m	ϕ ls . d_f
Ricardo Proaño Tataje	1A	300	200	2450	Sika Carbodur S12	1.32%	0.28%	458	47.0	12.3	0.025	0.0050
	2A	300	200	2450	Sika Carbodur S12	1.35%	0.28%	458	40.8	12.3	0.025	0.0050
Universidad Nacional de Ingeniería 2011	3A	300	200	2450	Mbrace CF160	0.59%	0.19%	433	36.8	12.3	0.025	0.0050
	1B	300	200	2450	Mbrace CF160	1.32%	0.19%	433	47.0	12.3	0.025	0.0050
	2B	300	200	2450	Mbrace CF160	1.35%	0.19%	433	53.1	12.3	0.025	0.0050
	3B	300	200	2450	Mbrace CF160	0.59%	0.19%	433	36.8	12.3	0.033	0.0067
	3C	300	200	2450	Mbrace CF160	0.59%	0.19%	433	40.8	12.3	0.033	0.0067
Arela Rodríguez & Rolando Vilchez	MB-01'	200	400	2450	Mbrace CF130	0.37%	0.04%	84	50.0	6.1	0.015	0.0060
	MB-02'	200	400	2450	Mbrace CF130	0.37%	0.04%	84	46.6	6.1	0.017	0.0066
Universidad Ricardo Palma 2006	SK-01'	200	400	2450	Sika Carbodur S12	0.37%	0.17%	288	67.2	6.1	0.015	0.0060
	SK-02'	200	400	2450	Sika Carbodur S12	0.37%	0.17%	288	54.0	6.1	0.018	0.0073
Erick Baca & Cristian Espinoza	MB-01	200	400	2450	Mbrace CF130	0.37%	0.04%	84	49.0	6.1	0.018	0.0072
	MB-02	200	400	2450	Mbrace CF130	0.37%	0.04%	84	49.3	6.1	0.019	0.0078
Universidad Ricardo Palma 2005	MB-03	200	400	2450	Mbrace CF130	0.37%	0.04%	84	48.0	6.1	0.016	0.0065
	MB-04	200	400	2450	Mbrace CF130	0.37%	0.04%	84	49.0	6.1	0.014	0.0058
	MB-05	200	400	2450	Mbrace CF130	0.37%	0.04%	84	48.6	6.1	0.019	0.0078
	SK-01	200	400	2450	Sika Carbodur S12	0.37%	0.17%	288	-	6.1	0.000	
	SK-02	200	400	2450	Sika Carbodur S12	0.37%	0.09%	144	45.2	6.1	0.011	0.0044
	MB-R	200	400	2450	Mbrace CF130	0.37%	0.04%	84	50.7	6.1	0.022	0.0088

CAPÍTULO IV: MODELO DE RESPUESTA DE VIGAS CON SISTEMA FRP

4.1 Introducción

El presente capítulo muestra el modelo numérico utilizado para representar la respuesta a flexión de un elemento viga de concreto armado externamente reforzado con sistema FRP. Se desarrolla desde la descripción de las características de cada sub-elemento, el ensamblaje de las relaciones entre las deformaciones locales internas y las deformaciones globales, y la obtención de las ecuaciones para obtener la respuesta a flexión del elemento viga. Esto es posible mediante las bases de las relaciones constitutivas y el equilibrio interno de cargas.

Luego de planteado el modelo numérico, se establecen los parámetros iniciales de análisis numérico, los criterios de convergencia y el procedimiento de solución no lineal. El procedimiento de solución no lineal está basado en un método incremental – iterativo del tipo Runge Kutta y del punto medio respectivamente.

4.2 Planteamiento del modelo numérico de respuesta con FRP

El modelo analítico de la viga está compuesto por una zona inelástica, la misma que estará conformada por una serie de muelles o resortes inelásticos basados en el comportamiento de los modelos constitutivos de cada material que conforma la sección transversal de la viga.

De igual forma que en el modelo tipo MVLEM; el modelo analítico de una viga conformada por Multi-resortes (MS) estará basado en múltiples elementos de líneas tipo resorte (horizontales en este caso) con propiedades inelásticas correspondientes a cada material que se extienden entre dos secciones rígidas, además de un panel de corte para acoplar las fuerzas y desplazamientos transversales. Se partirá de la suposición que la viga se encuentra en el punto de agrietamiento, con concreto fisurado por debajo de la zona de compresión.

Las Figs. 4.1 y 4.2 muestran el esquema del modelo analítico implementado, donde los materiales resistentes a la flexión se descomponen en muelles inelásticos que interactúan para formar el mecanismo resistente, tanto a los esfuerzos longitudinales así como a los esfuerzos transversales.

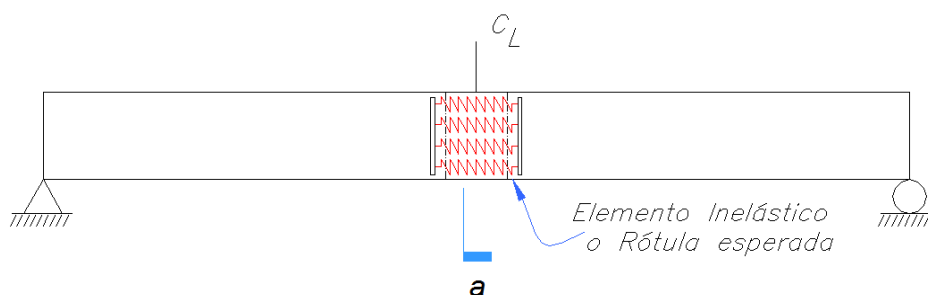


Figura 4.1: Ubicación de la zona inelástica en la viga a estudiar.

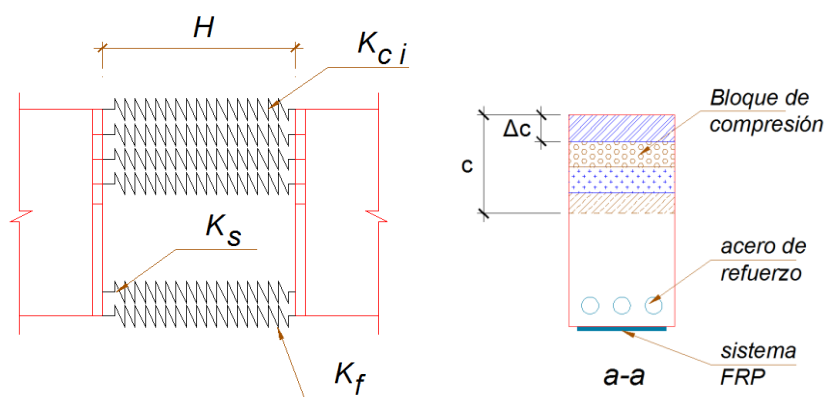


Figura 4.2: Bosquejo del modelo numérico.

Cada sub elemento inelástico del concreto estará comprendido en la zona de compresión no fisurada, tal como se muestra en la Fig. 4.2, donde se aprecia la distribución correspondiente a los n muelles de concreto, que tienen una altura de $\Delta c=c/n$. Mientras que los resortes correspondientes al acero de refuerzo y el FRP se ubicarán a lo largo del eje centroidal de su respectivo material.

Para una deformación unitaria dada, el i -ésimo elemento tendrá una rigidez tangente “ k_i ”.

$$k_i = \frac{E_{t,i}A_{t,i}}{H} \quad (4.1)$$

Donde:

- $E_{t,i}$: es el módulo de elasticidad tangente del material al nivel ε_i
- $A_{t,i}$: es el área tributaria del i -ésimo elemento
- H : es la longitud del multi-elemento.

a. Relaciones entre cada Sub Elemento y el Multi-elemento MS

En los extremos del elemento inelástico MS se tienen un total de seis grados de libertad globales (tres grados de libertad en cada extremo), así como seis fuerzas externas al modelo (Ver Fig. 4.3). Los desplazamientos en cada extremo del miembro Multi-Elemento lineal son: $(\delta_1, \delta_2, \theta_3)$ y $(\delta_4, \delta_5, \theta_6)$. Las fuerzas exteriores en cada extremo del miembro Multi-Elemento lineal son: (F_1, F_2, M_3) y (F_4, F_5, M_6) .

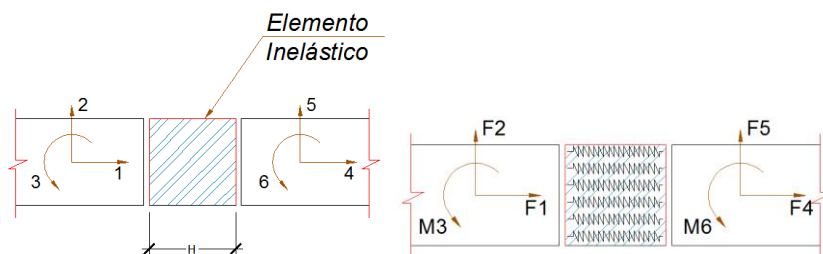


Figura 4.3: Grados de Libertad y Fuerzas Externas para el Elemento MS.

Por otro lado cada sub-elemento lineal inelástico tienen dos grados de libertad (u_i) y dos fuerzas (f_i); "i" corresponde al i-ésimo sub-elemento que conforma el modelo analítico MS (Ver Fig. 4.4).

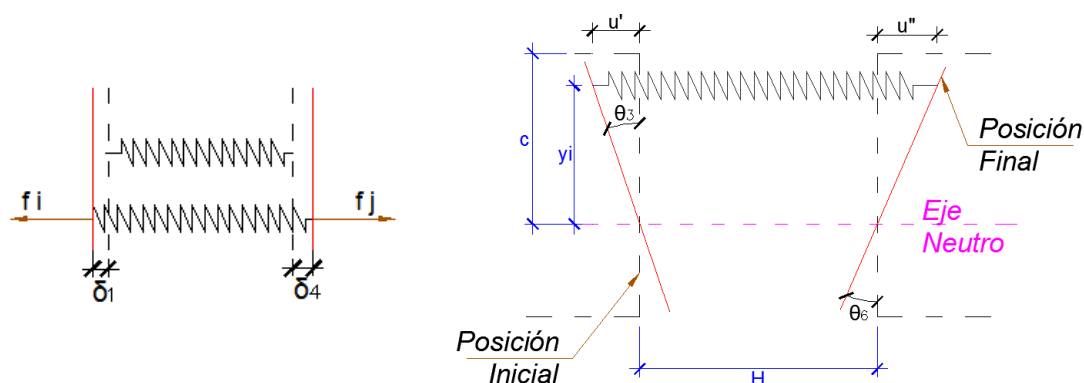


Figura 4.4: Relaciones entre cada sub-elementos del elemento MS.

Los desplazamientos longitudinales (u_i), están conformados por la deformación axial (δ_i) y la deformación por flexión (θ_i). Las relaciones entre el grado de libertad y las deformaciones se expresan en la Ec. (4.2) y la relación constitutiva en la Ec. (4.3).

$$u_i = (\delta_4 - \delta_1) + (\theta_3 - \theta_6) \cdot y_i \quad (4.2)$$

$$\mathbf{f} = \mathbf{u} \cdot \mathbf{k} \quad (4.3)$$

Los desplazamientos relativos transversales (v) son determinados por el panel de corte, como se muestran en la Fig. 4.5.

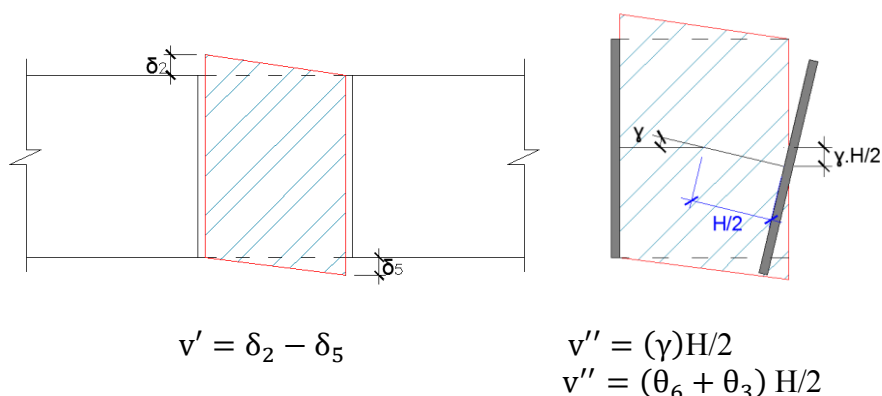


Figura 4.5: Desplazamientos transversales por corte y por flexión.

El desplazamiento por corte está formado por el desplazamiento puramente transversal más el desplazamiento de cuerpo rígido debido al aporte de la rotación por flexión (Ecs. (4.4) y (4.5)). Y las fuerzas de corte por el producto simple del desplazamiento total por corte y la rigidez transversal (k_v), según la Ec. (4.6).

$$v = v' + v'' \quad (4.4)$$

$$v = (\delta_2 - \delta_5) + (\theta_6 + \theta_3) \cdot \frac{H}{2} \quad (4.5)$$

$$f_v = v \cdot k_v \quad (4.6)$$

A partir de las relaciones obtenidas entre los desplazamientos de los sub-elementos (u,v) y los grados de libertad externos del Multi-Elemento MS, podemos plantear la notación matricial en las Ecs. (4.7) y (4.8).

$$\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ \vdots \\ u_i \\ \vdots \\ u_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1 & 0 & y_1 & 1 & 0 & -y_1 \\ -1 & 0 & y_2 & 1 & 0 & -y_2 \\ -1 & 0 & y_3 & 1 & 0 & -y_3 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ -1 & 0 & y_i & 1 & 0 & -y_i \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ -1 & 0 & y_n & 1 & 0 & -y_n \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_3 \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \theta_6 \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

$$\{v\} = [0 \quad 1 \quad H/2 \quad 0 \quad -1 \quad H/2] \cdot \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_3 \\ \delta_4 \\ \delta_5 \\ \theta_6 \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

Que se pueden resumir en las siguientes expresiones:

$$\mathbf{u} = \mathbf{A} \cdot \boldsymbol{\delta} \quad (4.9)$$

$$\mathbf{v} = \mathbf{b} \cdot \boldsymbol{\delta} \quad (4.10)$$

b. Relaciones entre las fuerzas internas y las fuerzas externas del Multi-elemento MS

Mediante el análisis de equilibrio de fuerzas internas y externas, se puede obtener las relaciones entre los vectores de fuerzas externas \mathbf{F} e internas \mathbf{f} .

Para las fuerzas axiales:

Del análisis de fuerzas axiales del diagrama de cuerpo libre de uno de los sectores rígidos del elemento MS (Fig. 4.6), tenemos que llegan a él la fuerza externa \mathbf{F}_1 y \mathbf{F}_4 , así como las correspondientes fuerzas internas \mathbf{f}_i .

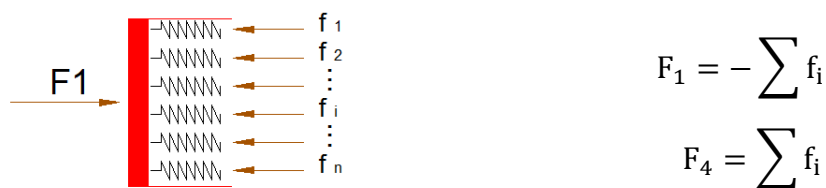


Figura 4.6: Diagrama de cuerpo libre y sumatoria de cargas axiales.

Al ensamblar las ecuaciones resultantes de la sumatoria de cargas axiales se obtienen las Ecs. (4.11) y (4.12).

$$F_1 = - \sum f_i \tag{4.11}$$

$$F_4 = \sum f_i \tag{4.12}$$

Al reemplazar las Ecs. (4.3) y (4.9) en las Ecs. (4.11) y (4.12), resulta en la siguiente notación matricial:

$$F_1 = \left[\sum k_i \quad 0 \quad - \sum k_i \cdot y_i \quad - \sum k_i \quad 0 \quad \sum k_i \cdot y_i \right] \cdot \delta \tag{4.13}$$

$$F_4 = \left[- \sum k_i \quad 0 \quad \sum k_i \cdot y_i \quad \sum k_i \quad 0 \quad - \sum k_i \cdot y_i \right] \cdot \delta \tag{4.14}$$

Estas ecuaciones se pueden resumir en las Ecs. (4.15) y (4.16):

$$F_1 = -1 \cdot k \cdot A \cdot \delta \tag{4.15}$$

$$F_4 = 1 \cdot k \cdot A \cdot \delta \tag{4.16}$$

Para las fuerzas transversales:

Del análisis de fuerzas transversales del diagrama de cuerpo libre de uno de los sectores rígidos del elemento MS (Fig. 4.7), tenemos que llegan a él la fuerza externa F_2 y F_5 , así como las correspondientes fuerzas internas f_v .

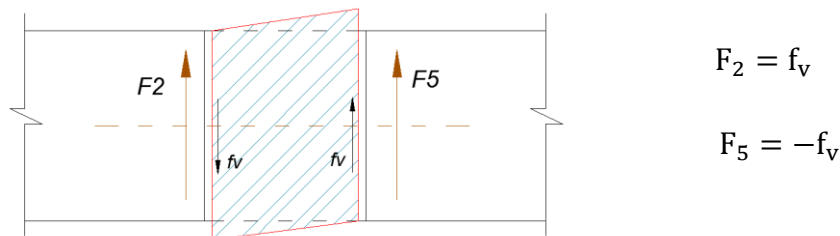


Figura 4.7: Diagrama de cuerpo libre y sumatoria de cargas transversales.

Al ensamblar las ecuaciones resultantes de la sumatoria de cargas transversales se obtienen las Ecs. (4.17) y (4.18).

$$F_2 = f_v \tag{4.17}$$

$$F_5 = -f_v \tag{4.18}$$

Al reemplazar las Ecs. (4.6) y (4.10) en las Ecs. (4.17) y (4.18), resulta en la siguiente notación matricial:

$$F_2 = [0 \quad k_v \quad k_v H/2 \quad 0 \quad -k_v \quad k_v H/2] \cdot \delta \quad (4.19)$$

$$F_5 = [0 \quad -k_v \quad -k_v H/2 \quad 0 \quad k_v \quad -k_v H/2] \cdot \delta \quad (4.20)$$

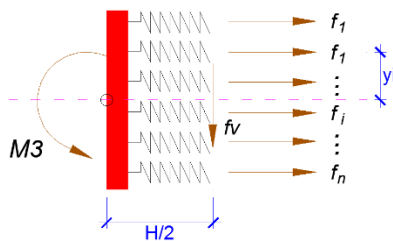
Estas ecuaciones se pueden resumir en las Ecs. (4.21) y (4.22):

$$F_2 = k_v \cdot \mathbf{b} \cdot \delta \quad (4.21)$$

$$F_5 = -k_v \cdot \mathbf{A} \cdot \delta \quad (4.22)$$

Para los momentos flectores:

Del análisis de momentos flectores del diagrama de cuerpo libre de uno de los sectores rígidos del elemento MS (Fig. 4.8), tenemos que llegan a él la fuerza externa M_2 y M_5 , así como las correspondientes fuerzas internas f_i y f_v multiplicados por su respectivo brazo de palanca.



$$M_3 = \sum f_i \cdot y_i + f_v \cdot H/2$$

$$M_6 = - \sum f_i \cdot y_i + f_v \cdot H/2$$

Figura 4.8: Diagrama de cuerpo libre y sumatoria de momentos flectores.

Al ensamblar las ecuaciones resultantes de la sumatoria de momentos flectores se obtienen las Ecs. (4.23) y (4.24).

$$M_3 = \sum f_i \cdot y_i + f_v \cdot H/2 \quad (4.23)$$

$$M_6 = - \sum f_i \cdot y_i + f_v \cdot H/2 \quad (4.24)$$

Al reemplazar las Ecs. (4.3), (4.6), (4.9) y (4.10) en las Ecs. (4.23) y (4.24), resulta en la siguiente notación matricial:

$$M_3 = \left[-\sum k_i y_i \quad \frac{k_v H}{2} \quad \sum k_i \cdot y_i^2 + \frac{k_v H^2}{4} \quad \sum k_i \cdot y_i \quad -\frac{k_v H}{2} \quad -\sum k_i \cdot y_i^2 + \frac{k_v H^2}{4} \right] \cdot \delta \quad (4.25)$$

$$M_6 = \left[\sum k_i y_i \quad \frac{k_v H}{2} \quad -\sum k_i \cdot y_i^2 + \frac{k_v H^2}{4} \quad -\sum k_i \cdot y_i \quad -\frac{k_v H}{2} \quad \sum k_i \cdot y_i^2 + \frac{k_v H^2}{4} \right] \cdot \delta \quad (4.26)$$

Estas ecuaciones se pueden resumir en las Ecs. (4.27) y (4.28):

$$M_3 = k \cdot y \cdot A \cdot \delta + \frac{H}{2} k_v \cdot b \cdot \delta \tag{4.27}$$

$$M_3 = -k \cdot y \cdot A \cdot \delta + \frac{H}{2} k_v \cdot b \cdot \delta \tag{4.28}$$

c. Ensamblado de la Matriz de Rigidez del multi-elemento MS.

A partir de las relaciones construidas Ecs. (4.15), (4.16), (4.21), (4.22), (4.27) y (4.28) se obtiene la matriz de rigidez Global para el multi-elemento MS ensamblado de acuerdo a los grados de libertad y fuerzas externas mostrados en la Fig. 4.4. La Ecuación resultante es la expresada en la Ec. (4.29).

$$F = K \cdot \delta \tag{4.29}$$

Donde la matriz de rigidez **K** queda de la siguiente forma:

$$[K] = \begin{pmatrix} \sum k_i & 0 & -\sum k_i y_i & -\sum k_i & 0 & \sum k_i y_i \\ 0 & k_v & \frac{k_v H}{2} & 0 & -k_v & \frac{k_v H}{2} \\ -\sum k_i y_i & \frac{k_v H}{2} & \sum k_i \cdot y_i^2 + \frac{k_v H^2}{4} & \sum k_i y_i & -\frac{k_v H}{2} & -\sum k_i \cdot y_i^2 + \frac{k_v H^2}{4} \\ -\sum k_i & 0 & \sum k_i y_i & \sum k_i & 0 & -\sum k_i y_i \\ 0 & -k_v & -\frac{k_v H}{2} & 0 & k_v & -\frac{k_v H}{2} \\ \sum k_i y_i & \frac{k_v H}{2} & -\sum k_i \cdot y_i^2 + \frac{k_v H^2}{4} & -\sum k_i y_i & -\frac{k_v H}{2} & \sum k_i \cdot y_i^2 + \frac{k_v H^2}{4} \end{pmatrix} \tag{4.30}$$

d. Relaciones para la obtención de la respuesta empleando el modelo analítico MS:

En base a las consideraciones de los ensayos a ejecutar, se esquematiza el modelo de viga a evaluar con el modelo analítico MS, según la Fig. 4.5.

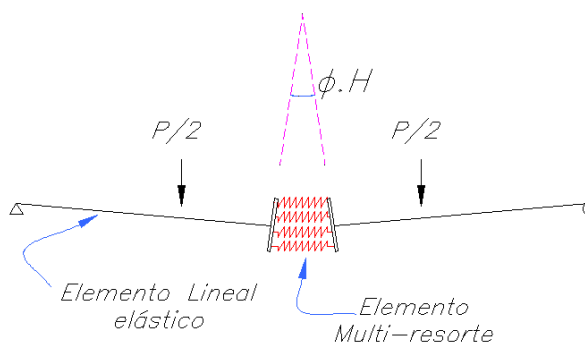


Figura 4.9: Viga de concreto armado y sub-elementos que la componen, para el análisis numérico de la respuesta por medio del modelo MS.

A partir de una curvatura inicial (en el agrietamiento) ϕ_{cr} y las condiciones iniciales Δ_0 correspondientes al estado del agrietamiento, por medio de la compatibilidad de deformaciones, se puede obtener tanto las deformaciones unitarias en cada sub-elemento (ε_{ci} , ε_{si} , ε_f) así como las rigideces parciales de cada sub-elemento k_i . Empleando el modelo analítico MS se puede obtener la matriz de rigidez global K y a partir de resolver el producto $F=K\cdot\Delta$, se obtendrá el valor de las fuerzas externas respectivas F .

Con este procedimiento es posible obtener las fuerzas correspondientes a la curvatura en el agrietamiento, sin embargo si se desea calcular un punto más allá de la curvatura inicial, es necesario implementar una estrategia de solución no-lineal incremental, pues las condiciones iniciales varían a medida que continúa incrementándose la curvatura. En el ítem 4.3 se revisará la estrategia de solución no-lineal implementada, por medio de los métodos incrementales-iterativos, según lo descrito en el capítulo 3.

4.3 Estrategia de análisis no lineal implementada

A continuación, se describe el procedimiento no lineal implementado en el diagrama de flujo mostrado en la Fig. 4.11. El modelo numérico multi-resorte implementado, las relaciones constitutivas de los materiales y un método incremental iterativo conforman la estrategia de análisis no-lineal, que permite obtener la respuesta numérica de una viga de concreto armado externamente reforzada con FRP.

La estrategia se apoya en los requisitos de compatibilidad (esfuerzos y deformaciones de los materiales), así como en el equilibrio y la convergencia, revisada mediante el proceso iterativo.

La estrategia incremental-iterativa de solución que se describe, fue implementada con la finalidad de obtener la respuesta estática completa para construir una curva Momento vs Curvatura del modelo estructural desarrollado. Cada paso consiste en la aplicación de un incremento en la carga de respuesta con su subsecuente respectiva iteración para satisfacer el equilibrio interno con una tolerancia especificada en 10^{-5} kN.

En el diagrama de flujo mostrado en la Fig. 4.11, la notación adoptada para cada paso incremental es mediante el subíndice “i”, mientras que la notación que indica el ciclo de iteración es mediante el subíndice “j” (correspondiente al paso de carga i-ésima).

Cada iteración inicia con el valor $j=0$, el cual corresponde a un incremento de carga externa. El proceso iterativo inicia con el valor $j=1$, que corresponde al planteamiento de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas al planteamiento de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas.

4.3.1 Cálculos Iniciales i=0: Se inicia con el cálculo de las características de la sección durante el agrietamiento. M_{cr} , ϕ_{cr} y las determinaciones del vector de carga y el vector de desplazamiento asociadas, descritos como P_0 y Δ_0 .

Se determina el valor del vector $d\Delta$ como una fracción del vector de desplazamiento inicial Δ_0 (asociado al agrietamiento). Más adelante se demostrará que una fracción de este valor resulta en una adecuada convergencia de los resultados.

4.3.2 Ciclo incremental i-ésimo: Se inicia con la geometría deformada correspondiente al vector de desplazamiento Δ_{i-1} .

Para determinar las condiciones del siguiente incremento de desplazamiento Δ_{i+1} según el Método del Tipo Runge Kutta de tercer orden, se predetermina la rigidez K_1 como la correspondiente al final del incremento anterior Δ_i ; así como también las rigideces K_2 y K_3 con la geometrías deformadas que corresponden a los incrementos de desplazamiento $d\Delta_{u=1/2}$ y $d\Delta$, respectivamente. De esta manera en el ciclo i-ésimo, tenemos tres estados de deformación, y que se aprecian en la Fig. 4.10.

- Estado 01: Δ_i , asociado a la rigidez K_1 .
- Estado 02: $\Delta_i + d\Delta_{u=1/2}$, asociado a la rigidez K_2 .
- Estado 03: $\Delta_i + d\Delta$, asociado a la rigidez K_3 .

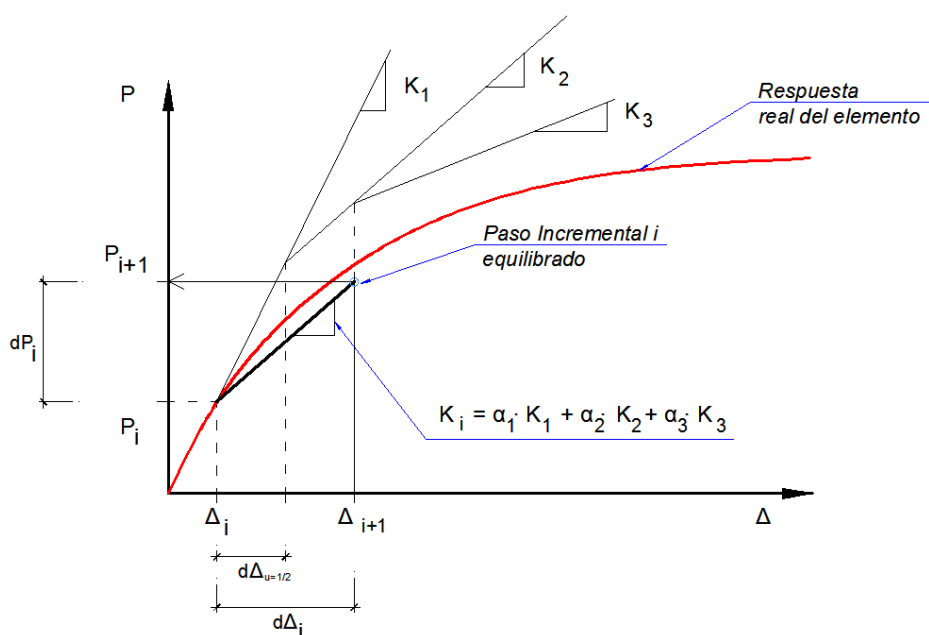


Figura 4.10: Procedimiento del ciclo incremental i-ésimo del método implementado.

Es necesario realizar un sub-proceso iterativo para garantizar que la geometría deformada asociada a cada estado (01, 02 y 03 antes descrito) se encuentra en equilibrio, el proceso iterativo se describe en 4.3.3.

Una vez equilibrada la geometría del modelo relativa al paso incremental i-ésimo, se continúa con la determinación de la matriz de rigidez representativa del paso actual \bar{K}_i , la misma que permite obtener el incremento de fuerza dP_i correspondiente al incremento de desplazamiento del paso incremental Δ_i mediante la Ec. (4.31).

$$d\mathbf{P}_i = \overline{\mathbf{K}}_i \cdot d\Delta \quad (4.31)$$

A partir de esta información se puede obtener la carga externa total (Ec. (4.32)) y su correspondiente deformación (Ec. 4.33)).

$$\mathbf{P}_i = \mathbf{P}_{i-1} + d\mathbf{P}_i \quad (4.32)$$

$$\delta_i = \Delta_{i-1} + d\Delta \quad (4.33)$$

A continuación se realiza el registro de los resultados y se verifica el nivel de esfuerzos en cada material. Si el nivel de esfuerzos en el concreto o en el FRP es mayor a su capacidad admisible, el proceso incremental se detiene, en caso contrario se finaliza el paso incremental i y se continua con el siguiente paso incremental $i+1$.

4.3.3 Sub proceso Iterativo $j=0$: Este sub proceso tiene como finalidad encontrar la geometría deformada de la sección a partir del establecimiento del equilibrio de las fuerzas internas, con la finalidad de encontrar la matriz de rigidez adecuada asociada a una deformación incremental Δ_i .

Para este sub-proceso iterativo, se ha implementado el método del punto medio con el fin de alcanzar el equilibrio de fuerzas, partiendo con los límites de $a_0=0$, $b_0=d$ y $c_0=d/2$ que corresponden al tanteo de los valores de la altura del bloque de concreto en compresión c . A continuación se determina el valor de la sumatoria de fuerzas (Ec. (4.34)), y se realiza la verificación de la tolerancia establecida $|\Sigma F| < \eta$. Donde η es la tolerancia o error permisible predeterminado en un orden de 1×10^{-5} kN. De verificarse que el valor tanteado para c , cumple con tal requisito, se finaliza el sub-proceso y se continúa con el paso incremental i -ésimo correspondiente.

$$\sum F = \sum_{m=1}^n b \cdot \left(\frac{c_j}{n}\right) \cdot \sigma_m + \sum A_s \cdot \sigma_s + A_f \cdot \sigma_f \quad (4.34)$$

4.3.4 Sub proceso Iterativo $j \geq 0$: De verificarse que el error en el equilibrio de cargas ($|\Sigma F|$) no es menor que error permisible establecido (η), se continua con el sub-proceso para encontrar el valor de c (altura del bloque comprimido de concreto) que cumpla con la tolerancia, seleccionando los nuevos valores de a_j , b_j y c_j según la técnica del punto medio y de acuerdo al resultado del equilibrio de cargas (ΣF).

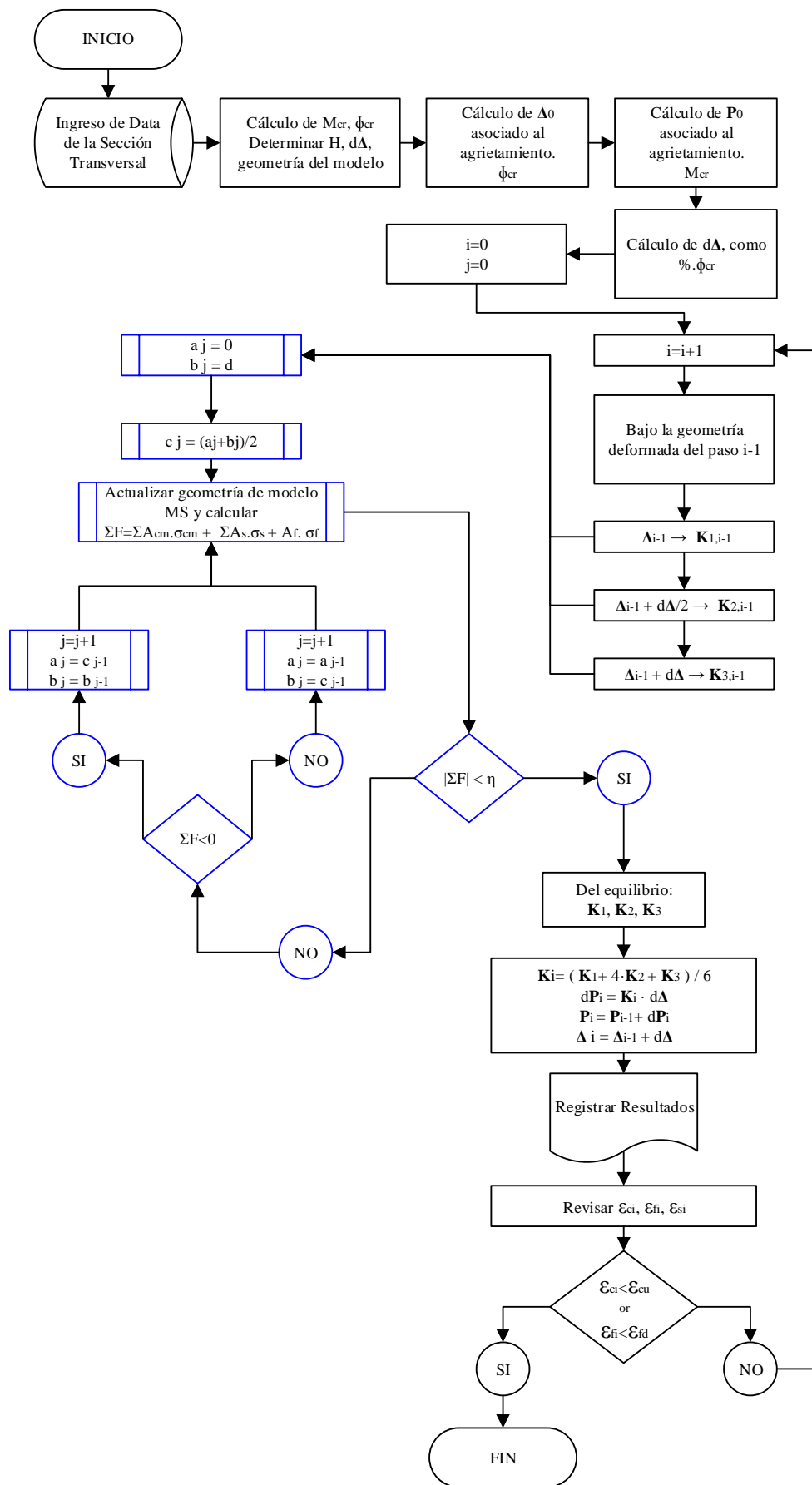


Figura 4.11: Diagrama de flujo de la estrategia no-lineal implementada.

4.4 Respuestas numéricas de la Viga

Una vez implementado el modelo y la estrategia de solución no-lineal, se obtuvieron los primeros resultados de la respuesta numérica para una viga de concreto armado externamente reforzada con FRP, específicamente a la sección MB-01 (En el capítulo 5.3 se describe la información del espécimen).

A partir de los primeros resultados, se estudió y verificó la sensibilidad de los principales parámetros del modelo. Los parámetros que afectan los resultados son: i) el tamaño del elemento inelástico (H), tomado como fracción del peralte total de la viga, y ii) el tamaño total del vector de paso incremental utilizado en el proceso $d\Delta$, que se selecciona como fracción del vector Δ_{cr} asociado al límite del agrietamiento inicial.

La Fig. 4.12 corresponde a la sección MB-01 de la Tabla 5.1; en ella se muestran las respuestas iniciales obtenidas con el modelo implementado para diferentes tamaños de elemento inelástico (H). En el capítulo VI se realizará un análisis más detallado para calibrar las respuestas, se evaluarán diferentes criterios para la selección del tamaño de elemento inelástico y se propondrán expresiones para la determinación de éste, de acuerdo a las características de la sección transversal y de los materiales que lo conforman.

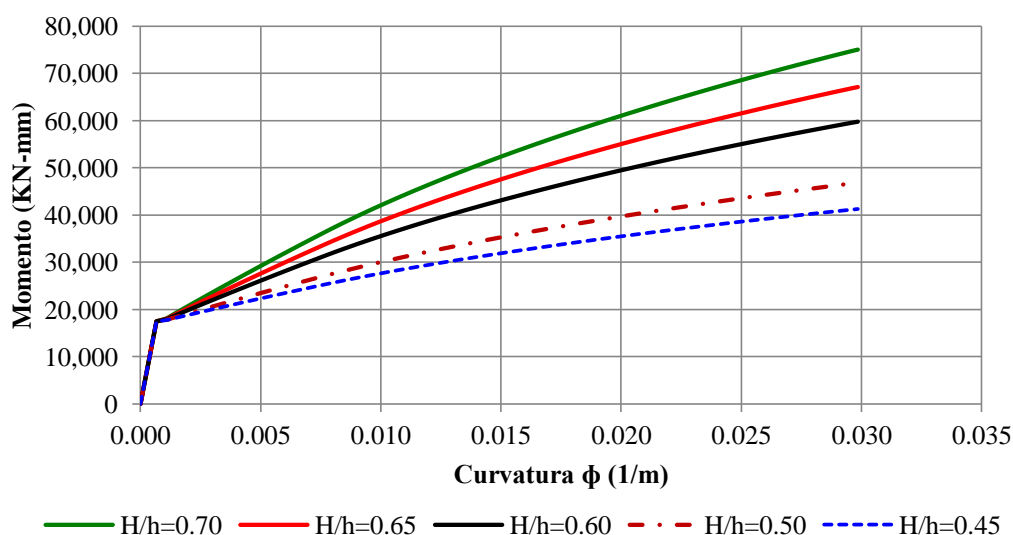


Figura 4.12: Curvas Momento vs Curvatura, para diferentes tamaños de elemento MS, Viga MB-01 ($d\Delta=0.30 \cdot \Delta_{cr}$)

CAPÍTULO V: PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1 Introducción

El presente capítulo describirá los estudios experimentales, desde el detalle de las probetas, los materiales utilizados, el aparato de ensayo y la instrumentación, adquisición de datos, así como el manejo de la data recopilada. El programa experimental se puede descomponer en tres partes:

- Descripción de la Información disponible sobre los ensayos realizados por previos investigadores, que se utiliza para estudiar el comportamiento Momento-curvatura de vigas externamente reforzadas con FRP.
- Descripción de la información experimental nueva, realizada para complementar la presente investigación, que busca explícitamente encontrar diferentes modos de falla del sistema de concreto armado externamente reforzado.
- Finalmente el tratamiento y manejo de la información, que viene a ser los procedimientos utilizados para convertir la información de Carga-deflexión en información Momento – curvatura, que servirá de base para comparar el comportamiento experimental con el comportamiento numérico.

5.2 Descripción General de los Estudios Experimentales

Se tratan de ensayos de flexión de vigas de concreto armado, con refuerzo FRP adherido externamente. Se cuenta tanto con ensayos realizados en el pasado por investigaciones afines así como ensayos nuevos.

Se ha accedido a los registros de ensayo de dos investigaciones diferentes sobre el uso de materiales compuestos FRP para el reforzamiento externo de vigas de concreto armado. Son un total de 12 registros de ensayo de flexión de “cuatro puntos” de vigas simplemente apoyadas con carga en los tercios de luz, ASTM-C78. Corresponden a 08 ensayos realizados con Fibras de Carbono de la patente BASF: CF-130, y 04 ensayos con fibra de carbono de la patente SIKA: Carbodur S12.

Adicionalmente se han elaborado seis ensayos nuevos de flexión. Estos corresponden a cinco ensayos realizados con fibras de carbono de la patente Fyfe SCH-41 y un ensayo sin refuerzo externo FRP que servirá de control.

Descripción de los ensayos:

Los doce ensayos fueron realizados en el laboratorio del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), de la ciudad de Lima, siguiendo lo estipulado por la norma técnica ASTM-C78: “Resistencia a Flexión de Vigas de Concreto simplemente apoyadas con carga en los tercios de Luz”. El ensayo es controlado por un sistema de adquisición de datos, como una celda de carga (50 toneladas), y transductores de desplazamiento (de hasta 100 mm de desplazamiento máximo). El sistema de adquisición de datos es capaz de registrar las cargas y deflexiones y almacenarlas. Con el registro de esta información se pueden obtener gráficos preliminares de carga – deflexión, y luego de un tratamiento de la información, los gráficos momento - curvatura.

Data Disponible

El primer grupo de ensayos fue realizado por Baca y Espinoza (2005), e incluye siete (07) ensayos de vigas de concreto armado reforzado con FRP no pre-agrietadas y un (01) ensayo de viga pre-agrietada.

El segundo grupo de ensayos con los que se trabajó, fueron realizados por Rodríguez y Vílchez (2006), e incluye cuatro (04) ensayos de vigas de concreto armado reforzadas con FRP no pre-agrietadas. Las vigas de concreto externamente reforzadas mostraron un modo de falla del tipo B (desprendimiento o delaminación del sistema FRP instalado).

La Fig. 5.1 muestra la disposición de transductores utilizados en los ensayos correspondientes a la data disponible.

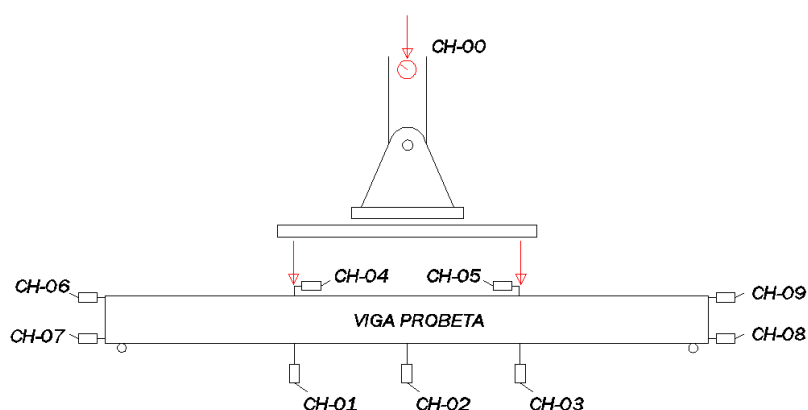


Figura 5.1: Esquema de la viga probeta ensayada por el ensayo ASTM-C78, de la Data disponible.

(CH-00: celda de carga;
CH-01,02...09: transductores de desplazamiento).

Nuevos Ensayos

El tercer grupo de ensayos está conformado por cinco (05) nuevas vigas de concreto armado externamente reforzadas y un (01) ensayo de viga de concreto armado sin refuerzo FRP. Todas estas vigas se ensayaron bajo condiciones No-Pre agrietadas. La Fig. 5.2 muestra la disposición de transductores para los nuevos ensayos ejecutados.

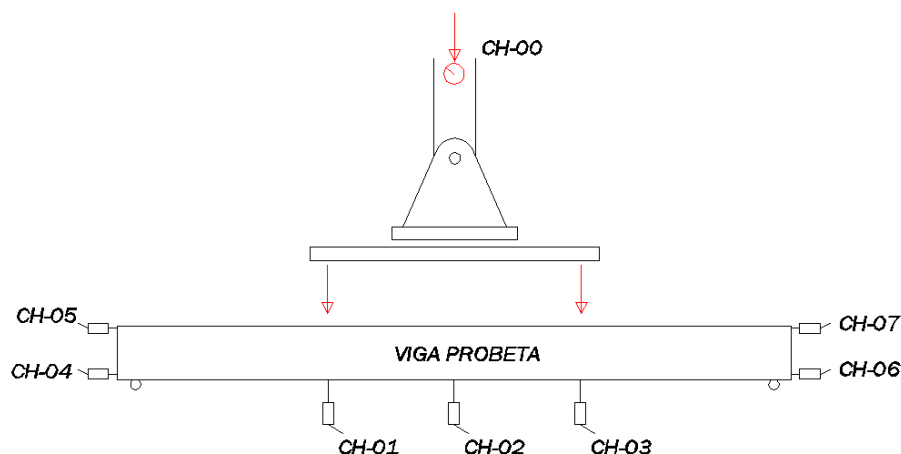


Figura 5.2: Esquema de la viga probeta ensayada por el ensayo ASTM-C78, de los nuevos Ensayos.

Es importante indicar la condición pre-agrietada o no pre-agrietada de la viga, pues las actividades de reforzamiento con FRP se realizan en elementos de concreto existentes que generalmente han sufrido algún esfuerzo que posiblemente origine un pre-agrietamiento antes de la aplicación del refuerzo exterior de FRP.

Arduini y Nanni (1997), así como GangaRao y Vijay (1999) ensayaron vigas que fueron precargadas hasta el 30% de la capacidad nominal, y reportaron que no existía significativa diferencia entre vigas reforzadas con FRP pre-agrietadas y vigas reforzadas “vírgenes” (sin pre-agrietamiento).

K.H. Tan y M. Mathivoli (1998) ensayaron vigas precargadas con un 10% a 90% de la capacidad nominal de fluencia del refuerzo, reportaron que para precargadas debajo del nivel de agrietamiento así como para pre-cargas por debajo del nivel de servicio, no existía una significativa diferencia en el performance entre vigas reforzadas pre-cargadas y vigas reforzadas “vírgenes”. Mientras que para vigas pre-cargadas más allá del nivel de servicio y subsecuentemente reforzadas con bandas de fibras de carbono, el incremento en la capacidad fue ligeramente menor.

5.3 Información de los especímenes de Ensayo – Data Disponible.

La data disponible está conformada por la información experimental ensayada en los años 2005 y 2006, por ingenieros de la Universidad Ricardo Palma.

Tanto el primer grupo como el segundo grupo fueron ensayados en el laboratorio del CISMID de la Universidad Nacional de Ingeniería. La Luz de las vigas es de aproximadamente 2.70 m, con una luz libre efectiva de 2.45 m en el aparato de ensayo. La sección transversal de las vigas de ambos grupos es de 20cm x 40cm, el refuerzo positivo consistía de dos varillas de ½” de diámetro y para el refuerzo negativo, de dos varillas de 3/8” de diámetro, con recubrimientos de 40 mm. El detalle de refuerzo de los especímenes de la data disponible se muestra en las Figs. 5.3 y 5.4.

Las vigas ensayadas, reforzadas con el Sistema Mbrace se detallan como MB-##, mientras que las vigas reforzadas con el sistema Sika Carbodur se detallan como SK-##.

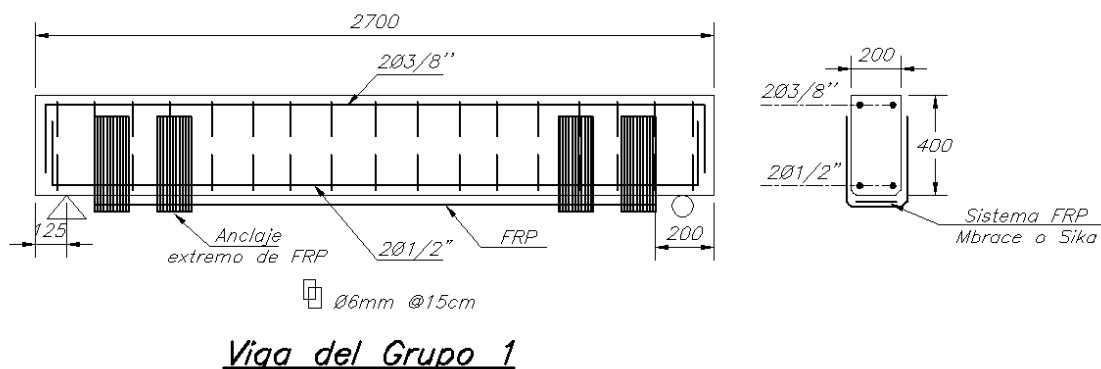


Figura 5.3: Esquema de las vigas ensayadas por Baca y Espinoza (2005).

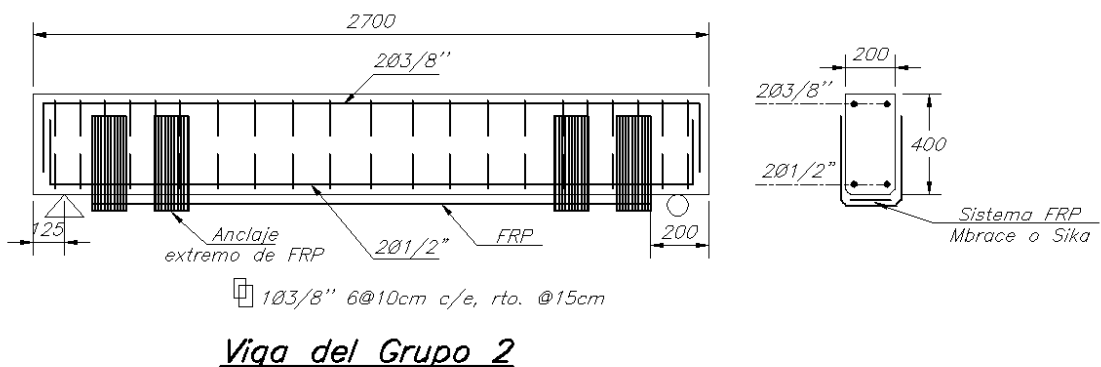


Figura 5.4: Esquema de las vigas ensayadas por Rodríguez y Vílchez (2006).

En la Tabla 5.1 se detallan las características de los materiales y configuraciones para la data experimental disponible: sección transversal, acero de refuerzo, características del concreto, acero y FRP, condición inicial, entre otros.

Tabla 5.1: Características de la data experimental disponible.

Fuente	VIGA	b (mm)	h (mm)	Luz (mm)	A_s (cm ²)	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	Sistema FRP	n_f	b_f (mm)	t_f (mm)	Anclaje extremo U	Pre Agrieta. (kN)
Ing. Arela de los Milagros Rodríguez & ing. Rolando Vilchez Universidad Ricardo Palma 2006	MB'-01	200	400	2450	2Φ 1/2" 2.54	21	420	Mbrace CF130	1	150	0.17	Si	No
	MB'-02	200	400	2450	2Φ 1/2" 2.54	21	420	Mbrace CF130	2	75	0.17	Si	No
	SK'-01	200	400	2450	2Φ 1/2" 2.54	21	420	Sika Carbodur S12	1	100	1.2	Si	No
	SK'-02	200	400	2450	2Φ 1/2" 2.54	21	420	Sika Carbodur S12	2	50	1.2	Si	No
Ing. Erick Baca & ing. Cristian Espinoza Universidad Ricardo Palma 2005	MB-01	200	400	2450	2Φ 1/2" 2.54	24	420	Mbrace CF130	1	150	0.17	Si	No
	MB-02	200	400	2450	2Φ 1/2" 2.54	24	420	Mbrace CF130	1	150	0.17	No	No
	MB-03	200	400	2450	2Φ 1/2" 2.54	24	420	Mbrace CF130	1	150	0.17	No	No
	MB-04	200	400	2450	2Φ 1/2" 2.54	24	420	Mbrace CF130	2	75	0.17	No	No
	MB-05	200	400	2450	2Φ 1/2" 2.54	24	420	Mbrace CF130	2	75	0.17	No	No
	SK-01	200	400	2450	2Φ 1/2" 2.54	24	420	Sika Carbodur S12	1	100	1.2	No	No
	SK-02	200	400	2450	2Φ 1/2" 2.54	24	420	Sika Carbodur S12	1	50	1.2	No	No
	NR-01	200	400	2450	2Φ 1/2" 2.54	24	420	-	-	-	-	No	No
	MB-R	200	400	2450	2Φ 1/2" 2.54	24	420	Mbrace CF130	1	150	0.17	Si	88

En la Tabla 5.2 se muestra un resumen de los resultados obtenidos por los ensayos correspondientes a la data disponible.

De acuerdo a la guía para reforzamiento de elementos de concreto armado reforzados externamente con sistemas FRP (ACI 440-2R, 2008), los valores calculados de resistencia nominal han sido menores que los resultados obtenidos experimentalmente (los valores experimentales muestran una sobrecapacidad), tal como se muestra en la Tabla 5.2.

A pesar de poseer una sección resistente similar, los modos de falla resultantes varían; esto se puede apreciar al analizar los resultados de las vigas MB-01, MB-02, MB-03, MB-R y MB-01' (Tabla 5.2), estas secciones tienen el mismo nivel de reforzamiento pero poseen detalles y/o condiciones diferentes como son los anclajes extremos, corte de extremos y pre-agrietamiento antes del refuerzo con FRP.

Tabla 5.2: Resumen de resultados para la data experimental disponible.

Fuente	VIGA	Anclaje extremo U	N° de pasos de ensayo	P.último (kN)	Mu. (ensayo) t-m	ΦMn (ACI 440.2R 08) t-m	Mu/ΦMn %	Tipo de Falla	Descripción de la Falla observada durante el ensayo
Ing. Arela de los Milagros Rodríguez & ing. Rolando Vilchez	MB'-01	Si	1416	153	6.35	4.87	130%	DI	Delaminación en un extremo hacia el centro (Delamination)
	MB'-02	Si	1347	129	5.39	4.87	111%	Db	Desprendimiento de la platina en el C.L. (debonding)
	SK'-01	Si	1528	165	6.85	4.72	145%	Db	Desprendimiento de la platina en el C.L. (debonding)
Universidad Ricardo Palma 2006	SK'-02	Si	1313	154	6.39	3.62	177%	Db	Desprendimiento de la platina en el C.L. (debonding)
	MB-01	Si	1176	153	6.37	4.87	131%	Db	Desprendimiento de la platina en el C.L. (debonding)
Ing. Erick Baca & ing. Cristian Espinoza	MB-02	No	855	141	5.88	4.87	121%	DI	Delaminación en un extremo hacia el centro (Delamination)
	MB-03	No	1074	134	5.57	4.87	114%	DI	Delaminación en un extremo hacia el centro (Delamination)
Universidad Ricardo Palma 2005	MB-04	No	1131	139	5.78	4.34	133%	DI	Delaminación en un extremo hacia el centro (Delamination)
	MB-05	No	1001	122	5.09	4.34	117%	DI	Delaminación en un extremo hacia el centro (Delamination)
	SK-01	No	756	149	6.19	5.00	124%	DI	Delaminación en un extremo hacia el centro (Delamination)
	SK-02	No	897	119	4.95	3.90	127%	DI	Delaminación en un extremo hacia el centro (Delamination)
	NR-01	No	990	88	3.68	3.18	116%	F	Fluencia, luego se detuvo el ensayo se descargo y se siguió con MB-R
	MB-R	Si	1000	144	6.00	4.87	123%	Db	Desprendimiento de la platina en el C.L. (debonding)

a) Materiales

Los materiales utilizados para los ensayos descritos en el acápite anterior son:

- Acero de refuerzo ASTM A615 - Grado 60.
 - $F_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$.
 - $F_u = 6,320.00 \text{ kg/cm}^2$.
- Concreto convencional.
 - Resistencia a la compresión a los 28 días (ASTM C-39): $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ para el grupo 1, y $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para el grupo 2.
 - Tamaño Máximo del agregado grueso: $\frac{3}{4}''$.
- Refuerzo externo con FRP de BASF: Mbrace CF-130 (ver propiedades en tabla 2.2).
- Resina BASF: Mbrace-Saturant (base 100% epóxica):
 - Módulo elástico de tensión de resina : 3034 MPa
 - Resistencia máxima en tensión ($\epsilon=3.5\%$) : 55.20 MPa
- Refuerzo externo con FRP de SIKA: Carbodur S12 (Ver propiedades en Tabla 2.2).
- Resina SIKA: SIKADUR-30 (base 100% epóxica):
 - Resistencia al corte (falla del concreto) : 1.50 MPa
 - Adherencia al concreto (falla del concreto) : 3.00-3.50 MPa
 - Resistencia máxima en tensión : 33.00 MPa

b) Aparato de ensayo y procedimiento de ensayo

El equipo de aplicación de carga consta de un sistema de carga continua en una sola aplicación de hasta 50 toneladas, en concordancia a las especificaciones ASTM C-78.

El sistema de adquisición de datos consta de una celda de carga para medir la carga y los respectivos desplazamientos horizontales o verticales, registrados en los transductores de desplazamiento colocados (Fig. 5.1).

El aparato de ensayo debe ser rígido, de tal forma que sea capaz de mantener constantes las distancias indicadas para la longitud de separación de apoyos así como también la distancia entre los puntos de aplicación de carga.

Procedimiento de ensayo:

En resumen el procedimiento de ensayo se sigue bajo las siguientes consideraciones:

- Los ensayos se realizan sobre especímenes curados en húmedo, y deben realizarse tan pronto hayan alcanzado la resistencia especificada.
- El espécimen debe estar centrado respecto a la celda de aplicación de carga.
- Se deben evitar vacíos (mayores a 0.10 mm) entre el aplicador de carga y el espécimen, de existir estos deben ser esmerilados con procedimientos adecuados.
- La carga del espécimen será uniforme y sin sacudidas; la carga deberá aplicarse a una velocidad constante, de acuerdo a la velocidad indicada en la norma, hasta que ocurra la ruptura del espécimen.

5.4 Información de los especímenes de Ensayo – Nuevos Ensayos.

El programa experimental de ensayos consistió en una serie de ensayos por flexión de vigas de concreto armado externamente reforzadas con sistema FRP. El sistema externo de refuerzo estaba conformado por bandas FRP de carbono, adheridas en la zona de tracción de las vigas. Los especímenes fueron ensayados como vigas simplemente apoyadas en sus extremos.

Las vigas poseen una sección transversal de 200 x 400 mm², con una luz total de 2700 mm (la Fig. 5.7 ilustra la geometría y el detalle de los especímenes). Las vigas se reforzaron internamente con barras longitudinales de 15 mm de diámetro para la zona en tracción, y de 8 mm para la zona en compresión. El acero de refuerzo interno por cortante está conformado por estribos cerrados dobles de 8 mm espaciados a cada 100 mm en las zonas de corte y por estribos simples de 8 mm espaciados a cada 250 mm en el tercio central. Las bandas de refuerzo FRP externo están conformadas por capas laminadas de 200 mm de ancho por 1 mm de espesor y se extienden a lo largo de la zona en tracción en una longitud de 2300 mm centrada a lo largo de la viga. En los extremos de la banda longitudinal de

FRP se instaló un refuerzo FRP transversal externo a modo de anclaje en forma de U para anclar y desarrollar los esfuerzos de tracción y evitar la delaminación prematura en los extremos de la viga. La Tabla 5.3 muestra un resumen de las dimensiones y el refuerzo de las vigas.

Tabla 5.3: Resumen de características del grupo de nuevos ensayos, FRP de Tyfo SCH-41 de Fyfe.

Especímen	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	Acero de refuerzo en tracción	ρ_s (%)	n_{frp}	b_f (mm)	ρ_f (%)	Luz libre (m)
VF-01	32	420	3 Φ 5/8"	0.86	1	200	0.29	2.45
VF-01A	32	420	3 Φ 5/8"	0.86	2	200	0.58	2.45
VF-01B	32	420	3 Φ 5/8"	0.86	3	200	0.87	2.45
VF-02	32	420	4 Φ 5/8"+ 1 Φ 1/2"	1.42	1	200	0.31	2.35
VF-03	32	420	8 Φ 5/8"	2.53	3	200	0.96	2.45
V-Control	32	420	3 Φ 5/8"	0.86	-	-	-	2.35

a. Preparación, configuración del ensayo e instrumentación

Primero fueron ensambladas las armaduras de acero, y colocadas en formaletas instaladas sobre soleras de madera ubicadas sobre un terreno nivelado, para darle la sección transversal y geometría esperada. El concreto vaciado correspondió a un concreto premezclado de características $f'_c = 21$ MPa solicitado para la obra donde se construyeron los especímenes. Los especímenes se curaron convencionalmente con agua potable. Una vez que los especímenes ganaron cierta resistencia a la compresión se desinstalaron las formaletas, luego se realizó el tratamiento superficial (corrección de irregularidades, nivelación y limpieza), y a continuación la instalación del refuerzo externo.

Los especímenes fueron construidos en condiciones de obra de la empresa patrocinadora de los ensayos. A los 31 días de vaciado se realizó una precarga de agrietamiento en tres de los especímenes (Foto 1). El reforzamiento externo se ejecutó al transcurrir 45 días desde el vaciado del concreto (Foto 2).

Las labores de concreto armado fueron ejecutadas por personal calificado de la empresa Constructora RF, y las fibras FRP de carbono fueron aplicadas por personal capacitado de Top Consult Ingeniería, empresa distribuidora de productos FRP de la marca Fyfe en Perú. Los ensayos de flexión fueron ejecutados sobre una estructura ensamblada de acero estructural, que consistió en un pórtico para sostener el transmisor de carga vertical y de una base nivelada, que fungía de apoyo tanto para los especímenes como para los transductores de desplazamiento que fueron colocados. Ambas estructuras se fijaron adecuadamente a la fundación rígida del laboratorio. La geometría del pórtico, la disposición de las vigas de concreto armado y la ubicación de los instrumentos se detalla en las Figs. 5.5 y 5.6.



Foto 1: Precarga de Vigas con Gata Hidráulica. Se aplicó carga hasta descubrir primeras fisuras de tracción.



Foto 2: Aplicación del refuerzo Externo FRP – Tyfo SCH-41 en Vigas.

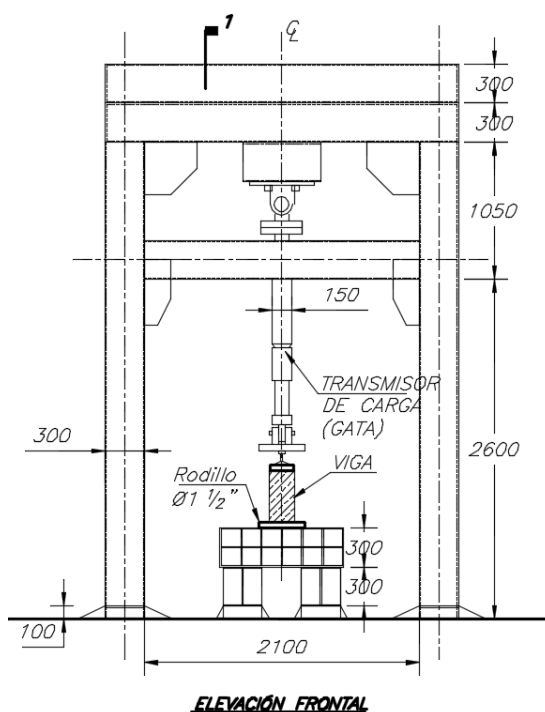


Figura 5.5: Elevación - configuración del Aparato de ensayo.

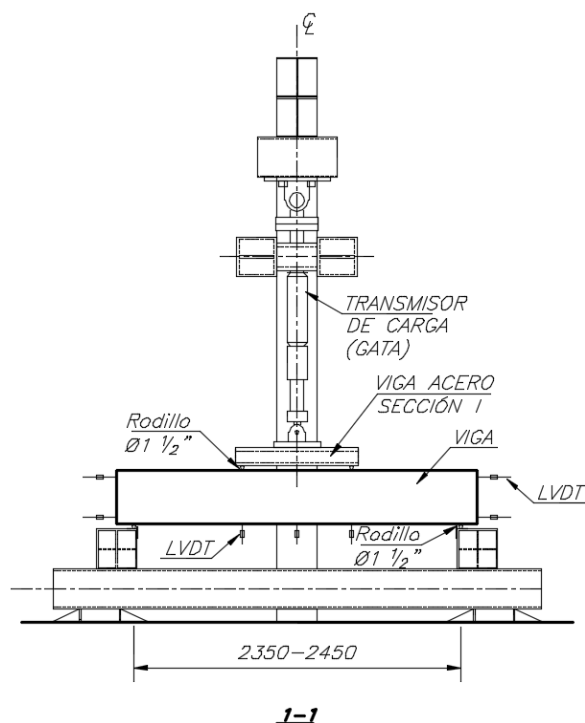


Figura 5.6: Corte - configuración del Aparato de ensayo.

Para la ejecución de los ensayos de flexión, se montó un pórtico de acero estructural fijado firmemente a la losa de piso rígida del laboratorio mediante pernos de acero de diámetro $\frac{3}{4}$ " y 1".

Las vigas-especímenes fueron colocadas sobre rodillos de acero de diámetro 1 $\frac{1}{2}$ " y colocados sobre una base rígida. Además el transmisor de carga fue fijado al pórtico mediante un soporte rígido apoyado en la viga de acero superior y arriostrado mediante vigas de acero en la parte intermedia hacia las columnas.

Los instrumentos empleados durante el ensayo de laboratorio incluyen: el sistema de medición, el transmisor o celda de carga y el sistema de adquisición de datos.

Sistema de medición: Los instrumentos de medición o transductores de desplazamiento lo conformaron los transductores de desplazamiento (LDVT, por sus siglas en inglés), con precisión en la medición de 0.005 mm, que a su vez se conectan a un sistema de adquisición de datos. Su configuración se detalla en la Fig. 5.2.

El transmisor o Celda de carga: consiste en un transmisor de carga o gata hidráulica de alta resistencia, diseñado para simular cargas unidireccionales y que es alimentado por una bomba hidráulica que produce las presiones necesarias para incrementar la fuerza en el transmisor hidráulico. La capacidad máxima es de 50 toneladas (Ver Foto 4).

El sistema de adquisición de datos: está conformado por un tablero tipo Data Logger TDS-530 con capacidad para recibir la información de los transductores de carga y desplazamiento, y a su vez está conectado vía red a un computador personal para el procesamiento de la información recibida.



Foto 3: Sistema de Adquisición de Datos: Data Logger TDS-530 (incl. software) + Computador convencional.



Foto 4: Celda de Carga: Gata + Bomba Hidráulica, de fabricación Japonesa (Yamamoto Kojyuki CO. Ltd)



Foto 5: Sistema de medición: transductores tipo LDTV de 50 y 100 mm, de fabricación japonesa (Kiowa)



Foto 6: Viga montada en el soporte de acero, bajo configuración LDTV y Celda de Carga, conectados al sistema de Adquisición de datos.

b. Procedimiento del Ensayo de Laboratorio

Una vez dispuesto el espécimen en la posición prevista, se colocaron de forma adecuada los rodillos y la viga de acero para transmisión de carga, verificándose la nivelación y la alineación de la configuración.

De igual manera, la disposición y la nivelación de los diferentes transductores de desplazamiento; además se verificó la correcta lectura de cada uno de los dispositivos en el sistema de adquisición de datos.

A continuación se procedió a realizar la carga de la gata hidráulica de 50 ton de capacidad, mediante un equipo conformado por una bomba hidráulica que permitió transferir las presiones al trasmisor de cargas para iniciar el cargado. La carga vertical fue transmitida a la viga de concreto armado reforzada externamente con FRP mediante una viga de acero centrada y simplemente apoyada en rodillos (Figs. 5.3 y 5.4); la velocidad de carga fue de aproximadamente 40 – 50 kg/s.

Simultáneamente a la aplicación de la carga, el sistema de adquisición de datos tomó lecturas de las deformaciones en los transductores LDTV y el nivel de fuerza en el trasmisor de cargas; dichas lecturas fueron registradas en el computador para su posterior procesamiento.

El final de un ensayo fue determinado por alguna de las siguientes situaciones límite: la falla del sistema FRP, el inicio del aplastamiento en el concreto en compresión o cuando el nivel de deflexión y/o agrietamiento del sistema se consideró inseguro para los equipos adyacentes.

c. Diseño de los Especímenes de Ensayo

Las vigas fueron diseñadas con la finalidad de obtener diferentes modos de falla por flexión, respecto a cada uno de sus materiales, por ejemplo: VF-01, VF-01A y VF-01B se diseñaron para obtener la fluencia en el acero de refuerzo interno seguido de una falla en el sistema FRP, la viga V-Control (viga de concreto armado sin refuerzo externo FRP) se diseñó para alcanzar fluencia del acero de refuerzo, seguida del aplastamiento del concreto; la viga VF-02 se diseñó para obtener una falla en el sistema FRP sin fluencia del acero de refuerzo interior; y finalmente la viga VF-03, se diseñó para que el concreto experimente aplastamiento antes que el acero alcance la fluencia o el refuerzo externo experimente alguna falla. En las Figs. 5.7 y 5.8 se muestra el detalle de los especímenes utilizados.

Como objetivo se tuvo que las diferentes configuraciones permitan analizar el cambio en el comportamiento de una misma sección sin refuerzo FRP (V-Control) y con diferentes rigideces de reforzamiento FRP (VF-01, VF-01A y VF-01B); además, en qué forma la cuantía del acero de refuerzo interno preexistente influye en el comportamiento de la sección (VF-01 vs VF-02 y VF-01B vs VF-03). Para ello se estudió el comportamiento a flexión mediante: la resistencia experimental y la ductilidad o la deformabilidad experimental.

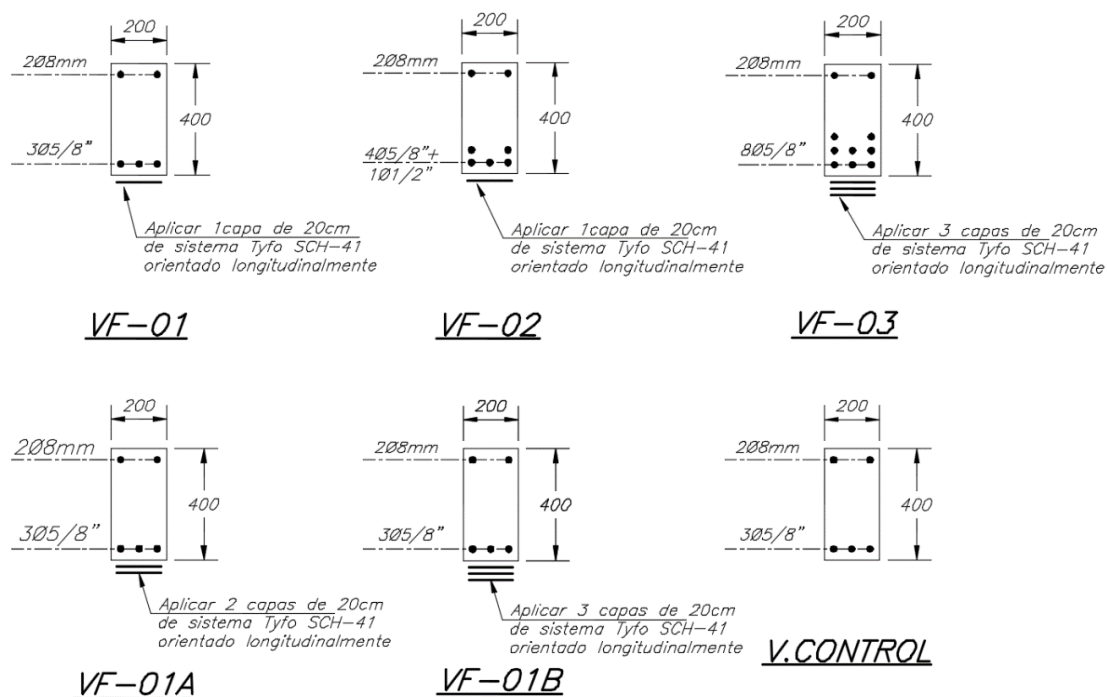


Figura 5.7: Detalles de las secciones de los especímenes ensayados.

El cálculo de las capacidades nominales de las vigas se estimó en base a lo propuesto por la guía ACI 440.2R-08: Guide for the Design and Construction of externally Bonded FRP systems for Strengthening Concrete Structures (ACI, 2008) para refuerzo FRP externo en elementos de concreto armado.

La cantidad de reforzamiento FRP necesario para obtener diferentes tipos de falla se obtuvo mediante las ecuaciones desarrolladas en base al estudio del comportamiento y las características nominales de los diferentes materiales, explicada en el capítulo VII.

El reforzamiento por esfuerzo cortante se realizó de tal manera de evitar que los elementos alcancen una falla de cortante antes de que se desarrolle la total resistencia a flexión de cada elemento. Para ello se utilizaron las provisiones y consideraciones del Comité ACI 318 (ACI, 2011).

Adicionalmente dos (2) anclajes de FRP en forma de U fueron colocados en cada extremo del refuerzo FRP longitudinal con la finalidad de evitar delaminación o el despegue prematuro en los extremos del refuerzo FRP suministrado por flexión.

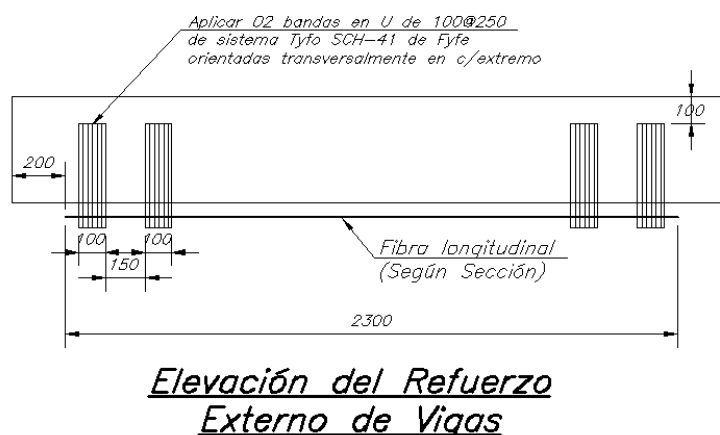
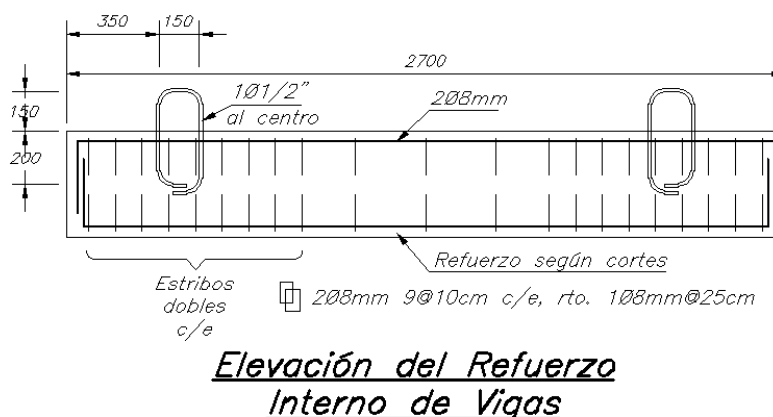


Figura 5.8: Detalles del acero de refuerzo interno y del sistema FRP externo de los especímenes ensayados.

d. Resultados del Grupo de nuevos ensayos

Una vez configurado el ensayo, se verifican los diferentes transductores y lectores con la PC, y se procede a ensayar mediante la transmisión de carga vertical de la gata hidráulica. Los principales resultados están en la Tabla 5.4.

En cuanto a resistencia, las probetas reforzadas externamente demostraron una sobre-resistencia de más del 30% superior a la resistencia anticipada por las ecuaciones del ACI.440 (Tabla 5.4). Similares resultados se obtuvieron con la data disponible (Tabla 5.2).

Se observa que las vigas VF-01, VF-01A y VF-01B han incrementado su resistencia en un 110%, 127% y 133% respectivamente, respecto de la sección equivalente no reforzada V-Control. Kachlakev (Kachlakev et al, 2000) realizó un estudio experimental de 80 especímenes de vigas de concreto armado externamente reforzadas con FRP, y reportó incrementos en el orden del 18 al 545 % de la resistencia de la sección equivalente no reforzada con FRP.

Las fallas predichas por el método implementado en el capítulo 7.3 en general se cumplieron, a excepción del ensayo VF-03, que demostró una falla imprevista de corte en uno de los apoyos por causa de un insuficiente anclaje del acero de refuerzo longitudinal. El error fue de origen constructivo, pues se había previsto un recubrimiento de 40 mm; sin embargo, se encontró uno del orden de 110 mm para esta viga, que no permitía desarrollar adecuadamente el anclaje más allá del apoyo y corriendo el estribaje más allá de los previsto.

Tabla 5.4: Resumen de resultados del grupo de nuevos ensayos, con FRP de Tyfo SCH-41 de Fyfe.

VIGA	Anclaje Extremo U	P. último (KN)	Mu. (ensayo) t-m	Φ Mn (ACI 440.2R 08) t-m	Mu/ Φ Mn %	Falla Esperada	Tipo de Falla en ensayo	Descripción de la Falla observada durante el ensayo
V-Control	No	239	7.50	7.21	104%	F	F	Fluencia del acero, se prolongó el ensayo hasta una deflexión de 15 mm
VF-01	Si	380	15.82	11.1	142%	R	R	Ruptura por tensión del refuerzo FRP
VF-01A	Si	409	17.02	11.81	144%	DI	DI	Delaminación en un extremo hacia el centro (Delamination)
VF-01B	Si	419	17.44	11.75	148%	DI	DI	Delaminación en un extremo (Delamination)
VF-02	Si	448	17.89	13.87	129%	C	C	Aplastamiento del concreto en compresión, c/ fluencia del acero.
VF-03	Si	463	19.27	13.79	140%	C	A	Falla de corte en el apoyo por insuficiente anclaje del acero.

En la Fig. 57 se muestra el resultado Carga P vs Deflexión en el centro para los nuevos ensayos ejecutados.

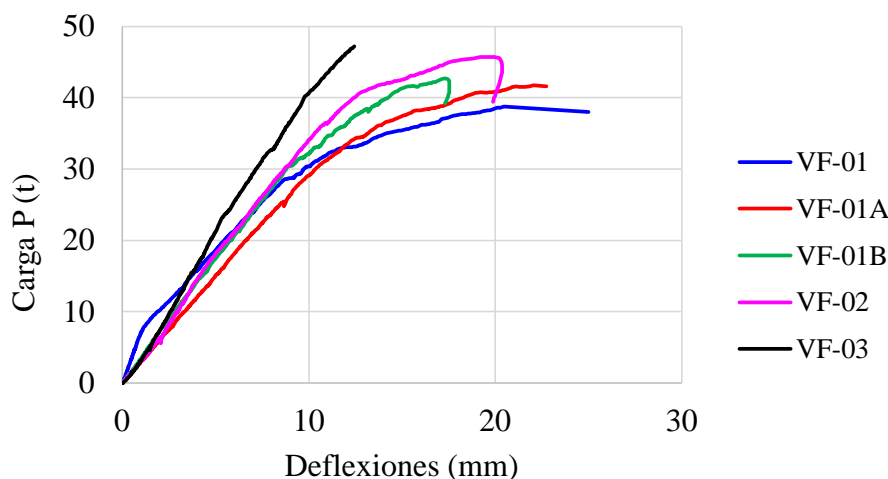


Figura 5.9: Curvas Carga P vs Deflexión en el centro obtenidos para los diferentes ensayos ejecutados.

V-Control:

La falla producida es por fluencia del refuerzo, las grietas por flexión se exhibieron en el centro del claro, estando en el orden de 0.35 a 0.50 mm. La carga de fluencia fue de alrededor de 21 t, y se continuó la carga hasta los 24.2 t. luego de lo cual se descargó por seguridad de los instrumentos.

La deflexión a la fluencia del refuerzo fue de 9.9 mm y la máxima obtenida fue de 15.6 mm.

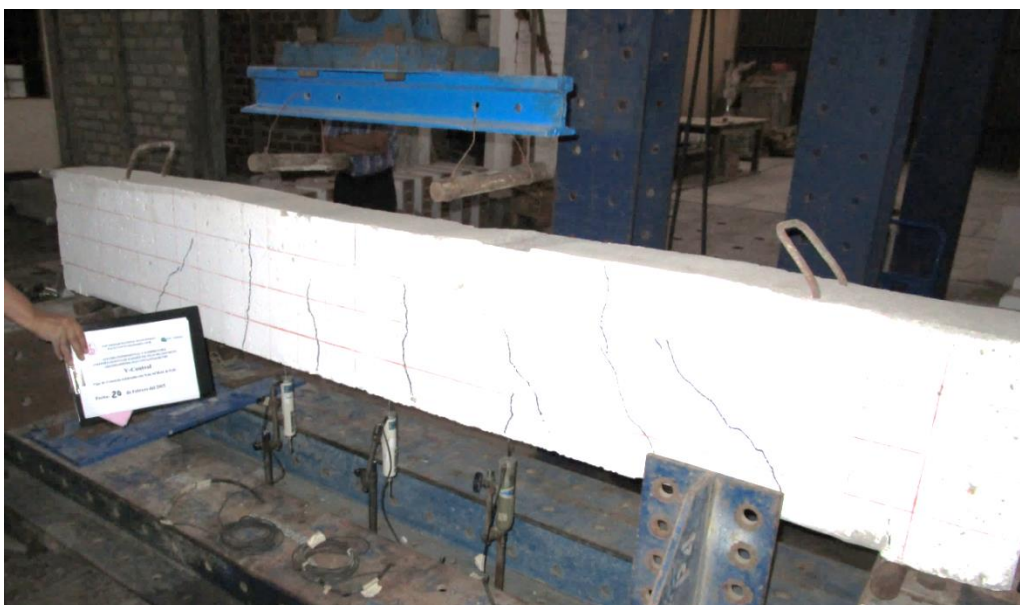


Foto 7: Elevación de Viga V-Control, después del ensayo.

VF-01:

La falla producida es por fluencia del refuerzo seguida por rotura de la banda de fibra de carbono en la parte central. Las grietas por flexión se exhibieron en el centro del claro, estando en el orden de 0.35 a 0.50 mm. La carga de fluencia fue de alrededor de 28 t, y se continuó la carga hasta los 38.8 t, luego de lo cual las fibras del sistema FRP fallaron por rotura. Luego de la falla, la carga resistida por el espécimen decayó hasta 25.5 t, luego de lo cual se descargó el elemento.

La deflexión a la fluencia del refuerzo fue de 9.6 mm y la máxima obtenida en el instante de la falla del FRP fue de 23.2 mm; luego de la falla la deflexión aumentó a 29 mm.



Foto 8: Elevación de Viga VF-01, después del ensayo.



Foto 9: Detalle de Rotura de las fibras de carbono en la parte central.

VF-01A:

La falla producida es por fluencia del refuerzo seguida por el desprendimiento de la banda de FRP en uno de sus extremos (rotura de U de anclaje, seguida de desprendimiento de la banda longitudinal). También se delaminaron porciones de concreto adyacente al FRP desprendido. Las grietas por flexión se exhibieron en el centro del claro, estando en el orden de 0.35 a 0.50 mm. La carga de fluencia fue de alrededor de 33 t y se continuó la carga hasta los 41.7 t, luego de lo cual las fibras del sistema FRP fallaron por desprendimiento en uno de los extremos. Después de la falla, la carga resistida por el espécimen decayó hasta 24.7 t, luego de lo cual se descargó el elemento.

La deflexión a la fluencia del refuerzo fue de 11.8 mm y la máxima obtenida en el instante de la falla del FRP fue de 22.7 mm. Luego de la falla la deflexión aumentó a 29 mm.



Foto 10: Elevación de Viga VF-01A, después del ensayo.

VF-01B:

La falla producida es por fluencia del refuerzo seguida por un inminente desprendimiento de la banda de fibra de carbono en uno de sus extremos (daños en grapa U de anclaje extremo). Las grietas por flexión se exhibieron en el centro del claro, estando en el orden de 0.05 a 0.15 mm. La carga de fluencia fue de

alrededor de 34 t y se continuó la carga hasta los 42.7 t donde las fibras del sistema FRP indicaban una falla inminente en uno de los extremos, por lo cual se descargó el elemento por seguridad de los instrumentos.

La deflexión a la fluencia del refuerzo fue de 8.8 mm y la máxima obtenida fue de 17.5 mm.



Foto 11: Elevación de Viga VF-01B, después del ensayo.

VF-02:

La falla producida es por fluencia del refuerzo seguida por un incipiente aplastamiento del concreto en la zona de compresión de la viga. Las grietas por flexión se exhibieron en el centro del claro, estando en el orden de 0.05 a 0.15 mm., mientras que en la zona de compresión apareció una fisura del orden de 0.30 a 0.40 mm. La carga de fluencia fue de alrededor de 40 t y se continuó la carga hasta los 45.7 t, cuando la zona de compresión mostraba desprendimientos de material por aplastamiento. Al ser visibles las fisuras por compresión, se descargó el elemento.

La deflexión a la fluencia del refuerzo fue de 12.5 mm y la máxima obtenida fue de 20.4 mm.

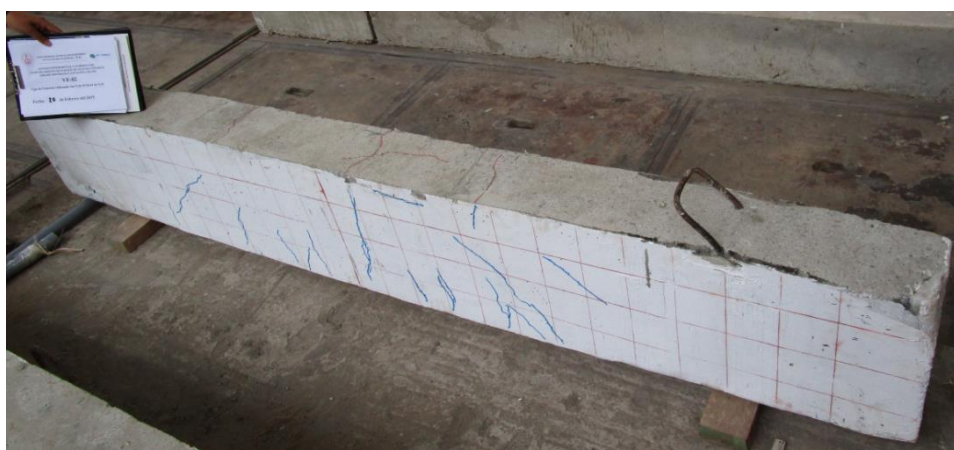


Foto 12: Elevación de Viga VF-02, después del ensayo.

VF-03:

La falla producida es por fluencia del refuerzo seguida por una falla imprevista en uno de los apoyos, por causa de un insuficiente desarrollo de las barras de refuerzo longitudinales, que a su vez desplazaron los estribos (el recubrimiento de la cara posterior especificada fue de 40 mm y la real fue de 110 mm). No se manifestaron grietas por flexión en el centro del claro, mientras que en una de las caras aparecieron grietas de corte del orden de 0.05 mm. Del gráfico carga-deflexión no se apreció un comportamiento de fluencia del acero de refuerzo. La carga de falla del apoyo fue de 47.2 t.

La deflexión al ocurrir la falla del apoyo fue de 12.4 mm.



Foto 13: Elevación de Viga VF-03, después del ensayo.



Foto 14: Detalle de Falla en el apoyo de VF-03.



Foto 15: Excesivo recubrimiento suministrado en el apoyo de VF-03.

En la Tabla 5.5 se resumen los modos de falla esperados y los obtenidos durante los diferentes nuevos ensayos ejecutados. Y en las Figs. 5.10 a 5.21 se esquematizan los patrones de agrietamiento resultantes.

Tabla 5.5: Resumen de Modos de falla esperados y obtenidos durante los diferentes ensayos.

Nombre	Modo de Falla esperado	Modo de falla obtenido
V-Control	Fluencia luego aplastamiento Del concreto	Fluencia, a continuación se detuvo el ensayo por seguridad de instrumentos.
VF-01	Fluencia del acero, seguida de falla del FRP	Fluencia del acero, seguida de rotura del FRP.
VF-01A	Fluencia del acero seguida de delaminación o despegue del FRP	Fluencia del acero seguida de despegue del FRP
VF-01B	Fluencia del acero seguida de delaminación o despegue del FRP	Fluencia del acero seguida de despegue del FRP
VF-02	Fluencia del acero, seguida de falla del FRP.	Fluencia del acero seguida de aplastamiento del concreto.
VF-03	Aplastamiento del concreto sin falla del FRP ni fluencia del acero de refuerzo	Falla en un apoyo, hasta este punto no se apreció falla del FRP ni fluencia del acero.

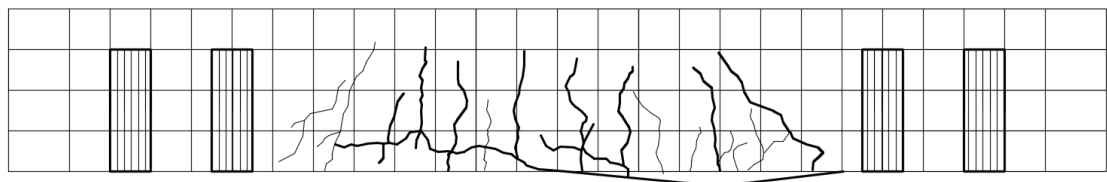


Figura 5.10: Mapeo de Fisuras de VF-01 CARA OESTE

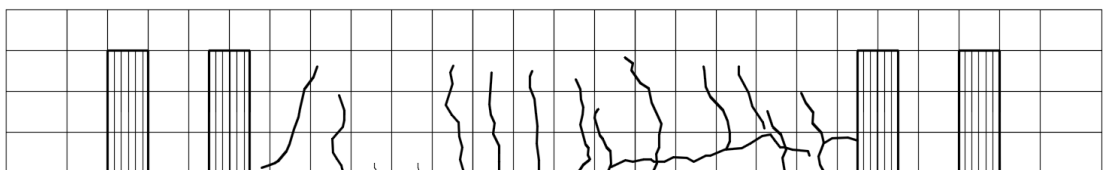


Figura 5.11: Mapeo de Fisuras de VF-01 CARA ESTE

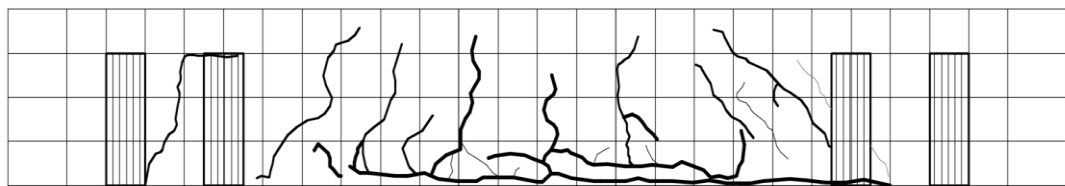


Figura 5.12: Mapeo de Fisuras de VF-01A CARA OESTE

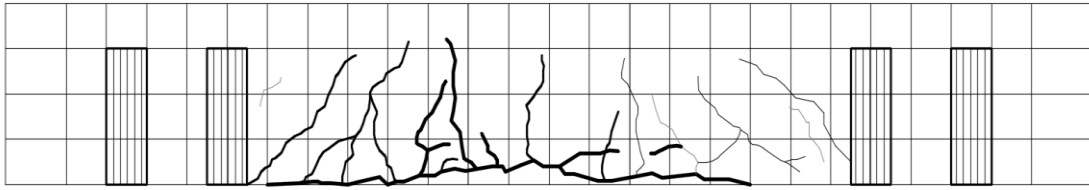


Figura 5.13: Mapeo de Fisuras de VF-01A CARA ESTE

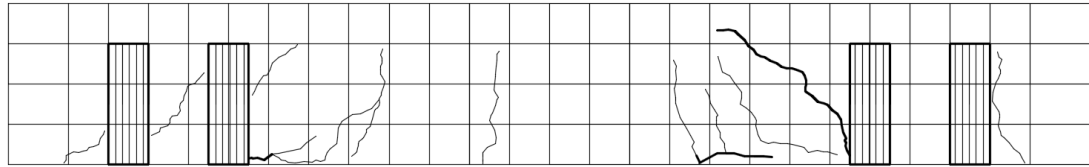


Figura 5.14: Mapeo de Fisuras de VF-01B CARA OESTE

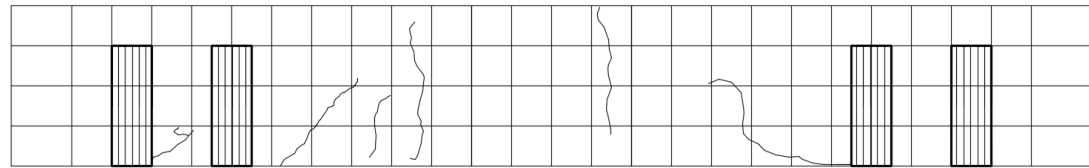


Figura 5.15: Mapeo de Fisuras de VF-01B CARA ESTE

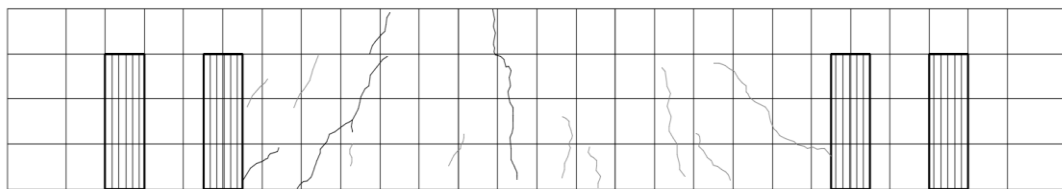


Figura 5.16: Mapeo de Fisuras de VF-02 CARA OESTE

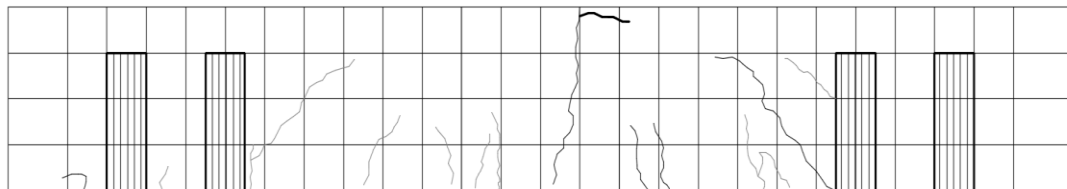


Figura 5.17: Mapeo de Fisuras de VF-02 CARA ESTE

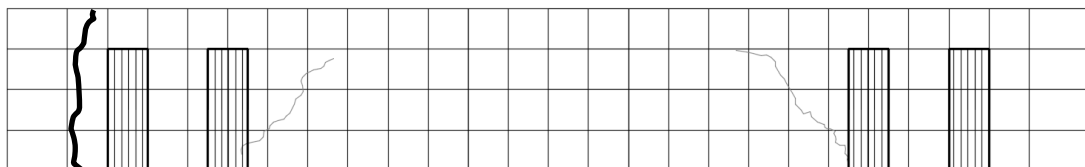


Figura 5.18: Mapeo de Fisuras de VF-03 CARA OESTE

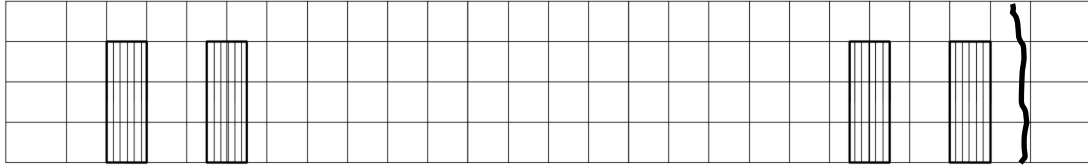


Figura 5.19: Mapeo de Fisuras de VF-03 CARA ESTE

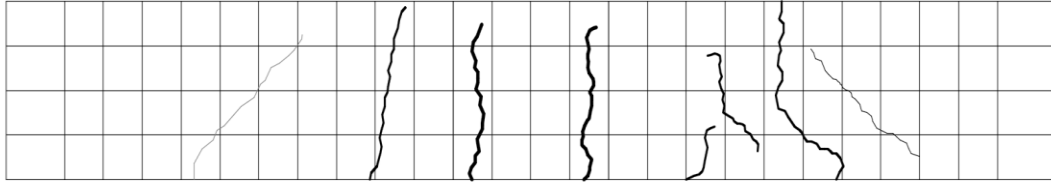


Figura 5.20: Mapeo de Fisuras de V.CONTROL CARA OESTE

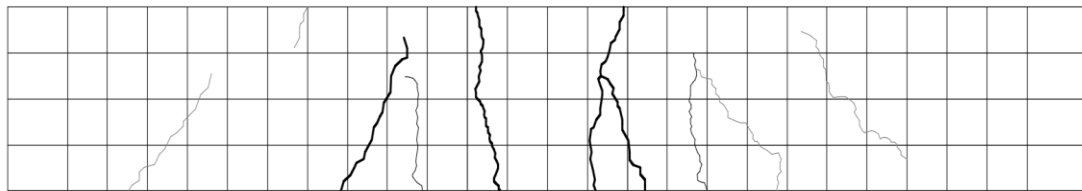
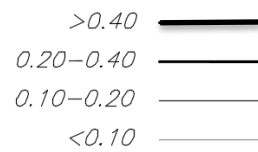


Figura 5.21: Mapeo de Fisuras de V.CONTROL CARA ESTE



5.5 Manejo de la Data registrada

Como la finalidad de la investigación es estudiar y analizar el comportamiento de vigas reforzadas, se desea evaluar y obtener las gráficas de Momento–Curvatura ($M-\Phi$) en lugar de los gráficos de Carga–Deflexión ($P-\Delta$) que convencionalmente se elaboran en este tipo de análisis. Spadea (Spadea, Swamy y Bencardino, 1998) en su investigación experimental, concluyó que existe una inconsistencia en obtener factores de ductilidad derivados de las curvas carga-deflexión y curvas momento-curvatura en vigas de concreto armado externamente reforzadas con FRP.

Se han planteado dos metodologías para obtener los valores de la curvatura a partir de la data registrada por los transductores (específicamente CH-01, CH-02 y CH-03, en las Figs. 5.1 y 5.2), y a partir de simplificaciones de la mecánica de materiales (Fig. 5.22).

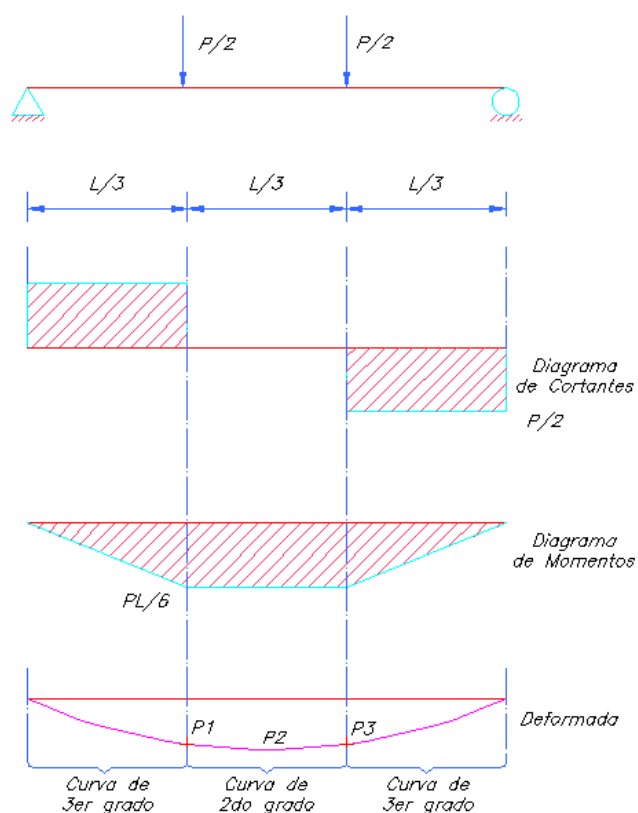


Figura 5.22: Forma teórica de una viga simplemente deformada con cargas en los tercios centrales.

A- Método analítico: se basa en las siguientes consideraciones:

- La forma de la deformada comprendida en el tercio central de la viga del ensayo se puede representar por una curva de segundo grado, de acuerdo a las suposiciones elásticas de resistencia de materiales.
- No existe desplazamiento horizontal de los tres puntos bajo los transductores de desplazamiento.
- El registro de desplazamiento del transductor únicamente corresponde a la coordenada “y” vertical de desplazamiento.

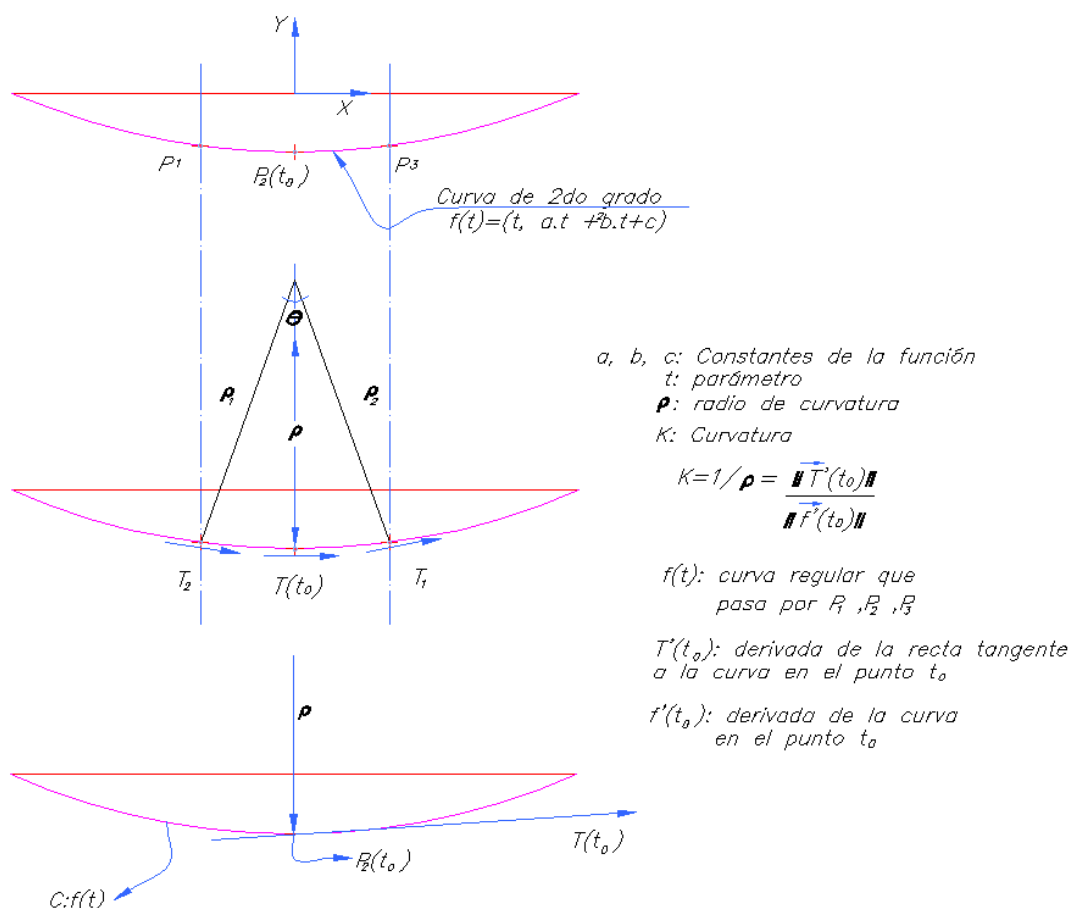


Figura 5.23: Planteamiento del Método Analítico.

Siendo la curva de este tramo una función de segundo grado, definiremos a la función que representa su forma por $y = a.x^2 + b.x + c$, o en forma paramétrica:

$$C: (t, a.t^2 + b.t + c).$$

Gracias a que tres puntos P_1, P_2 y P_3 con coordenadas de la curva (x_i, y_i) conocidas en los diferentes instantes de la deformación (Fig. 5.23), es posible determinar los coeficientes a, b y c de cada instante, necesarios para determinar la función de la curva “C”, y por consiguiente la curvatura (K) de la misma evaluada en el punto central.

B- Método simplificado: se basa en las siguientes consideraciones:

- Debido a que las deformaciones son muy pequeñas, se puede suponer que dos rectas trazadas entre P_1 - P_2 y entre P_2 - P_3 , representan muy bien la forma de la curva en el tramo central (Fig. 5.24).
- El transductor sólo registra desplazamientos verticales, manteniéndose la componente horizontal constante.

La curvatura está definida como la razón instantánea de cambio de dirección de los puntos de una curva, ($K = d\theta/dS = d\theta / \rho.d\theta = 1/\rho$). Necesitándose entonces simplemente calcular el valor del radio de la curvatura ρ , que es aproximadamente

la distancia entre P_0 y P_2 . Aplicando nociones de geometría analítica es posible obtener esta información, de acuerdo a la Fig. 5.24.

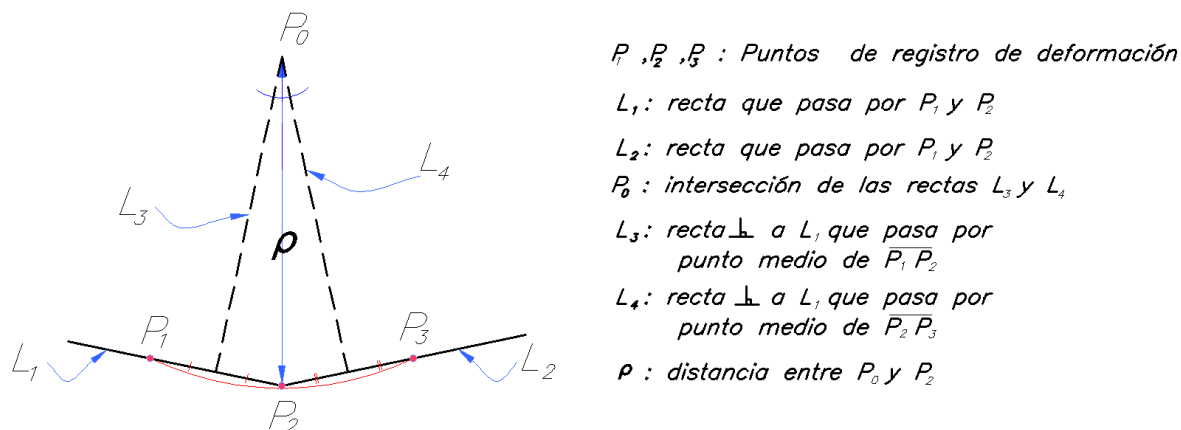


Figura 5.24: Consideraciones geométricas para determinar el radio de curvatura aproximado.

Ploteo de la información M- Φ :

Una vez obtenido el valor de Φ por cualquiera de los dos métodos antes descritos, se procede a construir la gráfica M- Φ , como se aprecia en la Fig. 5.25.

El diagrama de momento curvatura de una viga externamente reforzada con FRP se puede conseguir a través del tratamiento de la data del ensayo, obteniéndose una forma consistente con la forma teórica, y determinando la curvatura en la que fluye el refuerzo (Φ_y) y falla el FRP (Φ_u) que representa la falla de la viga.

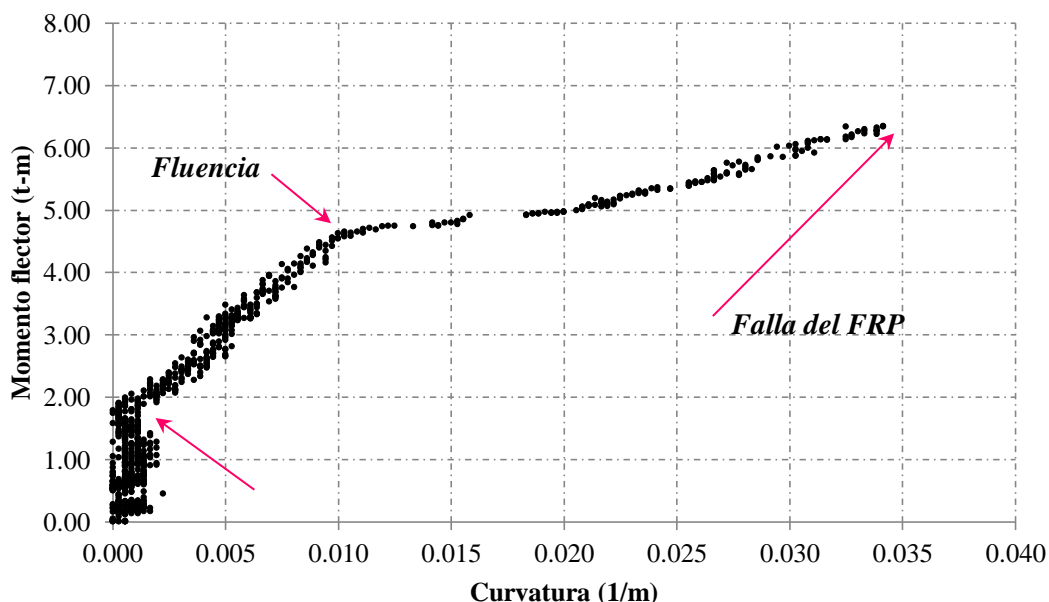


Figura 5.25: Gráfica de Momento vs Curvatura (M- Φ), obtenida a partir de la data experimental. Sección $200 \times 400 \text{ mm}^2$, con $2\Phi 1/2''$ reforzada con 100mm de MBrace CF-130, ensayado por E. Baca y C. Espinoza – Universidad Ricardo Palma (2005).

CAPÍTULO VI: CALIBRACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO.

6.1 Introducción

En este capítulo se establecen los criterios para la calibración del modelo, en cuanto a los parámetros que influyen directamente en la respuesta. Se utilizarán las respuestas experimentales obtenidas mediante el análisis descrito en el capítulo anterior para calibrar directamente las respuestas numéricas, tomando como base los criterios de calibración establecidos en este capítulo.

El objetivo de la calibración es obtener respuestas numéricas confiables que se puedan considerar como representativas del ensayo, de tal forma que luego nos permitan evaluar las diferentes características de la respuesta a flexión de vigas de concreto armado externamente reforzado con FRP.

6.2 Calibración del modelo - Análisis de respuestas numéricas

Generalidades

Para seleccionar un criterio adecuado de calibración, primero se determinó que parámetros del modelo MS influyen más en la respuesta numérica de la viga en estudio, determinando en que forma influyen en la respuesta y como se manifiestan los decrementos o incrementos de este valor.

Una vez determinados los parámetros a calibrar, se implementó un criterio que permita ajustar la respuesta numérica a la respuesta experimental de las vigas ensayadas.

Una vez ajustado el modelo MS de respuesta, se pudo proceder a realizar estudios sobre deformabilidad, ductilidad y capacidad de deformación; estos resultados se presentan en el siguiente capítulo.

Criterio de Calibración seleccionado:

Para la calibración y ajuste de las respuestas numéricas se han seguido los siguientes criterios:

- a. Curvatura máxima del ensayo: El modelo numérico debe tener una curvatura máxima en el orden del 85% al 100% de la curvatura máxima del ensayo, sin ser mayor a esta, debido a cuestiones conservadoras.
- b. Momento máximo del ensayo: El modelo numérico debe tener un momento máximo de respuesta similar al registrado en el ensayo.
- c. Energía de deformación: esta corresponde a la extensión de las áreas bajo las curvas trazadas, se plantea que para la calibración éstas deben ser similares. Se considera admisible una variación del 10% de la medida de las áreas de las curvas experimentales de las numéricas.

Parámetros del modelo MS seleccionados para calibrar el modelo:

La construcción de la respuesta numérica de flexión del modelo Multi-resorte depende de variados parámetros; entre ellos tenemos:

- Los modelos constitutivos de los materiales utilizados, los modelos seleccionados se hallan descritos en el capítulo IV.
- El tipo de proceso incremental seleccionado, en este caso Runge Kutta de tercer orden.
- El grado de discretización empleado, correspondiente al número de elementos multi-resortes (n_{MS}).
- El tamaño total del paso o incremento en el proceso incremental seleccionado.
- La longitud del elemento inelástico, que determina la longitud de los elementos resorte.

De los diferentes parámetros descritos, se han seleccionado los dos últimos como parámetros a evaluar y usar en la calibración de la respuesta numérica del modelo Multi resorte (MS).

Evaluación del tamaño total del paso incremental:

El tamaño del paso incremental $d\delta$ está ligado a la convergencia del sistema. Se pre-seleccionó como fracción del incremento para “ $i=0$ ”, ligado a la deformación del agrietamiento δ_{cr} .

Del análisis de la respuesta se pudo observar en la Fig. 6.1 que el tamaño del paso incremental afecta directamente a la curvatura final del modelo, mas no a la resistencia de la misma. Mientras mayor sea el incremento $d\delta$, la curvatura final se incrementa ligeramente respecto de la respuesta de un modelo iterado con un incremento menor.

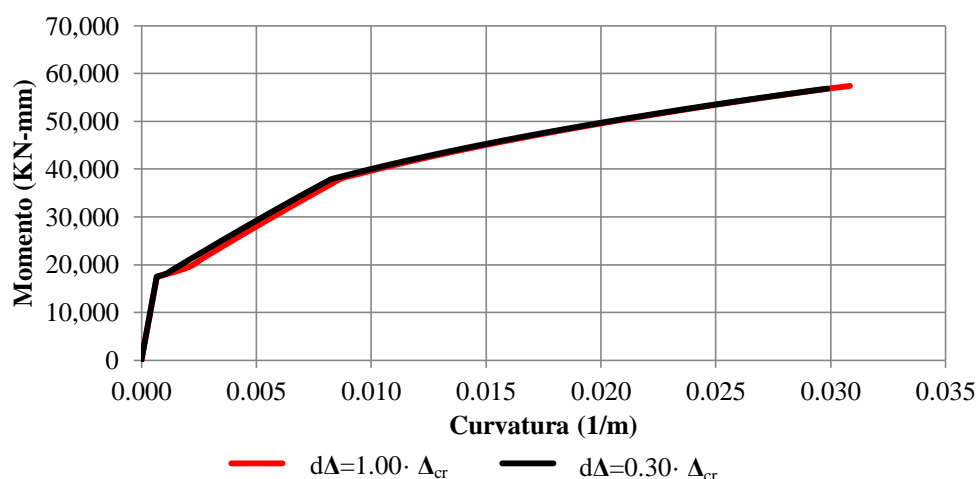


Figura 6.1: Gráfico Momento Curvatura de Viga MB-01, Modelo MS con diferentes parámetros de incremento $d\Delta$.

Del análisis del criterio de convergencia $\|\epsilon\|$ por la norma máxima se obtuvo que para un tamaño de paso incremental ligado al 100% del agrietamiento se llega a una tolerancia de 1.0×10^{-2} , mientras que un tamaño de paso incremental del orden

del 30% del agrietamiento se alcanza una tolerancia del orden de 3.2×10^{-3} , que se halla dentro de los límites recomendados para los métodos incrementales.

Entonces el tamaño del paso incremental $d\Delta = 0.30 \cdot \Delta_{cr}$, asegura un criterio de convergencia adecuado para el método incremental y está de acuerdo a los criterios conservadores establecidos, por lo cual se seleccionó como el tamaño a ser utilizado en el presente estudio.

Evaluación de la longitud del elemento inelástico (H):

Se ha determinado que la longitud del elemento inelástico (o longitud de la rótula plástica) es el parámetro que influye más en la obtención de la respuesta, obteniéndose que la curvatura y el momento alcanzado se incrementan de manera directamente proporcional a la longitud del elemento inelástico (H) seleccionado. Es decir la longitud de este elemento inelástico de viga tendrá una influencia importante para estimar el nivel de ductilidad que el elemento puede alcanzar.

Diferentes investigaciones se han llevado a cabo en razón de determinar la capacidad inelástica de deformación, específicamente la longitud de rótula plástica tanto en vigas como columnas de concreto armado (Panagiotakos T. & Fardis M., 1999). Determinar este parámetro es importante en las expresiones para determinar la ductilidad, sobretodo en el análisis sísmo resistente de elementos de concreto armado.

La formulación de la longitud del elemento inelástico (H), puede ser tomada en base a la longitud total del elemento, lo cual es práctica común en el análisis sísmico de muros esbeltos; experimentación más reciente sobre vigas de concreto armado ha señalado a la longitud de las rótulas plásticas como fracción del peralte de la viga. Trifunovic (2009) reportó que la extensión de rótulas plásticas era de aproximadamente el 50% del peralte de la viga en ensayos de flexión de vigas prefabricadas tipo U sometidas bajo cargas cíclicas.

Se han llevado a cabo numerosas investigaciones empíricas y analíticas, en el campo del análisis sísmico inelástico, la principal motivación de estas investigaciones es cuantificar la capacidad de una sección de concreto armado para la redistribución de momentos, así como determinar las secciones agrietadas efectivas.

Pristley (1987) estableció que la longitud de la rótula plástica (L_p) está en función directa a la longitud del elemento, mientras que Corley (1966) y Mathock (1967) las establecieron en función del peralte efectivo del elemento y la longitud del tramo en cortante, más recientemente Panagiotakos y Fardis (2001) han introducido factores de la fluencia del refuerzo, el diámetro de la barra y un factor por deslizamiento relativo de barras.

En la Tabla 6.1 se muestran los resultados de la longitud H o L_p de acuerdo a diferentes criterios para cálculo de longitud de rótula plástica de vigas de concreto armado.

Tabla 6.1: Fracción L_p/h o H/h para diferentes criterios para las vigas MB y SK.

Criterio	L_p	L_p (mm)	L_p/h
Corley	$0.5d + 0.05 M/V$	192	0.48
Mattock	$0.5d + 0.2 (M/V) / d^{0.5}$	176	0.44
Priestley	$0.08 L + 6 d_b$	272	0.68
Panagiotakos y Fardis (cíclicas)	$0.12 (M/V) + 0.014 \alpha d_b f_y$	124	0.31
Panagiotakos y Fardis (monotónicas)	$0.18 (M/V) + 0.021 \alpha d_b f_y$	186	0.46

Antes de proceder a calibrar el modelo MS, se han realizado cinco análisis con el modelo MS, para diferentes fracciones de peralte – longitud de elemento inelástico (L_p/h o H/h) de 0.45, 0.50, 0.60, 0.65 y 0.70 similares a los criterios antes mencionados, con la finalidad de observar el comportamiento del Modelo MS en consideraciones de los criterios de vigas convencionales de concreto armado y comparalas con un ensayo realizado.

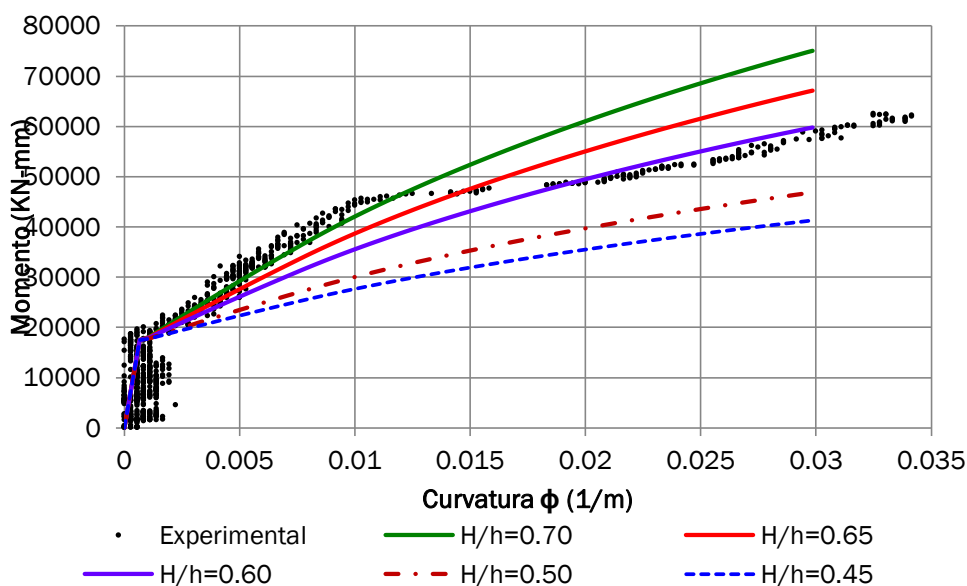


Figura 6.2: Gráfico Momento Curvatura MB-01 para diferentes parámetros H.

Al superponer las gráficas del modelo MS con longitud de elemento inelástico constante (H) para las cinco opciones de H/h seleccionadas, con la respuesta experimental (Fig. 6.2), tenemos que después de la fluencia del refuerzo, la longitud de la rótula plástica varía tendiendo a decrecer. Para la calibración del modelo, utilizaremos dos longitudes diferentes de elemento inelástico (H), para la fase pre-fluencia (H_1) y post-fluencia del refuerzo de acero interior (H_2).

Al utilizar en el modelo dos longitudes de rótula plástica (H), cuyo valor varía en el límite de la fluencia del acero de refuerzo en tracción, se mejora la forma de la respuesta del modelo numérico MS utilizado, respecto a la respuesta experimental de la viga MB-01. Esta condición de longitud variable se ajusta mucho mejor que el de utilizar un solo valor de longitud de elemento inelástico (H) constante a lo largo del desarrollo del proceso incremental.

Se ha establecido a H como la longitud del elemento MS del modelo, y se definirá a H_1 y H_2 como:

$H_1 = \lambda_1 * h$: Longitud del elemento MS en la fase de pre-fluencia del acero de refuerzo.

$H_2 = \lambda_2 * h$: Longitud del elemento MS en la fase fluencia del acero de refuerzo. Es decir es la longitud de la rótula plástica.

Donde λ_1 y λ_2 son constantes adimensionales expresadas en función del peralte total de la viga de concreto.

En la presente investigación se ha procedido a calibrar individualmente los parámetros λ_1 y λ_2 de cada modelo MS respectivo a cada ensayo. En la Tabla 6.2 se presentan los resultados obtenidos en cada ensayo para los parámetros que determinan la longitud del elemento inelástico.

Tabla 6.2: Resultados de elemento Inelástico para la calibración del Modelo MS respectivo a cada ensayo realizado.

	Ensayo	λ_1	λ_2
<u>Nuevos Ensayos</u>	V-CONTROL	0.95	0.50
	VF-01	0.95	0.65
	VF-01A	0.95	0.85
	VF-01B	1.30	0.85
	VF-02	1.05	0.75
	VF-03	1.15	0.90
<u>Data Disponible</u> E. Baca C. Espinoza	MB-01	0.80	0.45
	MB-02	0.80	0.55
	MB-03	0.80	0.55
	MB-04	0.80	0.55
	MB-05	0.80	0.55
	SK-01	0.90	0.60
	SK-02	0.75	0.60
	NR	0.55	0.40
<u>Data Disponible</u> A. Rodriguez R. Vílchez	MBR	0.85	0.40
	MB-01'	0.85	0.50
	MB-02'	0.95	0.45
	SK-01'	0.90	0.65
	SK-02'	0.80	0.60

La dependencia λ_1 y λ_2 depende presumiblemente de la cantidad de acero de refuerzo así como del refuerzo externo FRP, específicamente a la rigidez axial de los materiales resistentes a flexión. Ya que en todos los casos tenemos la misma geometría, la variación está en la configuración del acero de refuerzo y del refuerzo externo.

Tabla 6.3: Parámetros λ_1, λ_2 con sus respectivas características de acero de refuerzo y refuerzo externo FRP, de cada ensayo realizado.

Ensayo	H_1/h λ_1	H_2/h λ_2	Acero			FRP			Acero+FRP
			E_s GPa	ρ_s (%)	$\rho_s \cdot E_s$ (GPa*10 ⁻²)	E_f GPa	ρ_f (%)	$\rho_f \cdot E_f$ (GPa*10 ⁻²)	$\rho_s \cdot E_s + \rho_f \cdot E_f$ (GPa*10 ⁻²)
V-CONTROL	0.95	0.50	200.0	0.86	172	0.0	0.00	0	172
VF-01	0.95	0.65	200.0	0.86	172	95.8	0.29	28	200
VF-01A	0.95	0.85	200.0	0.86	172	95.8	0.58	56	228
VF-01B	1.30	0.85	200.0	0.86	172	95.8	0.87	83	255
VF-02	1.05	0.75	200.0	1.42	284	95.8	0.30	29	313
VF-03	1.15	0.90	200.0	2.53	506	95.8	0.97	93	599
MB-01	0.80	0.45	200.0	0.37	74	227.0	0.04	8	82
MB-02	0.80	0.55	200.0	0.37	74	227.0	0.04	8	82
MB-03	0.80	0.55	200.0	0.37	74	227.0	0.04	8	82
MB-04	0.80	0.55	200.0	0.37	74	227.0	0.04	8	82
MB-05	0.80	0.55	200.0	0.37	74	227.0	0.04	8	82
SK-01	0.90	0.60	200.0	0.37	74	165.0	0.17	29	103
SK-02	0.75	0.60	200.0	0.37	74	165.0	0.09	14	88
NR	0.55	0.40	200.0	0.37	74	0.0	0.00	0	74
MBR	0.85	0.40	200.0	0.37	74	227.0	0.04	8	82
MB-01'	0.85	0.50	200.0	0.37	74	227.0	0.04	8	82
MB-02'	0.95	0.45	200.0	0.37	74	227.0	0.04	8	82
SK-01'	0.90	0.65	200.0	0.37	74	165.0	0.17	29	103
SK-02'	0.80	0.60	200.0	0.37	74	165.0	0.17	29	103

Se realizaron regresiones lineales para identificar la dependencia entre la rigidez Axial del acero ($\rho_s \cdot E_s$) con los parámetros λ_1 y λ_2 ; de igual manera con la rigidez axial del FRP ($\rho_f \cdot E_f$) con los respectivos parámetros; y finalmente con la rigidez total (acero + FRP) con los parámetros en evaluación (Figs. 6.3 a 6.8).

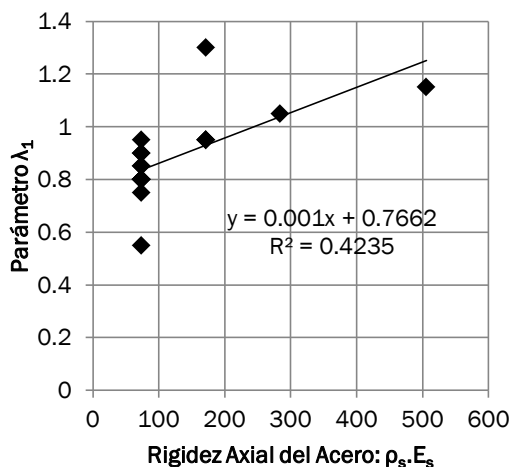


Figura 6.3: Diagrama $\rho_s \cdot E_s$ vs λ_1

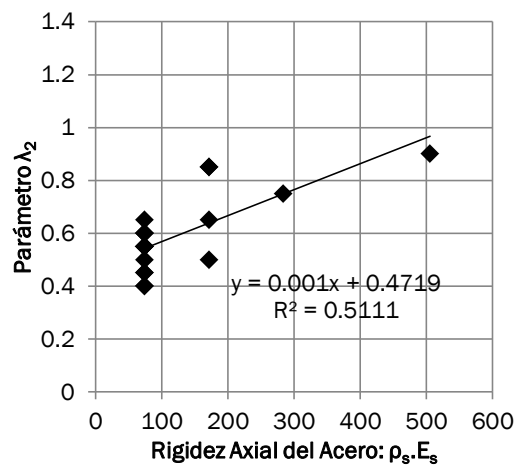


Figura 6.4: Diagrama $\rho_s \cdot E_s$ vs λ_2

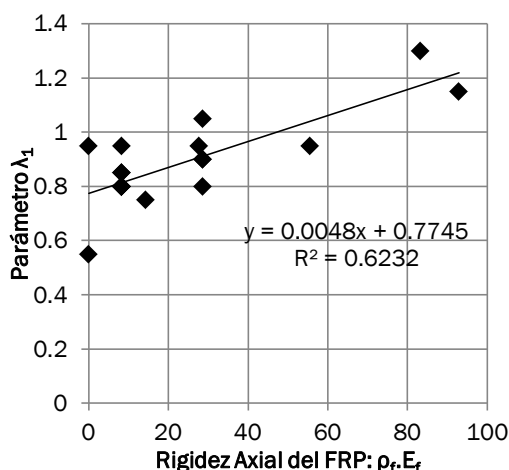


Figura 6.5: Diagrama $\rho_f \cdot E_f$ vs λ_1

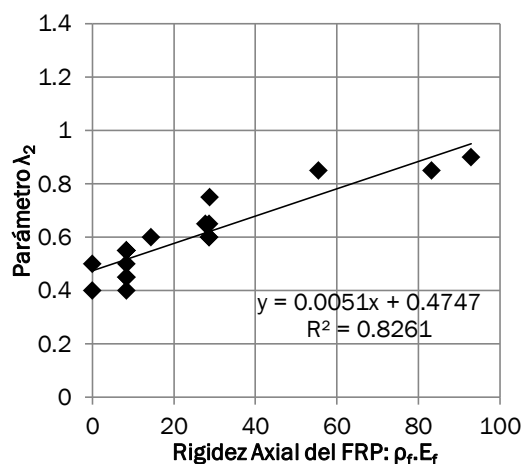


Figura 6.6: Diagrama $\rho_f \cdot E_f$ vs λ_2

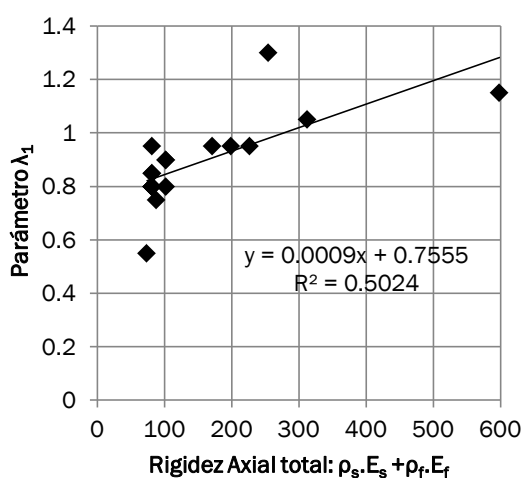


Figura 6.7: Diagrama $\rho_f \cdot E_f + \rho_s \cdot E_s$ vs λ_1

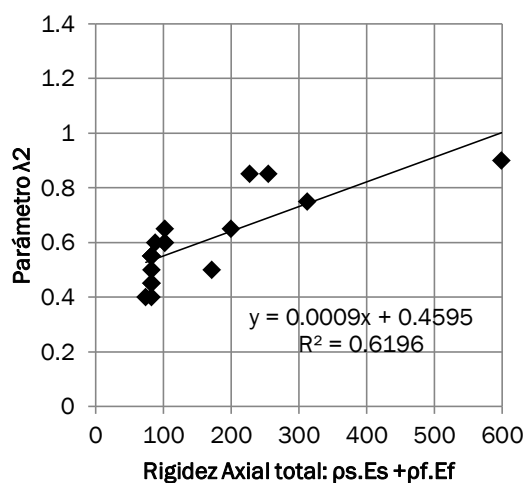


Figura 6.8: Diagrama $\rho_f \cdot E_f + \rho_s \cdot E_s$ vs λ_2

Los resultados de la regresión lineal realizada entre las rigideces del acero de refuerzo y los parámetros λ_1 y λ_2 arrojan que existe correlación entre ellos. Los resultados se pueden resumir en lo siguiente:

- La rigidez axial del FRP tiene ligeramente una mayor correlación con la longitud del elemento MS antes (λ_1) y después (λ_2) de la fluencia, que la rigidez del acero de refuerzo interno.
- En general la rigidez axial (del acero o del FRP) tiene mayor correlación en la estimación del tamaño de la rótula plástica (λ_2), que en la estimación del tamaño del elemento MS antes de la fluencia (λ_1).
- Como ambos materiales influyen en diferente ponderado en la estimación de las longitudes H_1 y H_2 , una expresión más calibrada se lograría al promediar las regresiones independientes de cada material.

Parámetro para la longitud de elemento Multi-Spring antes de la fluencia del refuerzo (H_1):

$$\lambda_1 = 0.77 + \frac{26\rho_s E_s + 125\rho_f E_f}{26\,000} \quad (6.1)$$

Parámetro para la longitud de elemento Multi-Spring en fluencia del acero (H_2):

$$\lambda_2 = 0.474 + \frac{\rho_s E_s + 5\rho_f E_f}{1\,000} \quad (6.2)$$

Donde:

E_f y E_s están expresados en GPa.

ρ_f y ρ_s están expresados en %.

Resumen de las características del Modelo MS propuesto:

Luego de la calibración del modelo propuesto, se tienen las siguientes características a utilizar en el proceso de predicción de la respuesta de la sección de viga de concreto armado externamente reforzada.

Número de Elementos MS:

- 8 para el concreto en compresión (K_{si}).
- 1 para acero en tracción (K_s).
- 1 para acero en compresión (K_{sc}).
- 1 para agujero de concreto ocupado por el acero en compresión (K_{cc}).
- 1 para el sistema compuesto FRP (K_f).

Tamaño del elemento MS:

- $\lambda_1 = H_1/h$. según Ec. (6.1).
- $\lambda_2 = H_2/h$. según Ec. (6.2).

Tamaño del paso incremental $d\Delta$:

- $d\Delta = 30\% \Delta_{cr}$ (Deformación en el agrietamiento inicial).

Tolerancia del desequilibrio de cargas para las iteraciones $\{\zeta\}$:

- $|\Sigma F| < \eta$
- $\eta = 10^{-5}$ kN.

Modelos constitutivos:

- Acero de refuerzo: Belarbi y Hsu (1994).
- Concreto: Kent y Park modificado (1982).
- FRP: Modelo totalmente elástico.

En la Fig. 6.9 se esquematiza el modelo Multi-resorte implementado en esta sección y que se utilizará para hacer las evaluaciones del comportamiento a flexión (descritas en el capítulo VI) de vigas de concreto armado externamente reforzadas con FRP.

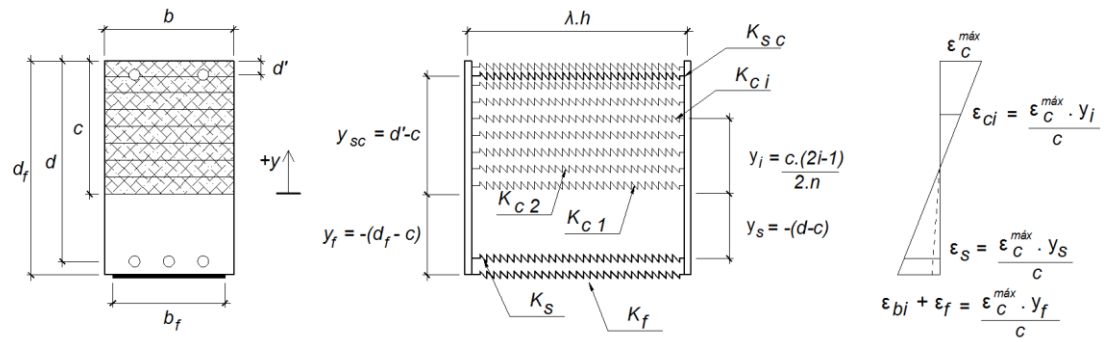


Figura 6.9: Esquema del modelo MS implementado: Sección, elevación y distribución de deformaciones.

6.3 Comparaciones de las respuestas experimentales y respuestas del modelo Numérico MS implementado

Se han ploteado las gráficas de las respuestas numérica calibrada y experimental respectivamente para los diferentes ensayos (Figs. 6.10 a 6.26).

Data Disponible:

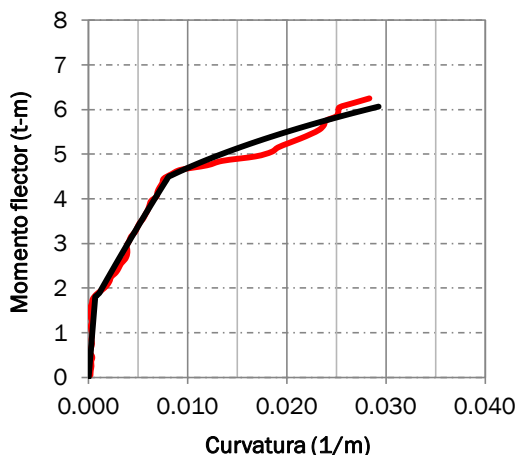


Figura 6.10: Diagrama M- Φ - MB01:
200x400 mm², 2 Φ 1/2", 150mm de Mbrace
CF130

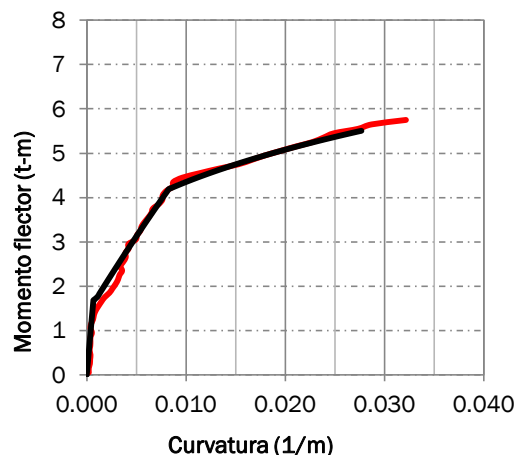


Figura 6.11: Diagrama M- Φ - MB02:
200x400 mm², 2 Φ 1/2", 150mm de Mbrace
CF130

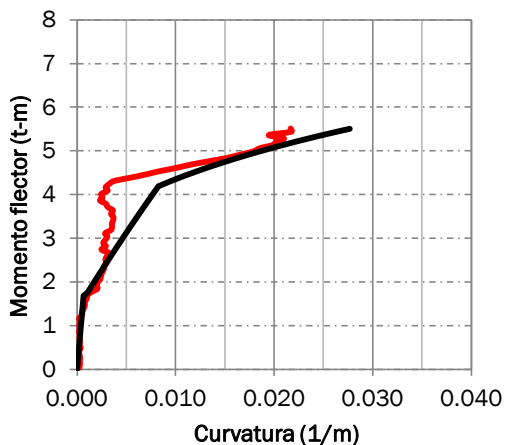


Figura 6.12: Diagrama M- Φ - MB03:
200x400 mm², 2 Φ 1/2", 150mm de Mbrace
CF130

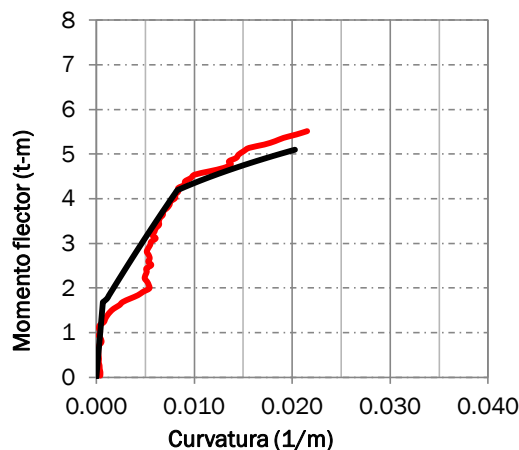


Figura 6.13: Diagrama M- Φ - MB04:
200x400 mm², 2 Φ 1/2", 2capas 75mm de
Mbrace CF130

— Ensayo Experimental

— Modelo MS Numérico

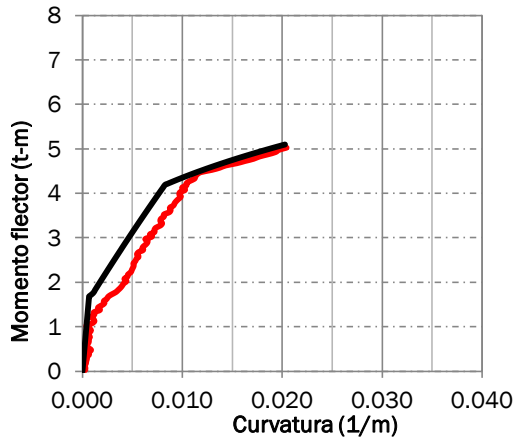


Figura 6.14: Diagrama M- Φ - MB05: $200 \times 400 \text{ mm}^2$, $2\Phi 1/2"$, 2 capas 75mm de Mbrace CF130

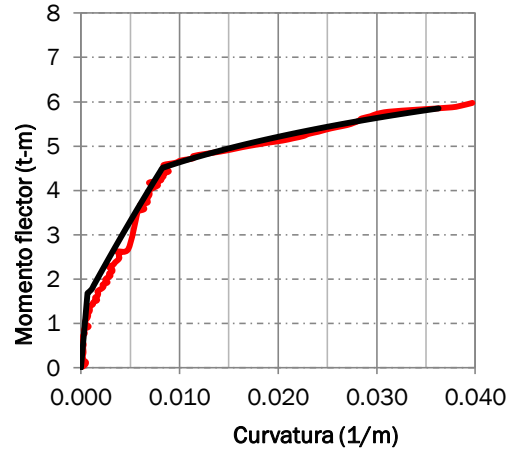


Figura 6.15: Diagrama M- Φ - NR-RFRP: $200 \times 400 \text{ mm}^2$, $2\Phi 1/2"$, 150mm de Mbrace CF130

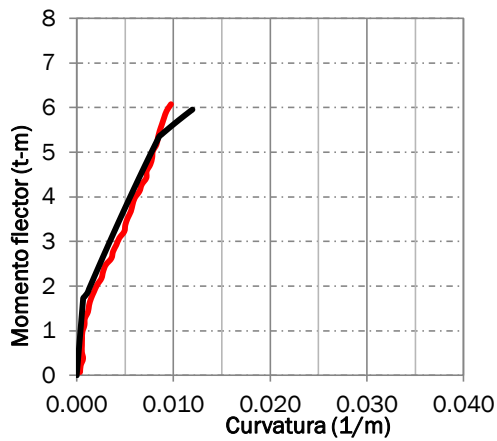


Figura 6.16: Diagrama M- Φ - SK01: $200 \times 400 \text{ mm}^2$, $2\Phi 1/2"$, 1 capa 100mm de Carbodur S12

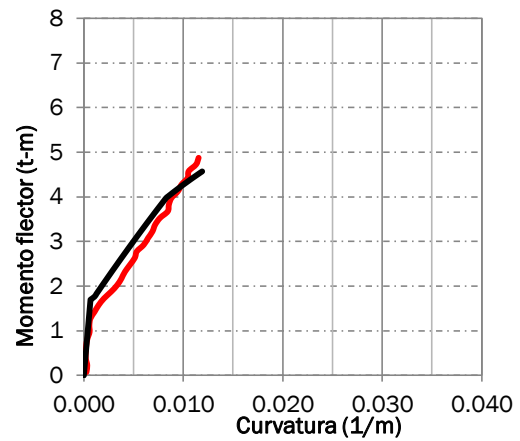


Figura 6.17: Diagrama M- Φ - SK02: $200 \times 400 \text{ mm}^2$, $2\Phi 1/2"$, 1 capa 50mm de Carbodur S12

— Ensayo Experimental

— Modelo MS Numérico

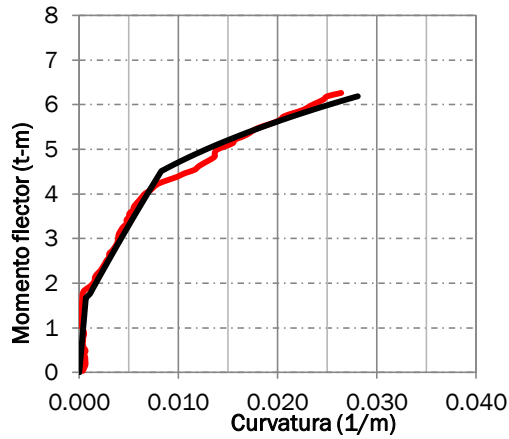


Figura 6.18: Diagrama M- Φ - MB01':
200x400 mm², 2 Φ 1/2", 150mm de Mbrace
CF130

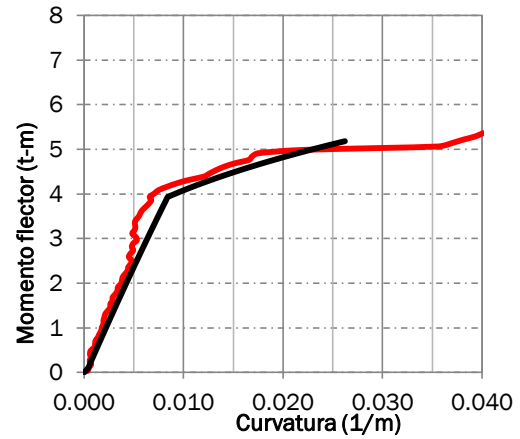


Figura 6.19: Diagrama M- Φ - MB02':
200x400 mm², 2 Φ 1/2", 2 capas 75mm de
Mbrace CF130

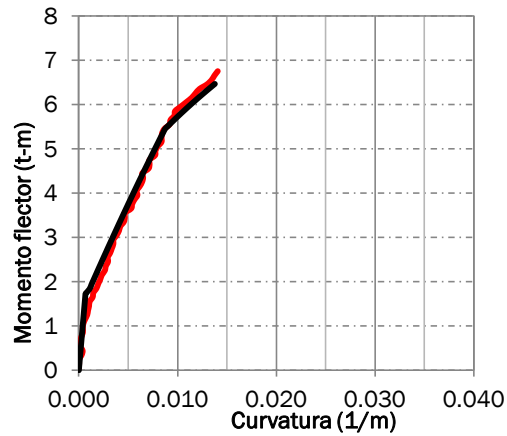


Figura 6.20: Diagrama M- Φ - SK01':
200x400 mm², 2 Φ 1/2", 100mm de
Carbodur S12

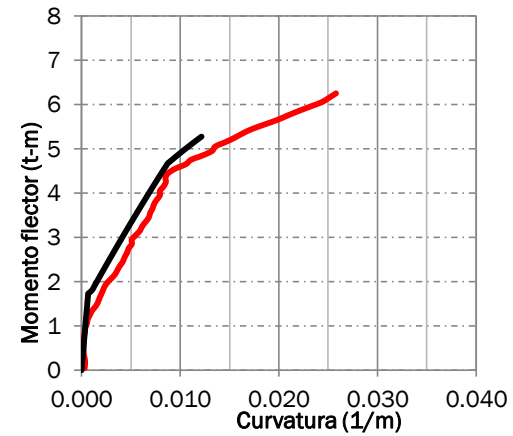


Figura 6.21: Diagrama M- Φ - SK02':
200x400 mm², 2 Φ 1/2", 02 capas de 50mm
de Carbodur S12

— Ensayo Experimental
— Modelo MS Numérico

Nuevos Ensayos:

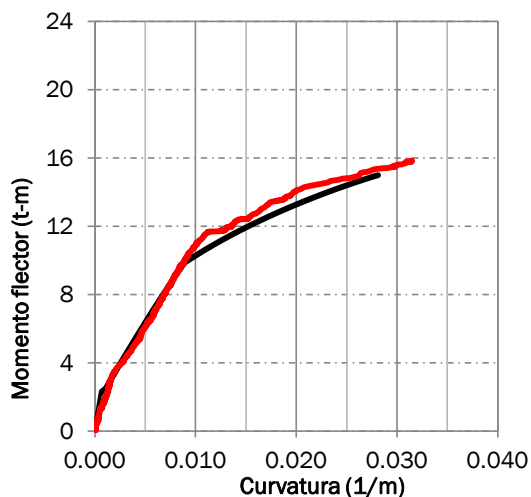


Figura 6.22: Diagrama M-Φ - VF01: 200x400 mm², 3Φ5/8", 200 mm de Tyfo SCH-41

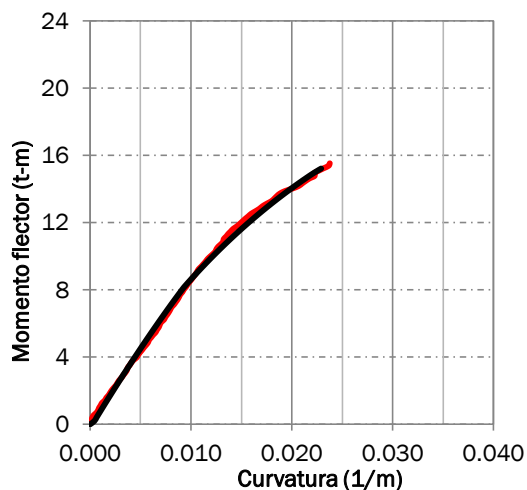


Figura 6.23: Diagrama M-Φ - VF01A: 200x400 mm², 3Φ5/8", 02 capas 200 mm de Tyfo SCH-41

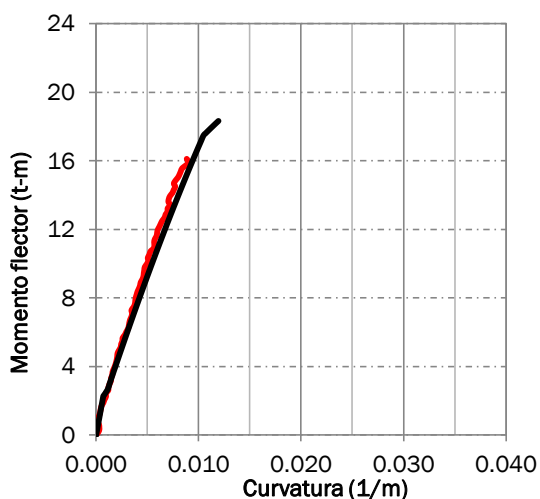


Figura 6.24: Diagrama M-Φ - VF01B: 200x400 mm², 3Φ5/8", 3 capas 200 mm de Tyfo SCH-41

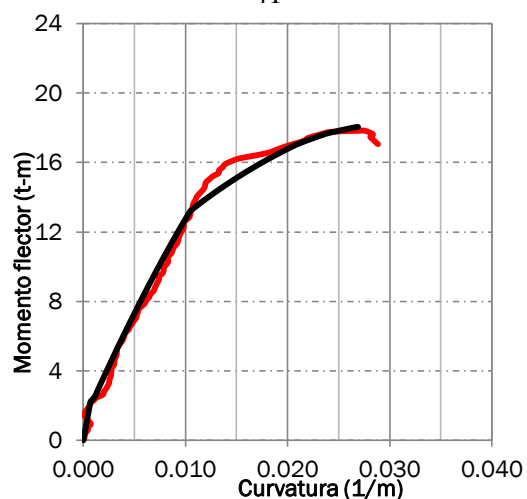


Figura 6.25: Diagrama M-Φ - VF02: 200x400 mm², 4Φ5/8"+1Φ1/2", 200 mm de Tyfo SCH-41

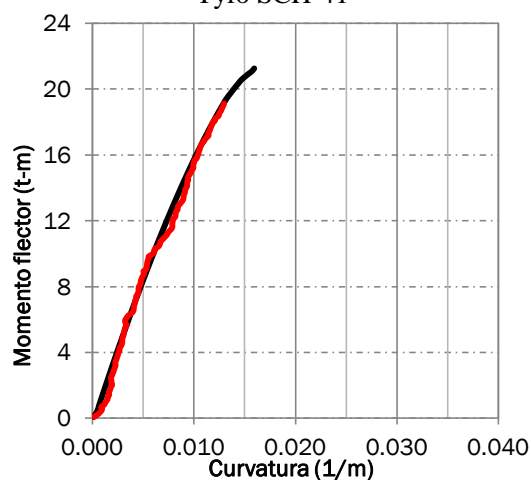


Figura 6.26: Diagrama M-Φ - VF03: 200x400 mm², 8Φ5/8", 3 capas 200 mm de Tyfo SCH-41

— Ensayo Experimental
 — Modelo MS Numérico

6.4 Evaluación de los resultados Experimentales y Numéricos

De la evaluación de los diferentes ensayos, tenemos que los sistemas Sika Carbodur S12 de 01 capa de 100 mm incrementan tanto la resistencia de la viga de ensayo como la aplicación de un sistema Mbrace CF130 de 01 capa de 150 mm. Sin embargo, el primero tiene una limitada capacidad de deformación con una curvatura final alrededor de la mitad de la curvatura final para el sistema Mbrace.

La aplicación de la misma área de refuerzo en 02 capas del mismo sistema FRP resulta ligeramente en una menor resistencia experimental a la flexión y en una menor curvatura última del sistema.

En general, las respuestas representadas tanto por los ensayos experimentales y las respuestas numéricas son compatibles; a excepción de los ensayos referentes a MB03 que muestra un resultado errático, posiblemente por alguna descalibración o mal funcionamiento de alguno o algunos transductores de la parte central de la viga. Así mismo el ensayo SK02' resulta en una resistencia y deformación muy por encima de las esperadas con las fórmulas teóricas desarrolladas así como por la respuesta dada por el modelo.

El sistema NR-RFRP, precargado y descargado sin refuerzo externo y luego reforzado externamente y nuevamente cargado, demostró una capacidad de disipación mayor respecto a los sistemas similares no precargados. La Fig. 6.27 muestra el comportamiento experimental (carga y descarga del ensayo NR) en color rojo, así como el comportamiento numérico esperado en color negro.

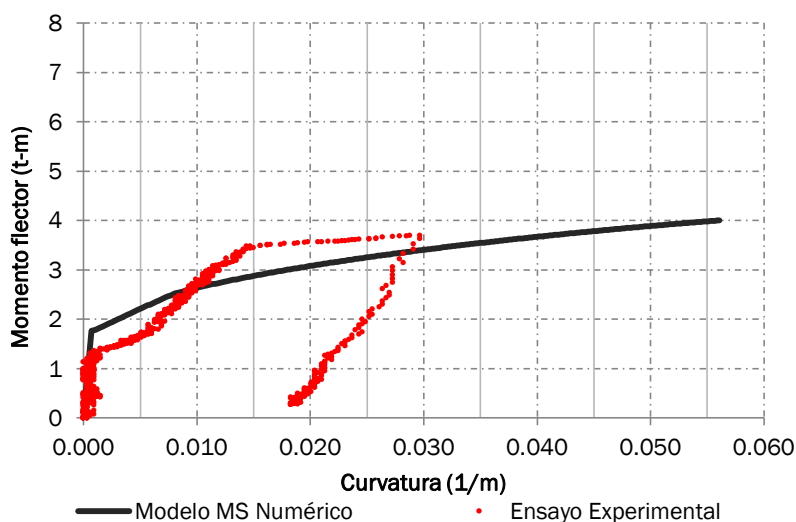


Figura 6.27: Diagrama M- Φ , Viga NR: 200x400 mm², 2 Φ 1/2"

El sistema V-Control, se preparó para comparar su comportamiento con los ensayos VF-01, VF-01A y VF-01B. En la Fig. 6.28 se plotea en rojo el comportamiento experimental de carga y descarga obtenido, mientras que en negro se plotea el comportamiento numérico presumible. El proceso de carga del ensayo experimental fue detenido y descargado por seguridad de los instrumentos.

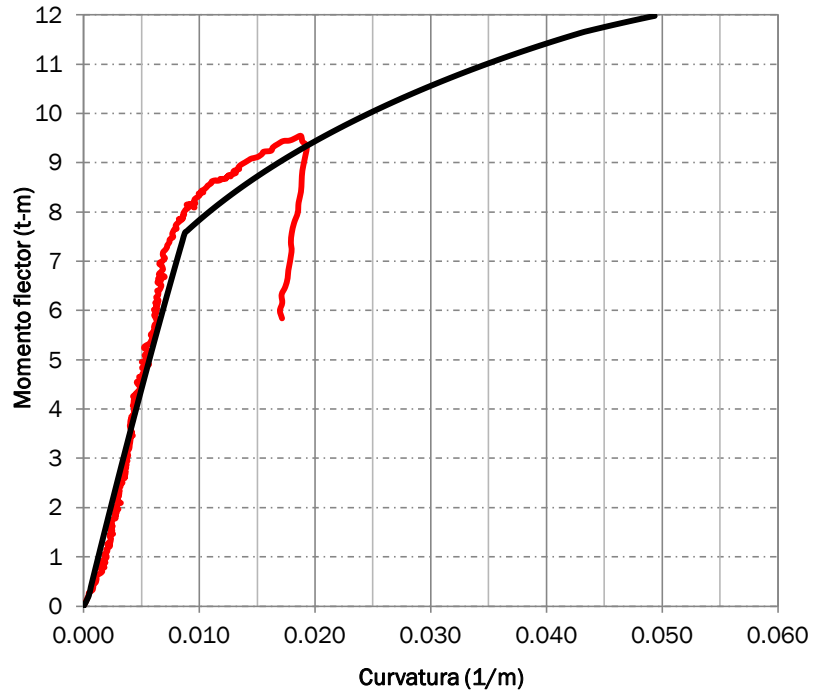


Figura 6.28: Diagrama M-Φ, Viga-Control: 200x400 mm², 3Φ5/8"

CAPÍTULO VII: ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO EN FLEXIÓN.

7.1 Introducción

En este capítulo se estudia el comportamiento a flexión de vigas de concreto armado, específicamente en determinar el modo de falla asociado a las características iniciales de la sección de viga en análisis. Se plantea un método para identificar el modo de falla de una viga de concreto armado con refuerzo externo FRP, en base a las características existentes e implementadas del refuerzo.

Luego, utilizando los parámetros establecidos por el comité ACI 318 para el control de falla en función a la deformación del acero de refuerzo interno, asociaremos estos a la cuantía de refuerzo externo FRP. Se desarrollaron expresiones que permitan evaluar el control de la deformación en el acero de refuerzo, verificándolo mediante los resultados ensayos ejecutados. Obteniéndose que al aplicar una cuantía de refuerzo flexible menor a la cuantía balanceada por fibra (ρ_{fb}), se pueden lograr secciones controladas por tensión del refuerzo.

Finalmente se evaluarán los resultados de ductilidad y factor de deformabilidad, tanto para los ensayos así como para los modelos numéricos, con la finalidad de validar las expresiones analíticas implementadas en el capítulo III y encontrar una relación de como las características de cuantía de refuerzo externo, rigidez del sistema FRP, así como la cuantía de acero de refuerzo pre-existente y otros influyen en la respuesta final, específicamente en el factor de Ductilidad y en el modo de falla final.

7.2 Comportamiento de Flexión de secciones reforzadas

Para evaluar el comportamiento, modo de falla esperado y ductilidad del elemento externamente reforzado, desarrollaremos algunas expresiones básicas del comité ACI-318-09 y agregaremos las expresiones de la guía ACI.440-2R-08 para flexión, con el objeto de conocer la influencia de los diferentes parámetros de reforzamiento externo en el comportamiento final de la viga.

Viga simplemente reforzada (sin refuerzo externo FRP)

A continuación se presentan las expresiones (Ecs. (7.1) a (7.3)) que identifican una falla balanceada, según las consideraciones y suposiciones recomendadas por reglamento ACI-318.

Según estas consideraciones se obtienen las siguientes expresiones, ya conocidas para falla balanceada, así como la falla por fluencia del acero y rotura del concreto.

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b \cdot d} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{E_s \varepsilon_c}{E_s \varepsilon_c + f_y} \right) \quad (7.1)$$

$$\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d - a/2) \dots \text{Falla dúctil} \quad (7.2)$$

$$\Phi M_n = \Phi 0.85 f'_c \cdot b \cdot a \cdot (d - a/2) \dots \text{Falla Frágil} \quad (7.3)$$

Donde:

$A_s < A_{sb}$, el modo de falla es frágil.

$A_s > A_{sb}$, el modo de falla es dúctil

Viga simplemente reforzada, con refuerzo externo de FRP

De acuerdo a las consideraciones y suposiciones de concreto armado y tomando en cuenta el aporte del sistema FRP al mecanismo resistente a flexión, desarrollaremos una expresión para identificar el tipo de falla que induce la utilización de un sistema de refuerzo FRP externamente adherido.

Identificación del Modo de falla A y B:

En base a una viga rectangular, simplemente reforzada, supondremos una falla “balanceada”, es decir la falla del sistema de refuerzo FRP a la vez que el concreto inicia su aplastamiento.

La falla del sistema de refuerzo se da por delaminación, despegue o rotura del sistema FRP, conforme a lo expuesto en el ítem 2.3; siendo la menor deformación de estas tres, la deformación unitaria del despegue (ϵ_{fd}) del sistema FRP del sustrato de concreto, por lo cual la guía ACI-440.2R la recomienda como control en el diseño, para prevenir un modo de diseño inducido por agrietamiento.

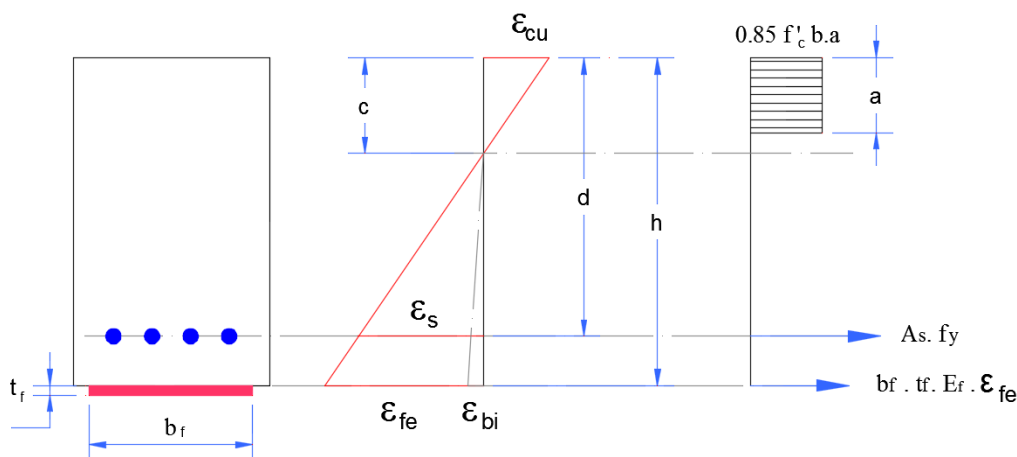


Figura 7.1: Mecanismo resistente a flexión de viga de concreto armado externamente reforzada con FRP.

Generalmente, durante la aplicación del sistema de refuerzo FRP externamente adherido, existen cargas iniciales. Estas cargas inducen una deformación en el elemento que debe tomarse en cuenta para el diseño del reforzamiento. Generalmente estas cargas están conformadas por la carga muerta, y se debe plantear un método de análisis, usualmente elástico, para determinar el nivel de deformación inicial al nivel del sistema FRP durante la colocación de los refuerzos (ϵ_{bi}). (Fig. 7.1).

Del gráfico de la Fig. 7.1 tenemos que la deformación efectiva en el sistema FRP, considerando las deformaciones iniciales, es como se indica en la Ec. (7.4).

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \quad (7.4)$$

Cuando la deformación efectiva de la fibra (ε_{fe}), alcanza el valor de la deformación unitaria por despegue, ocurre la falla de la fibra (ε_{fd}). Entonces para la falla balanceada, se tiene la Ec. (7.5).

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{fd} \quad (7.5)$$

Otro planteamiento de compatibilidad de la Ec. (7.4) se puede expresar como se indica en la Ec. (7.6).

$$\frac{c}{d_f} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}} \quad (7.6)$$

Suponiendo una distribución rectangular de los esfuerzos de compresión del concreto, según lo recomendado por la norma ACI 318 (American Concrete Institute, 2011), con una precisión aceptable, tenemos que el peralte comprimido se puede expresar como:

$$a = \beta_1 \cdot c \quad (7.7)$$

Cuando el modo de falla está controlado por la falla del FRP, el acero de refuerzo generalmente está en fluencia por lo cual $\varepsilon_s > \varepsilon_y$, es decir que el esfuerzo en el acero corresponde al esfuerzo de fluencia (con la hipótesis considerada de que el esfuerzo del acero en el rango inelástico es igual a f_y).

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d - c}{c} \right) \geq \varepsilon_y \quad (7.8)$$

Por compatibilidad entre deformaciones y esfuerzos, se pueden obtener los respectivos esfuerzos en los materiales constituyentes (Ecs. (7.9) y (7.10)).

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad (7.9)$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (7.10)$$

Haciendo el equilibrio de fuerzas transversales, tenemos:

$$C = T_s + T_f \quad (7.11)$$

$$0.85 f'_c b a = A_s f_y + n_f b_f t_f f_{fe} \quad (7.12)$$

$$0.85 f'_c b a = A_s f_y + n_f b_f t_f E_f \varepsilon_{fe} \quad (7.13)$$

Definiremos a ρ_f como la cuantía de fibra aplicada a una sección de concreto armado existente y se expresa como se indica en la Ec. (7.14).

$$\rho_f = \frac{n_f b_f t_f}{b \cdot d} \quad (7.14)$$

Para un sistema de concreto armado dúctil existente dado (A_s , f'_c , b , d , h , etc.) tenemos que al incorporar el nuevo sistema de refuerzo FRP (n_{frp} , b_f , t_f , E_f), éste tendría una cantidad máxima a ser incorporada para llegar a una falla balanceada entre el concreto y el refuerzo FRP. Definiremos a ρ_{fb} como la cantidad de refuerzo FRP a ser colocado para que una sección de concreto armado dúctil dada alcance un modo de falla balanceada por FRP.

De la Ec. (7.13), que representa una falla balanceada de un sistema de concreto armado con refuerzo externo dado, despejaremos la cantidad de fibra proporcionada para inducir una falla balanceada, sobre un sistema dúctil existente.

$$n_f b_f t_f E_f \varepsilon_{fe} = 0.85 f'_c b a - A_s f_s \quad (7.15)$$

$$n_f b_f t_f = \frac{0.85 f'_c b a - A_s f_s}{E_f \varepsilon_{fe}} \quad (7.16)$$

$$\frac{n_f b_f t_f}{bd} = \frac{0.85 f'_c b a - A_s f_s}{(E_f \varepsilon_{fe}) \cdot (b d)} \quad (7.17)$$

$$\rho_{fb} = \frac{0.85 f'_c a}{E_f \varepsilon_{fe} d} - \frac{A_s f_s}{(E_f \varepsilon_{fe}) \cdot (b d)} \quad (7.18)$$

$$\rho_{fb} = \frac{0.85 f'_c a}{E_f \varepsilon_{fe} d} - \frac{\rho_s f_s}{E_f \varepsilon_{fe}} \quad (7.19)$$

$$\rho_{fb} = \frac{0.85 f'_c a}{E_f \varepsilon_{fe} d} - \rho_s \frac{E_s \varepsilon_s}{E_f \varepsilon_{fe}} \quad (7.20)$$

Considerando que “a” corresponde a la falla balanceada, podemos reemplazar las Ecs. (7.6) y (7.7) en Ec. (7.20):

$$\rho_{fb} = \frac{0.85 f'_c}{E_f \varepsilon_{fe} d} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}} \right) (\beta_1 \cdot d_f) - \rho_s \frac{E_s \varepsilon_s}{E_f \varepsilon_{fe}} \quad (7.21)$$

$$\rho_{fb} = \frac{0.85 \beta_1 f'_c \cdot d_f}{E_f \varepsilon_{fd} d} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}} \right) - \rho_s \frac{E_s \varepsilon_s}{E_f \varepsilon_{fd}} \quad (7.22)$$

Como se explica en el Anexo 01, bajo condiciones de falla controlada por el FRP y con la aplicación convencional del acero de refuerzo ($f_y = 2800$ MPa ó 4200 MPa), así como sistemas de refuerzo FRP flexibles e inclusive rígidos de hasta 03 capas de refuerzo, el acero de fluencia se encuentra generalmente en fluencia, por lo que la Ec. (7.22) toma la forma de la Ec. (7.23).

$$\rho_{fb} = \frac{0.85 \beta_1 f'_c \cdot d_f}{E_f \varepsilon_{fd} d} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}} \right) - \rho_s \frac{f_y}{E_f \varepsilon_{fd}} \quad (7.23)$$

Colocando una cantidad de FRP menor o igual a la cantidad ρ_{fb} , se obtiene un diseño gobernado por los siguientes modos de falla:

- Modo A: Fluencia del acero de refuerzo, seguido por ruptura del FRP ($\varepsilon_{fd}=0.9 \cdot \varepsilon_{fu}$).
- Modo B: Fluencia del acero de refuerzo, seguido por despegue o delaminación del sistema FRP ($\varepsilon_{fd} < 0.9 \cdot \varepsilon_{fu}$).

Al colocar una superior cuantía de refuerzo al estimado por ρ_{fb} , se pueden obtener los siguientes dos modos de falla, dependiendo de las proporciones entre acero de refuerzo y fibra FRP de refuerzo externo:

- Modo C: Fluencia del acero de refuerzo, seguida del aplastamiento del concreto.
- Modo D: Aplastamiento del concreto sin fluencia del refuerzo.

Mediante la Ec. (7.23), y suponiendo una viga de 250x500 mm² de sección transversal, con concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, y una deformación en la fibra extrema a tracción durante la colocación, $\varepsilon_{bi} = 0.06\%$, se puede obtener el siguiente gráfico, para diferentes cuantías de acero.

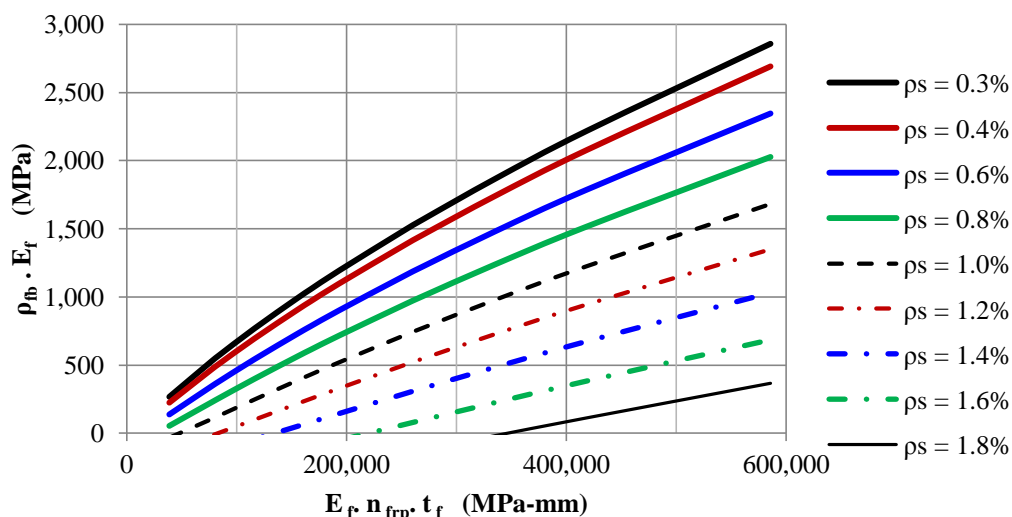


Figura 7.2: Gráficas ρ_{fb} VS $E_f \cdot n_{frp} \cdot t_f$, Viga 250x500, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

De la Fig. 7.2 se puede deducir que mientras más cuantía de acero de refuerzo tenga el sistema inicial, menores serán las cantidades de FRP para lograr una falla balanceada y por ende será menor el posible incremento de resistencia.

Además se puede deducir que para lograr una misma resistencia (falla balanceada), se requiere más cuantía de un sistema FRP rígido que de un sistema

FRP más flexible (de menor rigidez axial $E_f t_f$), como se describe en el capítulo II.

Identificación del Modo de falla C y D:

Dado un sistema de viga de concreto armado dúctil, el mismo que se reforzará más allá de la cuantía balanceada de refuerzo externo (ρ_{fb}), de tal forma que se alcanza un modo de falla C (Fluencia del refuerzo seguida del aplastamiento del concreto sin falla del refuerzo FRP exterior); y se continua incrementando la cuantía de refuerzo externo hasta alcanzar, al mismo tiempo, la falla del acero de refuerzo así como la falla del concreto por aplastamiento sin falla del sistema FRP, la cuantía de refuerzo externo en este nivel se definirá como cuantía de refuerzo externo balanceado por modo de falla C ($\rho_{fb,C}$).

Determinar la cuantía de refuerzo externo necesario para que un sistema dúctil existente alcance una falla de fluencia del refuerzo al mismo tiempo que el aplastamiento del concreto permitirá identificar entre los modos de falla C y D, según la cantidad de refuerzo exterior.

En este caso, tanto ϵ_c como ϵ_s son conocidas y sus valores corresponden a ϵ_{cu} y ϵ_y . En base a estos datos podemos encontrar las diferentes características para encontrar el valor de $\rho_{fb,C}$. Por compatibilidad de deformaciones tenemos:

$$\frac{\epsilon_{cu}}{c} = \frac{\epsilon_y}{d - c} \quad (7.24)$$

Despejando el valor de “c” de la Ec. (7.21):

$$c = \frac{\epsilon_{cu} \cdot d}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \quad (7.25)$$

Reemplazando la Ec. (7.4) en la Ec. (7.22):

$$a = \beta_1 \frac{\epsilon_{cu} \cdot d}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \quad (7.26)$$

Mientras que la deformación unitaria del FRP en este nivel es según la Ec. (7.27)

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \quad (7.27)$$

Y por otro lado el equilibrio de cargas está dado por la Ec. (7.28):

$$0.85 f'_c b a = A_s f_y + n_f b_f t_f f_{fe} \quad (7.28)$$

Reemplazando el valor de “a” dado en la Ec. (7.26) en la expresión de la Ec. (7.28) y dividiendo ambos lados de la ecuación entre $b \cdot d$, resulta:

$$0.85 f'_c b \beta_1 \frac{\varepsilon_{cu} \cdot d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = A_s f_y + n_f b_f t_f f_{fe} \quad (7.29)$$

$$0.85 f'_c \beta_1 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \rho_s f_y + \rho_f f_{fe} \quad (7.30)$$

Pero con la hipótesis realizada, $\rho_f = \rho_{fb,C}$, por lo que la Ec. (7.30) toma la forma:

$$0.85 f'_c \beta_1 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \rho_s f_y + \rho_{fb,C} f_{fe} \quad (7.31)$$

Despejando la cuantía de FRP de la Ec. (7.31), tenemos:

$$\rho_{fb,C} f_{fe} = 0.85 f'_c \beta_1 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} - \rho_s f_y \quad (7.32)$$

Descomponiendo el esfuerzo efectivo en el FRP y despejando la variable $\rho_{fb,C}$:

$$\rho_{fb,C} \varepsilon_{fe} E_f = 0.85 f'_c \beta_1 \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} - \rho_s f_y \quad (7.33)$$

$$\rho_{fb,C} = \frac{0.85 f'_c \beta_1 \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \right) - \rho_s f_y}{E_f \varepsilon_{fe}} \quad (7.34)$$

Con la expresión de la Ec. (7.34) se puede determinar la cantidad de refuerzo externo de FRP límite entre los modos de falla C y D de una viga, dado un sistema dúctil de concreto armado a reforzar.

Resumen: Identificación del modo de falla de un sistema de concreto armado externamente reforzado con FRP.

Dada una viga de concreto armado que representa un sistema dúctil, es decir su cuantía de acero de refuerzo es menor a su cuantía balanceada ($\rho_s < \rho_b$), de acuerdo a las consideraciones del ACI 318-08. Al ser reforzado con FRP para suplir su déficit de resistencia de cualquier origen, se puede identificar el modo de falla de la configuración diseñada (Sistema de refuerzo, características mecánicas, número de capas, ancho y espesor del refuerzo a utilizar). El diagrama de la Fig. 7.3, se puede utilizar para identificar el modo de falla de una viga de concreto armado externamente reforzado con sistema FRP.

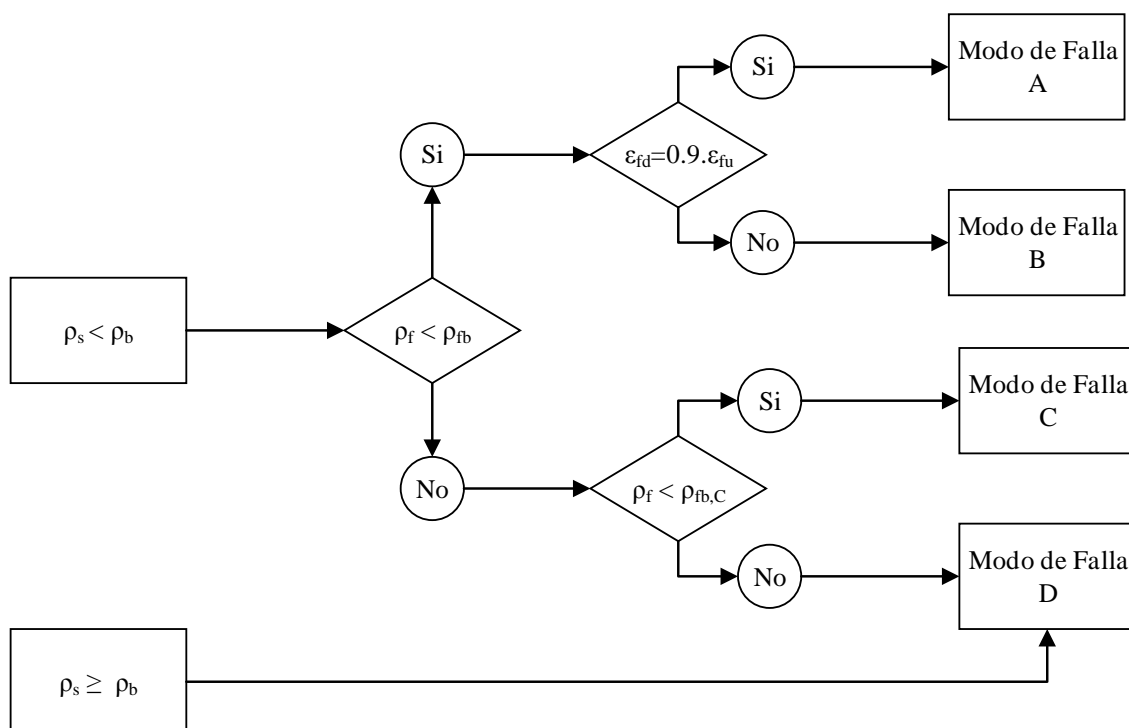


Figura 7.3: Proceso propuesto para la identificación del modo de falla de una viga de concreto armado externamente reforzado con sistema FRP.

Al aplicar este proceso propuesto a los ensayos, tenemos que el modo de falla podría ser previsto antes de ejecutar los mismos. En la Tabla 7.1 se realiza la predicción del modo de falla y se verifica que se ha cumplido con lo esperado para los nuevos ensayos ejecutados.

Tabla 7.1: Evaluación del modo de falla para los nuevos ensayos realizados.

Viga VF	n_f	$0.9 \epsilon_{fu}$ (%)	Anclaje U	ϵ_{fd} (%)	$(1.3^* \epsilon_{fd}, 0.9 \epsilon_{fu})$ (%)	ρ_f (%)	ρ_{fb} (%)	$\rho_{fb,C}$ (%)	Modo de Falla Esperado	Modo de Falla experimental
01	1	0.9	Si	0.69	0.90	0.29	0.50	3.28	Modo A	Modo A
01A	2	0.9	Si	0.54	0.70	0.58	0.87	3.28	Modo B	Modo B
01B	3	0.9	Si	0.44	0.57	0.87	1.32	3.28	Modo B	Modo B
02	1	0.9	Si	0.69	0.90	0.30	0.27	2.24	Modo C	Modo C
03	3	0.9	Si	0.44	0.57	0.97	0.27	0.63	Modo D	Corte

El modo de falla esperado (de acuerdo al proceso propuesto en la Fig. 7.3), se ha cumplido en todos los ensayos, a excepción del ensayo VF-03, donde se ha producido una falla imprevista por corte en uno de los extremos.

7.3 Modo de falla del FRP, asociado al control de falla del acero de refuerzo interno.

Si bien es cierto que se puede identificar el modo de falla del sistema conformado por el elemento de concreto armado externamente reforzado con FRP, diferenciando entre un modo de falla A y B de los modos C y D por medio de la definición de cuantía balanceada por FRP (ρ_{bf}), aún se hace necesario identificar

el nivel de deformación en el acero de refuerzo para los modos de falla A y B, lo cual está íntimamente ligado a la ductilidad final del sistema reforzado.

La filosofía indicada por el código ACI-318 (ACI, 2011) plantea controlar los modos de falla por compresión o tensión de la sección, mediante la selección de un adecuado factor de reducción de capacidad de flexión, el mismo que se selecciona según la deformación unitaria desarrollada en el acero de refuerzo en el estado último (Fig. 7.4).

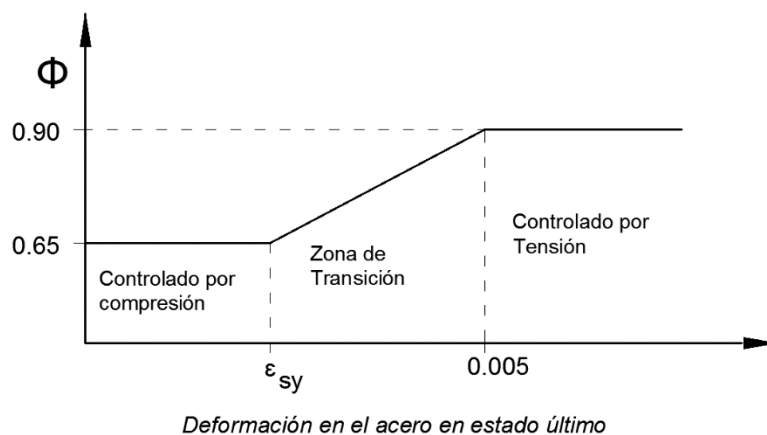


Figura 7.4: Representación gráfica del factor de reducción de resistencia, y zonas de control respectivas, (ACI-318-08).

Basado en el planteamiento del ítem 7.2, podemos identificar la cuantía de sistema FRP de refuerzo para producir una deformación unitaria en el acero de 0.005, que originaría un modo de Falla A, además de un modo de falla controlado por tensión.

Bajo un esquema balanceado, según lo expuesto en el acápite anterior, con una cuantía de reforzamiento externo ρ_{fb} , tenemos que la deformación en el acero de refuerzo es:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \left(\frac{d - c}{c} \right) \quad (7.35)$$

Donde c se obtiene de:

$$c = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}} \right) d_f \quad (7.36)$$

Con la Ec. (7.35) encontramos el nivel de deformación en el acero de refuerzo que permite evaluar el control de la deformación del acero según el gráfico de la Fig. 7.4, que corresponde a un refuerzo balanceado por FRP.

En un modo de Falla A y B, donde el acero de refuerzo alcanza el nivel de deformación de una sección controlada por tensión ($\varepsilon_s \geq 0.005$), las deformaciones en el concreto pueden estar lejos de la deformación última. Utilizaremos una

variación parabólica para la distribución de los esfuerzos en el concreto, obteniendo el esquema de la Fig. 7.5.

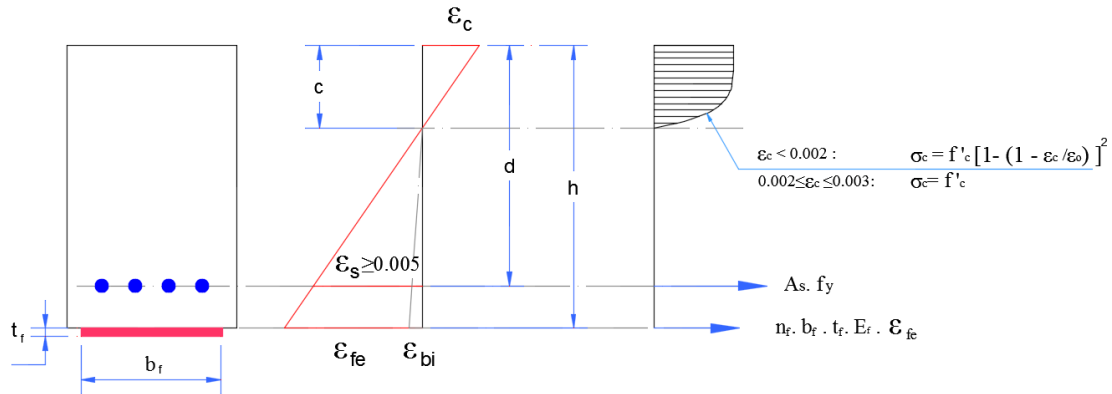


Figura 7.5: Modo de Falla A y B, y controlado por tensión del acero de refuerzo.

Planteando el equilibrio de cargas, así como la compatibilidad de deformaciones, podemos obtener la cantidad de refuerzo del modo de falla A y B, asociado a una falla controlada por tensión.

De la compatibilidad de deformaciones:

$$\varepsilon_c = \left(\frac{\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}}{d_f - c} \right) \cdot c \quad (7.37)$$

Las incógnitas de este planteamiento son ε_c y c , así como ε_s . Sin embargo, para el modo de falla se verifica que el acero se halla en fluencia. Una vez obtenidos ε_c y c , podemos determinar el nivel de deformación de ε_s que permitirá evaluar en qué tipo de zona de control de deformación se halla la falla. Entonces:

Del equilibrio interno de cargas:

$$\int_0^c \sigma_c \cdot dA_c = A_s \varepsilon_s E_s + A_f \varepsilon_{fd} E_f \quad (7.38)$$

Donde A_c , es el área del bloque de compresión conformado por el producto de $b \cdot c$. Reacomodando las expresiones y despejando el área de fibra en la Ec. (7.38) resulta:

$$\int_0^c \sigma_c \cdot b \cdot dc = A_s \varepsilon_s E_s + A_f \varepsilon_{fd} E_f \quad (7.39)$$

Reemplazando la Ec. (7.14), en la expresión anterior, resulta:

$$\frac{1}{d} \int_0^c \sigma_c \cdot dc = \rho_s f_s + \rho_f \varepsilon_{fd} E_f \quad (7.40)$$

Asociando la presente formulación a una cuantía del refuerzo de FRP en el rango ($\rho_f \leq \rho_{fb}$), se tiene que el acero de refuerzo se halla en fluencia, y definiremos a este rango de cuantía de FRP como $\rho_{f,fd}$ que está asociada a un modo de falla A y/o B, que permite que la deformación del acero esté controlada por tensión.

$$\frac{1}{d} \int_0^c \sigma_c \cdot dc = \rho_s f_y + \rho_{f,fd} \varepsilon_{fd} E_f \quad (7.41)$$

Esta última expresión representa el equilibrio de fuerzas asociado a un modo de falla controlado por tensión, para un sistema de concreto armado dúctil existente externamente reforzado con una cuantía de refuerzo externo FRP $\rho_{f,fd} \leq \rho_{fb}$.

Con el fin de integrar dicha expresión, se plantea una variación parabólica del esfuerzo en compresión del concreto, que estime con cierta precisión los esfuerzos en el concreto (Fig. 7.6).

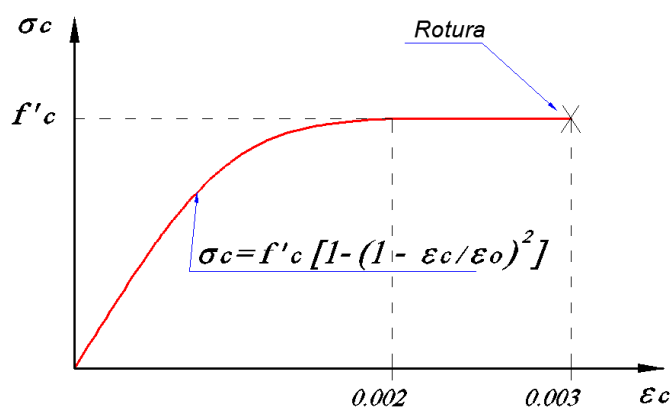


Figura 7.6: Modelo parabólico de esfuerzo – deformación para el concreto.

Mediante este planteamiento para la distribución de esfuerzos en el concreto, es posible calcular el valor de $\int \sigma_c \cdot dc$ mediante el pre-cálculo de c y ε_c .

Para $\varepsilon_c < 0.002$:

$$\int_0^c \sigma_c \cdot dc = \sigma_c \cdot c \left[\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \frac{1}{3} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (7.42)$$

Para $\varepsilon_c \geq 0.002$:

$$\int_0^c \sigma_c \cdot dc = \frac{2}{3} f'_c \cdot c \left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} \right) + f'_c \cdot c \left(1 - \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} \right) \quad (7.43)$$

$$\int_0^c \sigma_c \cdot dc = f'_c \cdot c \left(1 - \frac{\varepsilon_0}{3 \varepsilon_c} \right) \quad (7.44)$$

Suponiendo conservadoramente y sin pérdida de precisión en el análisis que la expresión $\int \sigma_c \cdot dc$ es muy aproximada a la expresión de la Ec. (7.44), y reemplazando esta expresión en la Ec. (7.41), tenemos:

$$\frac{1}{d} \left[f'_c \cdot c \left(1 - \frac{\varepsilon_0}{3\varepsilon_c} \right) \right] = \rho_s f_y + \rho_{f,fd} \varepsilon_{fd} E_f \quad (7.45)$$

De reemplazar la Ec (7.37) en la Ec. (7.45), tenemos:

$$c \left[1 - \frac{\varepsilon_0(d_f - c)}{3(\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi})c} \right] = \frac{d}{f'_c} (\rho_s f_y + \rho_{f,fd} \varepsilon_{fd} E_f) \quad (7.46)$$

$$c \left[3(\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) - \frac{\varepsilon_0(d_f - c)}{c} \right] = \frac{3d}{f'_c} (\rho_s f_y + \rho_{f,fd} \varepsilon_{fd} E_f) (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \quad (7.47)$$

$$c = \left[\frac{1}{3(\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) + \varepsilon_0} \right] \left[\frac{3d}{f'_c} (\rho_s f_y + \rho_{f,fd} \varepsilon_{fd} E_f) (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) + \varepsilon_0 d_f \right] \quad (7.48)$$

Con los valores determinados para c , se puede obtener ε_s , para determinar la zona de control de deformación del acero, así como verificar que ε_c se encuentre por encima de 0.002. En caso contrario se recalculará con el valor correspondiente de $\int \sigma_c \cdot dc$ para una deformación menor de 0.002.

En base a estas expresiones desarrolladas, se realizó el análisis del control de la deformación del acero en los diferentes ensayos, obteniendo resultados compatibles con lo observado en los ensayos experimentales y en los análisis de ductilidad y deformabilidad realizados más adelante.

En general los ensayos realizados con las platinas rígidas demostraron estar en una zona de transición en el control, mientras que las bandas de refuerzo flexibles se hallan en la zona deseable controlada por tensión, y validadas mediante lo observado en los gráficos Momento-Curvatura.

Tabla 7.2: Resumen Control de Ductilidad por método de control de la deformación en el acero de refuerzo en la falla, para la data experimental disponible.

VIGA	Sistema FRP	n_f	ρ_s	ρ_f	ρ_f/ρ_{fb}	c (mm)	ϵ_c	ϵ_s	CONTROL
MB-01'	Mbrace CF130	1	0.37%	0.04%	25%	62	0.002	0.008	controlado por tensión
MB-02'	Mbrace CF130	2	0.37%	0.04%	12%	67	0.001	0.006	controlado por tensión
SK-01'	Sika Carbodur S12	1	0.37%	0.17%	18%	93	0.001	0.004	Zona de transición
MB-01	Mbrace CF130	1	0.37%	0.04%	23%	57	0.002	0.009	controlado por tensión
MB-02	Mbrace CF130	1	0.37%	0.04%	23%	57	0.002	0.009	controlado por tensión
MB-04	Mbrace CF130	2	0.37%	0.04%	12%	62	0.001	0.006	controlado por tensión
MB-05	Mbrace CF130	2	0.37%	0.04%	12%	62	0.001	0.006	controlado por tensión
SK-01	Sika Carbodur S12	1	0.37%	0.17%	17%	87	0.001	0.004	Zona de transición
SK-02	Sika Carbodur S12	1	0.37%	0.09%	8%	78	0.001	0.004	Zona de transición
MB-R	Mbrace CF130	1	0.37%	0.04%	23%	57	0.002	0.009	controlado por tensión

Se ha extrapolado el análisis del control de deformación del acero de refuerzo para diferentes cuantías de refuerzo, obteniendo los resultados mostrados en la Figs. 7.7 y 7.8.

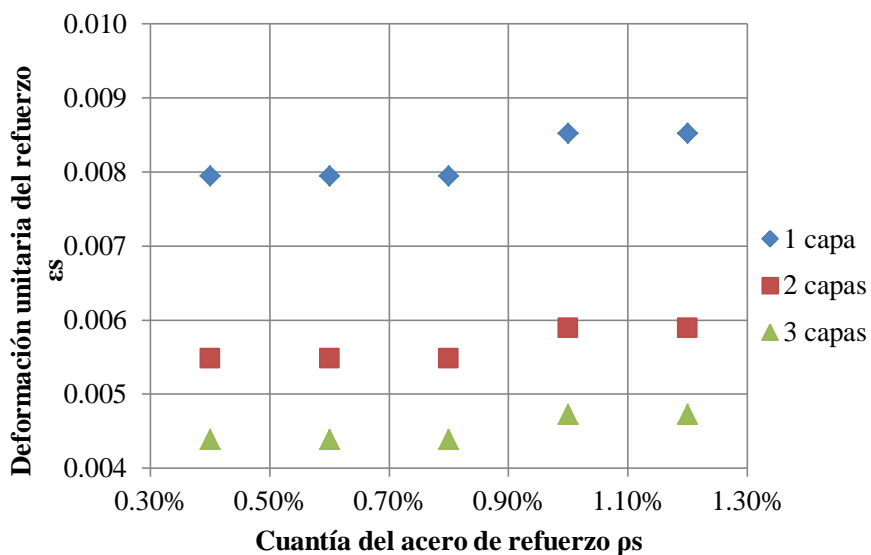


Figura 7.7: Deformación del acero para diferentes cuantías de acero de refuerzo en viga 200x400 mm², con $\rho_f = \rho_{fb}$, Sistema MBrace CF130.

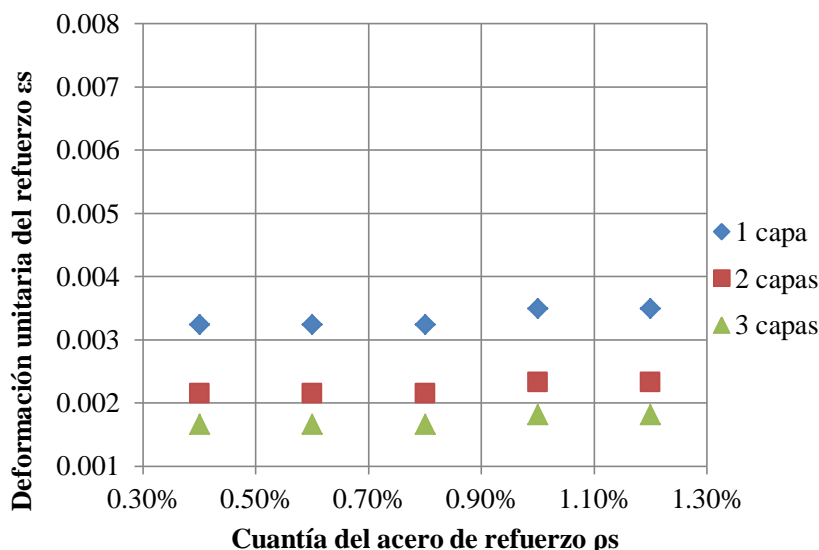


Figura 7.8: Deformación del acero para diferentes cuantías de acero de refuerzo en viga $200 \times 400 \text{ mm}^2$, con $\rho_f = \rho_{fb}$, Sistema Carbodur S12.

De la comparación de resultados de las Figs. 7.7 y 7.8, se tiene que en hasta 02 capas del sistema flexible (CF130 de Mbrace) aplicadas en secciones balanceadas por fibra FRP resultan en deformaciones de acero de refuerzo controladas por tensión.

De igual manera para 03 capas de refuerzo CF130, y 02 capas del sistema rígido Sika Carbodur S12, las deformaciones en el acero de refuerzo se hallan en la zona de control por transición (El acero de refuerzo fluye pero está en el rango de transición).

Y finalmente se tiene que para 03 capas de refuerzo del sistema rígido Sika Carbodur S12, las consideraciones planteadas no se cumplen, pues se halla en un modo de falla controlado por compresión (el acero de refuerzo no fluye). Cabe señalar que en el ejercicio común de refuerzos externos es impráctico colocar 02 capas de este tipo de refuerzos para vigas de dimensiones similares.

7.4 Evaluación de la Ductilidad y Factor de deformación en Data Experimental

En esta sección se utilizará la data disponible de ensayos de vigas así como el modelo numérico implementado para evaluar los factores de ductilidad y de deformación de las secciones de concreto armado externamente reforzado con FRP.

En la sección anterior se evaluó un control de ductilidad por el método del control de la deformación en el acero de refuerzo, obteniendo resultados compatibles con las gráficas Momento-Curvatura desarrolladas. En esta sección se espera obtener resultados similares en cuanto a la evaluación directa de la ductilidad y factor de deformabilidad de la data experimental disponible.

Se ha calculado y evaluado el factor de Ductilidad y de Deformabilidad de la data disponible de Vigas externamente reforzadas, referidas a los grupos de ensayos 01 y 02, que fueron descritos en el ítem 5.2.

Tabla 7.3: Resumen de principales características mecánicas de la Data Disponible a evaluar.

VIGA	b (mm)	h (mm)	f'c (MPa)	fy (MPa)	Sistema FRP	Dr	Anclaje extremo U	M.Pre Agrieta. (kN-m)	Tipo de Falla	Descripción de la Falla observada durante el ensayo	ρ	ρ'	ρ_r
MB-01'	200	400	21	420	Mbrace CF130	1	Si	No	DI	Delaminación en un extremo hacia el centro (Delamination)	0.37%	0.21%	0.04%
MB-02'	200	400	21	420	Mbrace CF130	2	Si	No	Db	Desprendimiento de la platina en el C.L. (debonding)	0.37%	0.21%	0.04%
SK-01'	200	400	21	420	Sika Carbodur S12	1	Si	No	Db	Desprendimiento de la platina en el C.L. (debonding)	0.37%	0.21%	0.17%
SK-02'	200	400	21	420	Sika Carbodur S12	2	Si	No	Db	Desprendimiento de la platina en el C.L. (debonding)	0.37%	0.21%	0.17%
MB-01	200	400	24	420	Mbrace CF130	1	Si	No	Db	Desprendimiento de la platina en el C.L. (debonding)	0.37%	0.21%	0.04%
MB-02	200	400	24	420	Mbrace CF130	1	No	No	DI	Delaminación en un extremo hacia el centro (Delamination)	0.37%	0.21%	0.04%
MB-04	200	400	24	420	Mbrace CF130	2	No	No	DI	Delaminación en un extremo hacia el centro (Delamination)	0.37%	0.21%	0.04%
MB-05	200	400	24	420	Mbrace CF130	2	No	No	DI	Delaminación en un extremo hacia el centro (Delamination)	0.37%	0.21%	0.04%
SK-01	200	400	24	420	Sika Carbodur S12	1	No	No	DI	Delaminación en un extremo hacia el centro (Delamination)	0.37%	0.21%	0.17%
SK-02	200	400	24	420	Sika Carbodur S12	1	No	No	DI	Delaminación en un extremo hacia el centro (Delamination)	0.37%	0.21%	0.09%
MB-R	200	400	24	420	Mbrace CF130	1	Si	40	Db	Desprendimiento de la platina en el C.L. (debonding)	0.37%	0.21%	0.04%
VF-01	200	400	32	420	TYFO SCH-41	1	Si	No	R	Rotura de la fibra por tracción en el tramo central	0.86%	0.15%	0.29%
VF-01A	200	400	32	420	TYFO SCH-41	2	Si	50	Db	Delaminación en un extremo hacia el centro (Delamination)	0.86%	0.15%	0.58%
VF-01B	200	400	32	420	TYFO SCH-41	3	Si	No	Db	Delaminación en un extremo hacia el centro (Delamination)	0.86%	0.15%	0.87%
VF-02	200	400	32	420	TYFO SCH-41	1	Si	No	C	Aplastamiento del concreto en compresión c/ fluencia del refuerzo	1.42%	0.15%	0.30%
VF-03	200	400	32	420	TYFO SCH-41	3	Si	50	A	Falla de Corte en el apoyo por insuficiente anclaje del acero.	2.53%	0.16%	0.97%

Factor de Ductilidad

En base a la información de la data disponible y sus respectivos modelos numéricos y los planteamientos teóricos desarrollados, se ha calculado los valores de las curvaturas en la fluencia así como en la falla última, y la evaluación de las ductilidades correspondientes. En la Tabla 7.4 que se presenta a continuación, se resumen los principales resultados para las diferentes vigas analizadas.

Tabla 7.4: Resumen de resultados de curvaturas durante la fluencia del acero, en la falla última así como la ductilidad respectiva de las vigas de los diferentes ensayos.

VIGA	Experimental			Numérico			Teóricas desarrolladas			μ_{exp}	μ_{exp}
	Φ_y (1/m)	Φ_u (1/m)	μ	Φ_y (1/m)	Φ_u (1/m)	μ	Φ_y (1/m)	Φ_u (1/m)	μ	μ_{num}	μ_{teor}
MB-01'	0.0063	0.0267	4.24	0.0083	0.0277	3.34	0.0080	0.0279	3.50	1.270	1.212
MB-02'	0.0065	0.0189	2.91	0.0083	0.0201	2.42	0.0080	0.0194	2.43	1.201	1.195
SK-01'	0.0105	0.0146	1.39	0.0087	0.0130	1.49	0.0083	0.0127	1.53	0.931	0.910
SK-02'	0.0093	0.0285	3.06	0.0085	0.0097	1.14	0.0083	0.0088	1.05	2.685	2.905
MB-01	0.0074	0.0288	3.89	0.0081	0.0297	3.67	0.0079	0.0294	3.71	1.061	1.049
MB-02	0.0093	0.0285	3.06	0.0081	0.0297	3.67	0.0079	0.0294	3.71	0.836	0.826
MB-04	0.0090	0.0261	2.90	0.0081	0.0213	2.63	0.0079	0.0205	2.58	1.103	1.122
MB-05	0.0096	0.0210	2.19	0.0081	0.0213	2.63	0.0079	0.0205	2.58	0.832	0.846
SK-01	0.0087	0.0102	1.17	0.0090	0.0140	1.56	0.0082	0.0133	1.62	0.754	0.724
SK-02	0.0096	0.0126	1.31	0.0084	0.0137	1.63	0.0080	0.0128	1.60	0.805	0.821
MB-R	0.0090	0.0390	4.33	0.0081	0.0297	3.67	0.0079	0.0294	3.71	1.182	1.168
VF-01	0.0108	0.0315	2.92	0.0091	0.0280	3.08	0.0090	0.0243	2.70	0.948	1.080
VF-01A	0.0126	0.0238	1.89	0.0093	0.0229	2.46	0.0093	0.0180	1.93	0.767	0.978
VF-01B	0.0077	0.0090	1.17	0.0103	0.0119	1.16	0.0097	0.0153	1.58	1.012	0.739
VF-02	0.0136	0.0288	2.12	0.0105	0.0269	2.56	0.0103	0.0256	2.48	0.827	0.853
VF-03	0.0130	0.0130	1.00	0.0150	0.0150	1.00	0.0138	0.0156	1.13	1.000	0.888

Los resultados obtenidos indican buena predicción del modelo numérico implementado tanto como las fórmulas teóricas propuestas en el ítem 3.5.1, con excepción de los ensayos SK-02' que arrojan un valor de ductilidad experimental alto respecto de predicho por el modelo y la fórmula teórica implementada (como se muestra en la Tabla 7.4), así como también el ensayo MB-03 que arroja un gráfico errático (posiblemente por error de calibración de los instrumentos o de otra fuente).

Descartando el valor de SK-02' de la muestra, el promedio y desviación estándar de la fracción $\mu_{exp} / \mu_{numérica}$ resultan muy consistentes:

$$\mu_{exp} / \mu_{num} (\text{promedio}) = 1.00$$

$$S (\text{desviación estándar muestral}) = 0.17$$

Mientras que el promedio y la desviación estándar de $\mu_{exp} / \mu_{teórico}$ son:

$$\mu_{exp} / \mu_{teor} (\text{promedio}) = 0.99$$

$$S \text{ (desviación estándar muestral)} = 0.17$$

Factor de Deformación

Se han calculado los diferentes valores de FD de las vigas tanto de la data disponible como de sus modelos numéricos respectivos, obteniendo los resultados mostrados en la Tabla 7.5.

Tabla 7.5: Resumen de resultados de Factor de Deformabilidad de las vigas de la Data Disponible evaluada.

VIGA	ρ	ρ'	ρ_r	ρ_{fb}	ρ_r/ρ_{fb}	F.D Experim.	F.D Modelo	<u>FD.exp</u> FD. Num
MB-01'	0.37%	0.21%	0.04%	0.15%	25%	3.10	3.50	0.9
MB-02'	0.37%	0.21%	0.04%	0.30%	12%	2.10	2.30	0.9
SK-01'	0.37%	0.21%	0.17%	0.98%	18%	1.50	1.20	1.3
SK-02'	0.37%	0.21%	0.17%	1.74%	10%	3.40	1.00	3.4
MB-01	0.37%	0.21%	0.04%	0.16%	23%	3.30	3.90	0.8
MB-02	0.37%	0.21%	0.04%	0.16%	23%	4.00	3.90	1.0
MB-04	0.37%	0.21%	0.04%	0.32%	12%	3.10	2.40	1.3
MB-05	0.37%	0.21%	0.04%	0.32%	12%	2.50	2.40	1.0
SK-01	0.37%	0.21%	0.17%	1.03%	17%	1.00	1.30	0.8
SK-02	0.37%	0.21%	0.09%	1.03%	8%	1.00	1.30	0.8
MB-R	0.37%	0.21%	0.04%	0.16%	23%	5.20	3.90	1.3
VF-01	0.86%	0.15%	0.29%	0.50%	58%	1.84	1.61	1.1
VF-01A	0.86%	0.15%	0.58%	0.87%	67%	1.34	1.26	1.1
VF-01B	0.86%	0.15%	0.87%	1.32%	66%	1.00	1.00	1.0
VF-02	1.42%	0.15%	0.30%	0.27%	112%	1.61	1.54	1.0
VF-03	2.53%	0.16%	0.97%	0.27%	360%	1.00	1.00	1.0

Los resultados indican buena predicción del modelo numérico implementado, con excepción del ensayo de la viga SK-02' que arroja un valor de FD alto respecto al predicho por el modelo numérico (Tabla 7.5). Así como también para el ensayo MB-03 que se descartó por arrojar una respuesta experimental errática.

Descartando el valor de SK-02' de la muestra, el promedio y desviación estándar de la fracción FD exp / FD numérica resultan muy consistentes:

$$FD.exp. / FD.núm (promedio) = 1.03$$

$$S \text{ (desviación estándar muestral)} = 0.18$$

Evaluación de factor de Ductilidad y Deformabilidad de la data experimental disponible: Para evaluar en qué medida afecta la cantidad de FRP instalado en la fibra de carbono, se graficaron las principales características de cada viga versus el factor de Ductilidad (μ) y de Deformación (FD) experimentales obtenidos en los resultados mostrados en las Tablas 7.4 y 7.5.

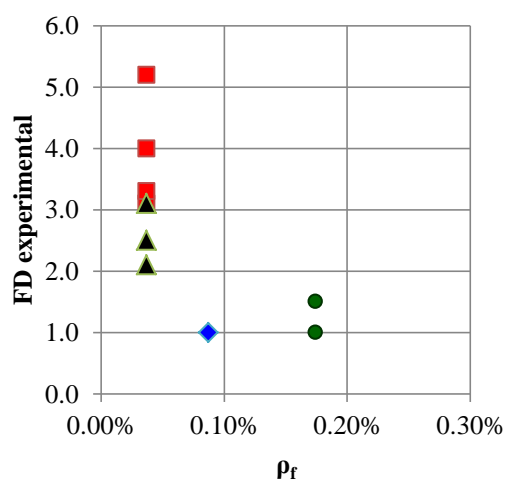
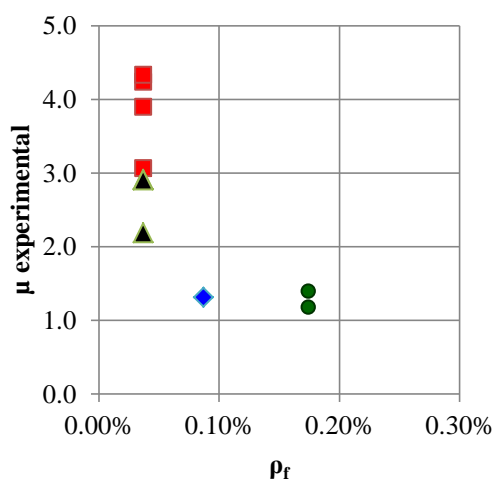


Figura 7.9: Gráfico $\rho_f - \mu$ experimental. Figura 7.10: Gráfico $\rho_f - FD$ experimental.

- Mbrace CF130 - 1 capa 150mm
- ▲ Mbrace CF130 - 02 capas 75 mm
- Carbodur S12 - 01 capa de 100
- ◆ Carbodur S12 - 01 capa de 50 mm

En las Figs. 7.9 y 7.10 se aprecia que μ y el FD se incrementan con menores cuantías de FRP (ρ_f), lo cual es consistente con el comportamiento esperado de la sección. Sin embargo para las diferentes características del sistema (n de capas, rigidez axial, calidad del sustrato), este gráfico no da mucha idea de cómo afectan el comportamiento los diferentes sistemas de FRP así como las configuraciones utilizadas.

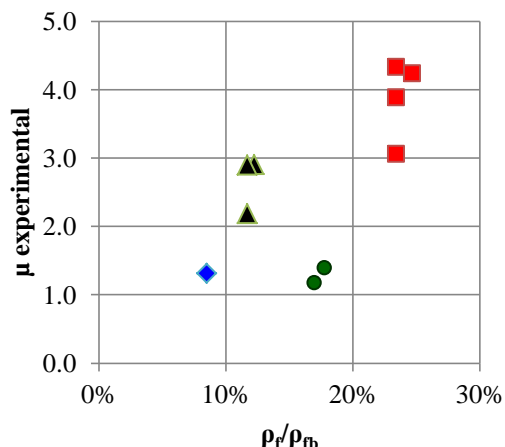


Figura 7.11: Gráfico ρ_f / ρ_{fb} - μ experimental.

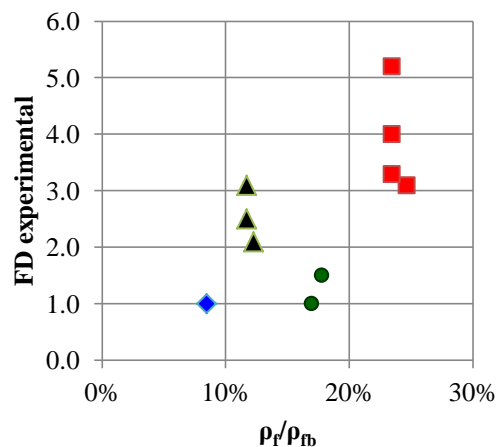


Figura 7.12: Gráfico ρ_f / ρ_{fb} - FD experimental.

En las Figs. 7.11 y 7.12 se aprecia que una mayor fracción de la cuantía balanceada resulta en mayor propiedades de ductilidad y de deformabilidad, sin embargo esto no es representativo de las características de rigidez del material instalado (hay cuatro configuraciones instaladas, una y dos capas de Mbrace CF130 y una y dos capas de Carbodur S12).

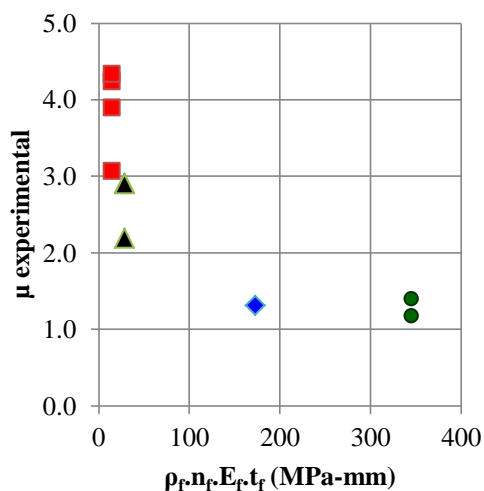


Figura 7.13: Gráfico $\rho_f.n_f.E_f.t_f$ - μ experimental.

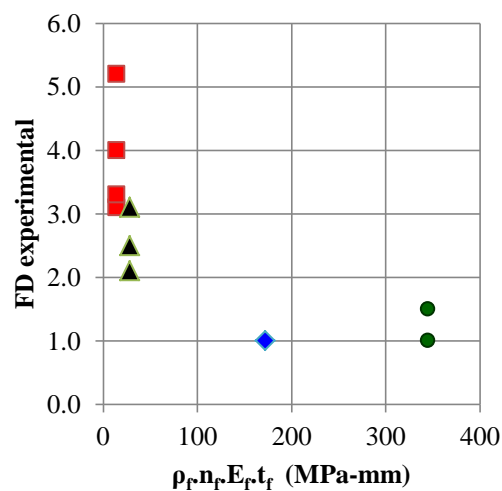


Figura 7.14: Gráfico $\rho_f.n_f.E_f.t_f$ - FD experimental.

En las Figs. 7.13 y 7.14 se aprecian con mejor calidad la modificación del comportamiento en cuanto a ductilidad y factor de deformabilidad, que se puede resumir lo siguiente:

- Una capa de sistema Mbrace CF130 resultó con los más altos valores de ductilidad y factor de deformabilidad FD; los valores fluctúan alrededor de 3 a 4 para ductilidad y de 3 a 5 para F.D.

- Dos capas de sistema Mbrace CF130 dan buenos valores de ductilidad respecto al sistema Carbodur S12, pero menor a la utilización de una sola capa del mismo sistema, la ductilidad varía de 2.0 a 2.9 y de 2.0 a 2.5 para el FD.
- La aplicación de una capa de Sika Carbodur S12 resultó en valores alrededor de 1.3, tanto para la ductilidad como para FD.
- Solo se cuenta con un ensayo de 02 capas de Carbodur S12 (Viga SK 02'). Este supera los resultados esperados tanto en resistencia (64% extra de resistencia de ensayo respecto a la resistencia nominal), así como también más de tres veces la ductilidad y factor de deformación esperado. A falta de mayor información u otros ensayos de esta configuración, se descarta este resultado.

Respecto a los sistemas utilizados y a los resultados obtenidos podemos realizar la siguiente discusión:

La aplicación de un sistema FRP de rigidez axial flexible que logra una similar resistencia a la flexión nominal que un sistema FRP rígido, resulta tener un comportamiento más dúctil y de mayor factor de deformabilidad, es decir un comportamiento sísmico más deseable.

La aplicación de una sola capa de refuerzo de un mismo sistema resulta en un mejor comportamiento (más dúctil y de mayor F.D) que la aplicación de dos o más capas del mismo sistema.

La aplicación de una menor cuantía de un sistema FRP resulta en mejores resultados de ductilidad y FD.

7.5 Evaluación de factor de Ductilidad para diferentes vigas hipotéticas

De la evaluación de las expresiones teóricas, así como de las respuestas numéricas ensayadas, podemos indicar que dan resultados similares y representativos a los obtenidos con la data experimental, por lo cual el modelo numérico se puede extender para estudiar otras configuraciones de sistema FRP, como una a más capas tanto en sistemas flexibles como rígidos de otros productos. Lo cual permitirá verificar los resultados obtenidos en este ítem.

En base a la buena predicción de las expresiones teóricas, se han extrapolado resultados para diferentes vigas, con diferentes configuraciones, obteniendo la siguiente representación.

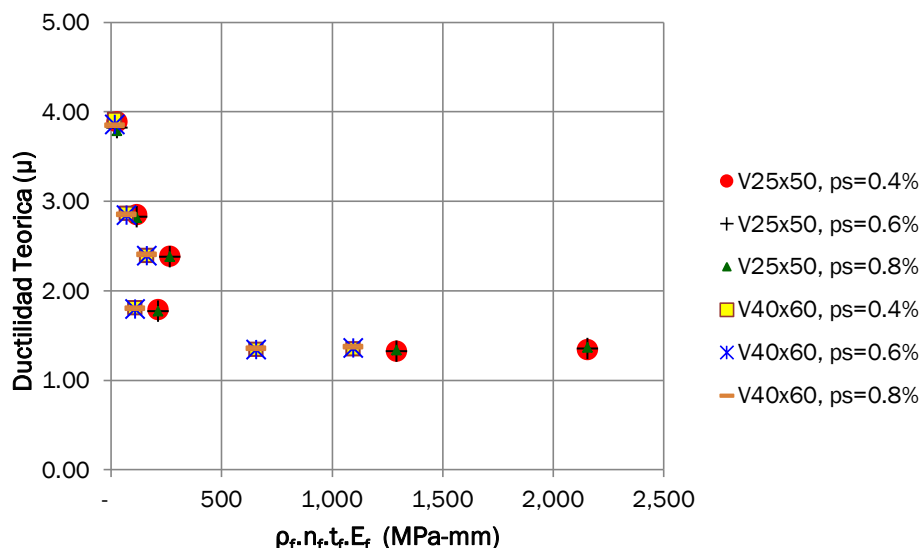


Figura 7.15: Gráfico $\rho_f.n_f.t_f.E_f - \mu$ teórica propuesta, para diferentes secciones de Viga de concreto armado, con $f'_c = 21\text{MPa}$, para diferentes cuantías de acero de refuerzo.

De los 36 casos hipotéticos analizados, correspondientes a 06 vigas de secciones diferentes, a su vez con 06 configuraciones de refuerzo FRP diferentes para cada una para vigas de secciones similares a las indicadas en la Fig. 7.15, podemos inferir que existe una relación entre el factor de ductilidad resultante de una viga de concreto armado externamente reforzada con la cuantía de FRP externo y su respectiva rigidez axial.

Del análisis por control de falla del refuerzo de las vigas reforzadas con FRP, tenemos que:

- Para la ductilidad $\mu > 2.2$ y factor de deformabilidad $F.D > 2.0$ se hallan en la zona de control por tensión ($\epsilon_s \geq 0.005$).
- Mientras que el control de falla para la ductilidad $1.4 < \mu < 2.2$ y factor de deformabilidad $1.5 < F.D < 2.0$ se hallan en la zona de control por transición ($0.002 < \epsilon_s < 0.005$).

Para secciones con cuantías de acero de refuerzo hasta del 0.80%, en concreto convencional de $f'_c = 21\text{ MPa}$:

- ✓ Para configuraciones dúctiles con cuantía de acero de refuerzo de hasta del 0.80%, externamente reforzadas con un sistema FRP flexible, de una sola capa con $\rho_f.n_f.t_f.E_f$ menor a 500 MPA-mm se puede obtener un factor de ductilidad en el rango de 3 a 4.
- ✓ Conforme se incrementa la cuantía de refuerzo FRP, el número de capas o la rigidez del sistema de refuerzo, se produce un decremento en la ductilidad de la viga de concreto externamente reforzada. Aproximadamente cuando el valor de $\rho_f.n_f.t_f.E_f$ llega a 1300 MPA-mm, se obtiene una sección en el límite de control del refuerzo por tensión hacia la zona de transición.

- ✓ Cuando el valor de $\rho_f \cdot n_f \cdot t_f \cdot E_f$ supera a 2500 MPA-mm, se obtienen secciones donde el control del refuerzo está en la zona de transición, con ductilidades menores o iguales a 1.5.
- ✓ Conforme crece el parámetro $\rho_f \cdot n_f \cdot t_f \cdot E_f$ tenemos que el valor de la ductilidad tiende a decrecer de manera menos significativa. Se puede indicar una asíntota de la ductilidad en el valor de 1.2. Estas secciones se hallan controladas por compresión.

Para secciones con cuantía de acero de refuerzo mayor del 1.00%, en concreto convencional de $f'_c = 21$ MPa:

- ✓ Para configuraciones dúctiles con cuantía de acero de refuerzo mayor del 1.00%, externamente reforzadas con un sistema FRP flexible, de una sola capa con $\rho_f \cdot n_f \cdot t_f \cdot E_f$ menor a 500 MPA-mm se puede obtener un factor de ductilidad en el rango de 1.8 a 2.5.
- ✓ Al ser reforzadas estas secciones, el control de falla del refuerzo se halla en la zona de transición.
- ✓ En concretos de calidad 21 MPa, cuando el valor de $\rho_f \cdot n_f \cdot t_f \cdot E_f$ supera a 2500 MPA-mm, se obtienen secciones donde el control del refuerzo está en la zona de compresión, con ductilidades menores o iguales a 1.3; mientras que en concretos de 28 MPa, el control del refuerzo está en la zona de transición, con ductilidades del orden de 1.5.

En general la inclusión de bajas cuantías de refuerzo FRP en vigas de concreto armado resultan en un comportamiento más dúctil respecto a aplicar altas cuantías. Esto ya había sido observado por Mujherjee y Joshi (2005), quienes indicaron que pequeñas cantidades de CFRP para el refuerzo de nudos viga-columna incrementan la capacidad de disipación de energía.

Se ha elaborado cuatro gráficos con diferentes cuantías de acero de refuerzo y diferentes cuantías y rigideces axiales de sistema FRP, expresando la tendencia en el cambio del comportamiento, específicamente en las características de ductilidad y el control de falla del acero de refuerzo, para calidad de concreto 21 MPa, 28 MPa y 35 MPa.

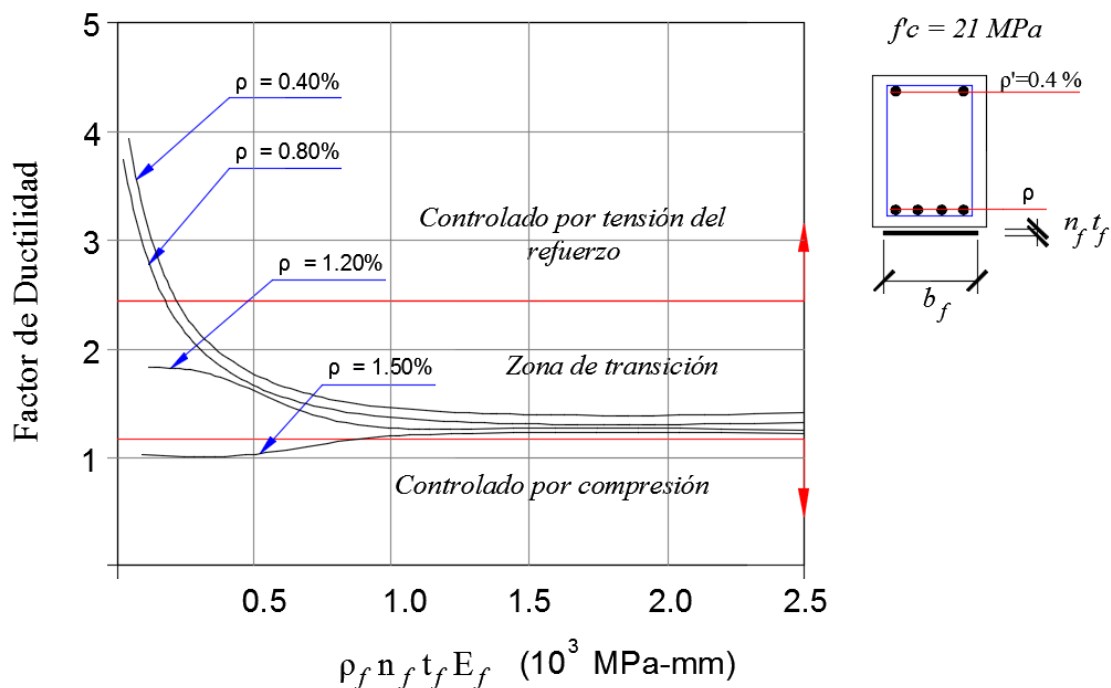


Figura 7.16: Ductilidad aproximada (μ) versus producto de cuantía de refuerzo FRP y rigidez axial respectiva (ρ_f) * ($n_f t_f E_f$) en vigas de concreto de diferentes cuantías de acero de refuerzo ($f'_c = 21$ MPa, $\epsilon_{bi} = 0.0006$).

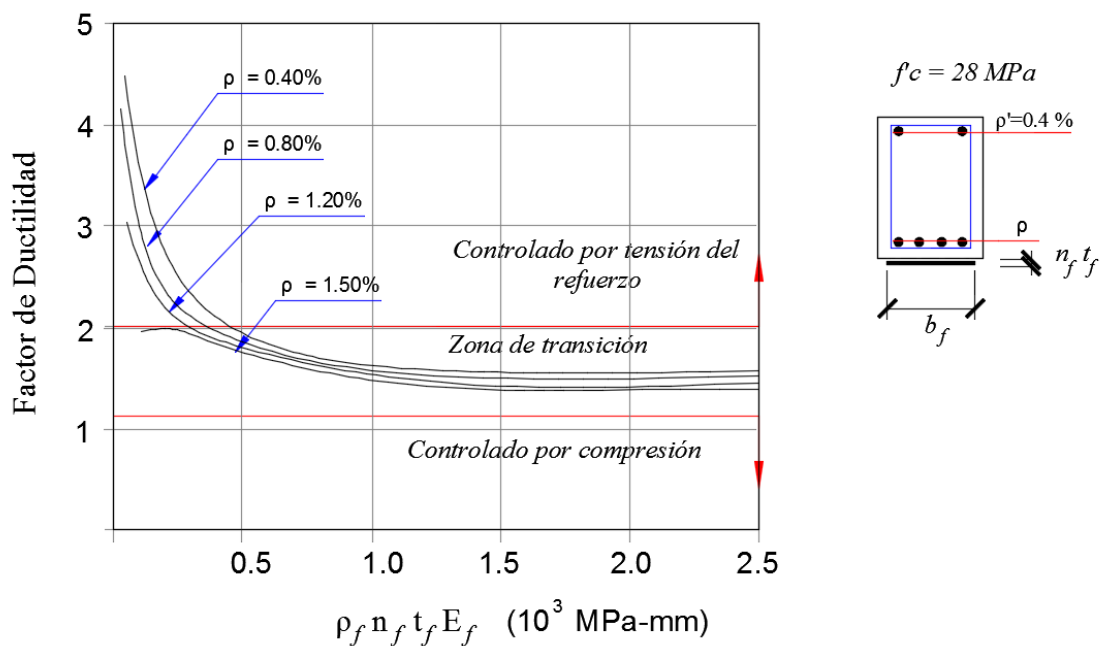


Figura 7.17: Ductilidad aproximada (μ) versus producto de cuantía de refuerzo FRP y rigidez axial respectiva (ρ_f) * ($n_f t_f E_f$) en vigas de concreto de diferentes cuantías de acero de refuerzo ($f'_c = 28$ MPa, $\epsilon_{bi} = 0.0006$).

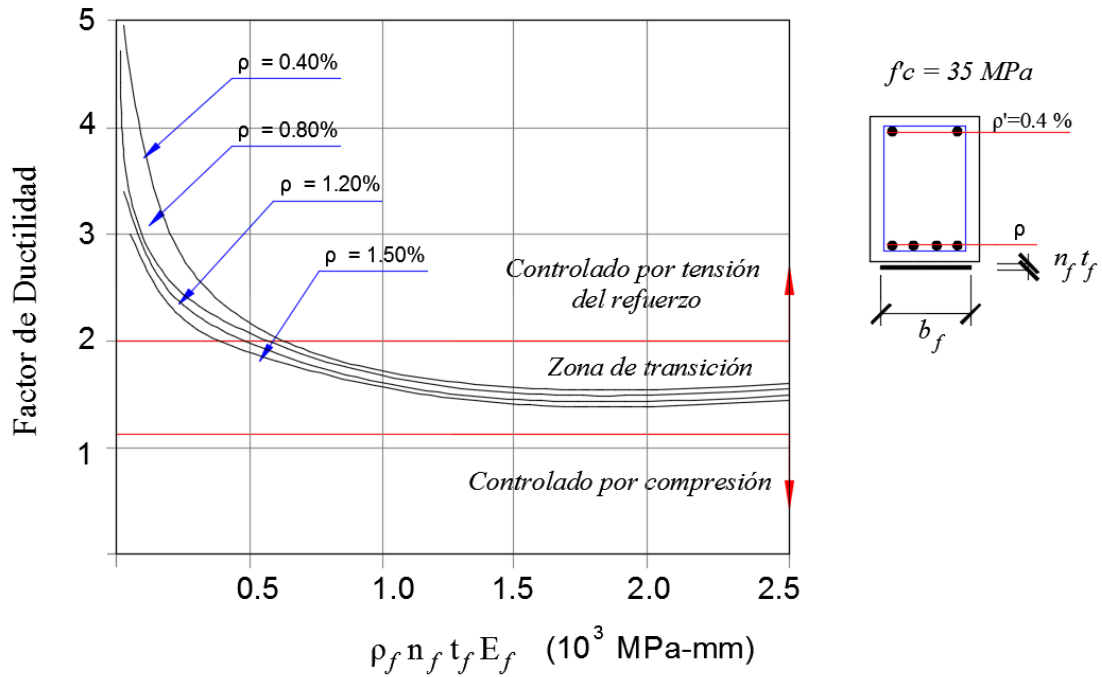


Figura 7.18: Ductilidad aproximada (μ) versus producto de cuantía de refuerzo FRP y rigidez axial respectiva (ρ_f) * ($n_f.t_f.E_f$) en vigas de concreto de diferentes cuantías de acero de refuerzo ($f'_c = 35$ MPa, $\epsilon_{bi} = 0.0006$).

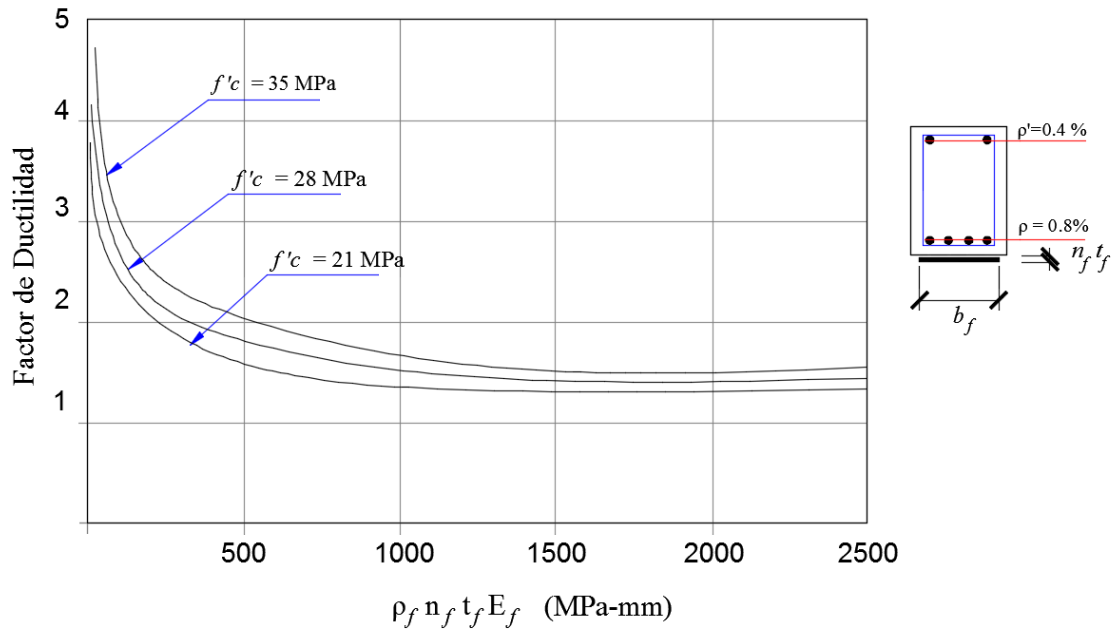


Figura 7.19: Ductilidad aproximada (μ) versus producto de cuantía de refuerzo FRP y rigidez axial respectiva (ρ_f) * ($n_f.t_f.E_f$) en vigas con diferentes calidades de concreto ($\rho_s = 0.8\%$, $\epsilon_{bi} = 0.0006$).

Se puede realizar la siguiente discusión para explicar el comportamiento obtenido en las gráficas de las Figs. 7.16 a 7.19:

- La inclusión de un material de refuerzo externo FRP libera de esfuerzos al acero de refuerzo, originando que entre ambos materiales se compartan las cargas de tensión internas. Esto se da de forma proporcional a sus cuantías y rigideces axiales.
- La inclusión de menores cuantías y/o baja rigidez axial de refuerzo FRP, permite que el acero de refuerzo lleve la mayor parte de la carga de tensión, produciendo a su vez secciones donde el acero de refuerzo tiene grandes deformaciones y se encuentra en fluencia durante la falla de la sección.
- La inclusión de altas cuantías y/o elevadas rigideces axiales de refuerzo FRP, permite que el acero de refuerzo se libere de gran parte de los esfuerzos de tensión, produciendo a su vez secciones donde el acero de refuerzo tiene bajas deformaciones y corre el riesgo de no fluir durante la falla de la sección.

7.6 Recomendaciones para reforzamiento sísmico.

En cuanto al diseño sismo-resistente, donde la filosofía de diseño es evitar fallas frágiles, los modos de falla “A” y “B” se pueden considerar más deseables frente a los modos “C” y “D”, para vigas de concreto armado reforzadas externamente con un sistema FRP.

Como se está introduciendo un material resistente a tracción, pero no se está reforzando el mecanismo resistente a compresión, todo el reforzamiento debería estar orientado a diseñar una falla del tipo “A” y “B”, evitando las otras que se consideran frágiles.

Las fallas “A” y “B”, se consiguen reforzando con FRP como tope hasta “ ρ_{fb} ”, y el momento máximo que es posible obtener es del orden de “ ΦM_{nbf} ”.

Del gráfico 102 se obtiene la Ec. (7.49) realizando sumatoria de momentos alrededor del eje centroidal del bloque de esfuerzos en compresión, y de acuerdo a las consideraciones del ACI-440-2R (American Concrete Institute, 2008).

$$M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + T_f \cdot \left(d_f - \frac{a}{2}\right) \quad (7.49)$$

$$M_n = (A_s f_y) \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + (n_f b_f t_f E_f \varepsilon_{fe}) \cdot \left(d_f - \frac{a}{2}\right) \quad (7.50)$$

El máximo Momento nominal que se puede alcanzar para obtener una falla del tipo “A” y “B”, se dará al proporcionar una cuantía de fibra “ ρ_{fb} ” a la sección de viga de concreto dúctil existente, este momento nominal tope de reforzamiento con FRP se expresa conforme a la expresión de la Ec. (7.51).

$$Mn_{bf} = (\rho_s \cdot b \cdot d \cdot f_y) \cdot \left(d - \frac{\beta_1 d_f}{2} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fd} + \epsilon_{bi}} \right) \right) + (\rho_{fb} b \cdot d \cdot E_f \epsilon_{fe}) \cdot \left(d_f - \frac{\beta_1 d_f}{2} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fd} + \epsilon_{bi}} \right) \right) \quad (7.51)$$

El momento Nominal confiable o reducido en la falla balanceada por FRP, según las consideraciones de la Guía ACI-440.2R-08, se obtendrá al introducir los coeficientes Φ y Ψ en la Ec. (7.48), resultando la Ec. (7.52).

$$\Phi Mn_{bf} = \Phi \cdot (\rho_s \cdot b \cdot d \cdot f_y) \cdot \left(d - \frac{\beta_1 d_f}{2} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fd} + \epsilon_{bi}} \right) \right) + \Phi \cdot \Psi \cdot (\rho_{fb} b \cdot d \cdot E_f \epsilon_{fe}) \cdot \left(d_f - \frac{\beta_1 d_f}{2} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fd} + \epsilon_{bi}} \right) \right) \quad (7.52)$$

Finalmente podemos definir a ΦMn_{bf} como el momento nominal reducido o confiable resistente a flexión de un sistema de viga de concreto armado externamente reforzada con FRP que corresponde a un modo de falla balanceado entre los tipos A o B con los modos C o D. Este momento resistente está asociado a una cuantía de refuerzo externo “ ρ_{fb} ”, que marca el límite entre los modos de falla descritos (Ec. (7.52)).

Se deberá verificar que $\epsilon_s > \epsilon_y$, pues con sustratos de concreto pobres o sistemas de elevadas rigideces axiales (o varias capas de refuerzo, $n_{frp} > 3$), la Ec. (7.52) sería inválida, y no se estaría alcanzando los modos de falla deseables. Como se muestra en el Anexo 02, los sistemas rígidos (por ejemplo Sika Carbodur S12) de hasta 02 capas, colocados sobre un sustrato de concreto convencional aún permiten la fluencia de refuerzo durante la falla del sistema FRP, validando la expresión de la Ec. (7.52) incluso en estas condiciones de refuerzo (aunque en control por transición). El uso de 03 capas de refuerzo externo rígido llega a ser impráctico en vigas de las dimensiones tratadas en la presente investigación.

Se puede indicar que para una demanda de refuerzo superior a ΦMn_{bf} , en una zona donde se desee un modo de falla del tipo “A” o “B” (falla dúctil, que permite fluencia del acero de refuerzo), es recomendable buscar otra alternativa de reforzamiento diferente al de un sistema compuesto de FRP.

Donde se desee un incremento que origine un total de resistencia menor a ΦMn_{bf} , y se espere que sufra grandes deformaciones inelásticas durante la ocurrencia de un evento sísmico, se recomienda colocar una cantidad de sistema FRP menor a ρ_{fb} , pues se permitirá un modo de falla deseable A o B.

Una consideración adicional sería tener en cuenta las zonas de reforzamiento. Por ejemplo en zonas que estarían sujetas a inversión de momentos, es decir que las zonas de tracción pueden pasar a ser zonas de compresión y viceversa, se debe tener un especial cuidado en el detallado del refuerzo FRP. Es importante la inclusión de anclajes en U donde se espera que el FRP despegue por tracción o pandee por compresión. La determinación de las cargas de empuje y el diseño de

los refuerzos tipo anclaje en U está en un nivel incipiente, pero son razonablemente aproximadas y prácticas para asegurar que el refuerzo no pandee, delamine o despegue prematuramente.

7.7 Ejemplos Aplicativos.

Ejemplo Aplicativo 01:

Una viga continua de concreto armado con una distribución de aceros de refuerzo Grado 60 de 3/4" (19.1 mm), que posee un concreto $f'_c=280 \text{ kg/cm}^2$, se localiza en una oficina (s/c= 250 kg/m^2). Los extremos de la zona de interés de la viga están apoyados sobre muros de concreto armado y en la parte central por una columna.

Se requiere utilizar uno de los paños para soportar una zona de archivo (s/c= 650 kg/m^2). La viga adicionalmente soporta una carga muerta de 500 kg/m^2 , y posee un ancho tributario de 5.00 metros. La resistencia a corte de la viga sigue siendo suficiente para soportar el nuevo cortante requerido y cumple con los requerimientos de control de deflexión y agrietamiento.

Se requiere reforzar los tramos con déficit de resistencia. En la Tabla C se resumen los resultados de las cargas existentes y los incrementos de carga para la viga. Las características de la viga y las propiedades del sistema FRP a utilizarse se muestran en la Tabla A y B respectivamente.

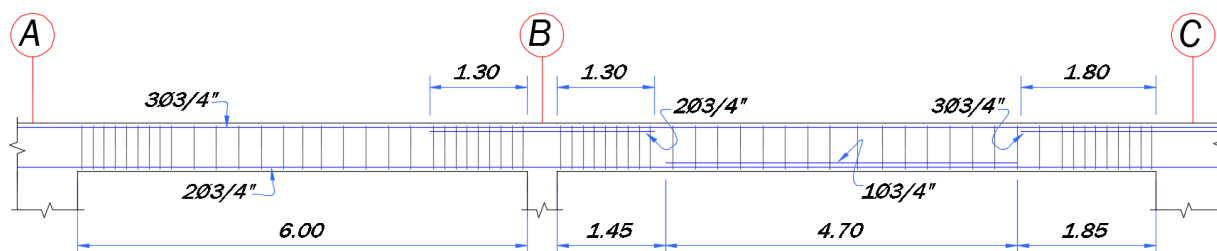


Tabla A: Características de la sección de concreto armado:

Longitud de paño AB l_{AB}	6.00	m
Longitud de paño BC l_{BC}	8.00	m
Ancho tributario B	5.00	m
Ancho de la viga b	0.30	m
Peralte efectivo d	0.57	m
Altura de la Viga h	0.65	m
f'_c	210	kg/cm^2
E_c	252,671	kg/cm^2
f_y	4,200	kg/cm^2
E_s	2,000,000	kg/cm^2

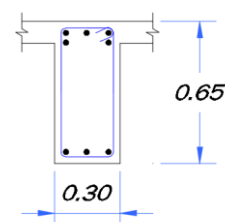


Tabla B: Propiedades reportadas por el fabricante del sistema FRP a usar

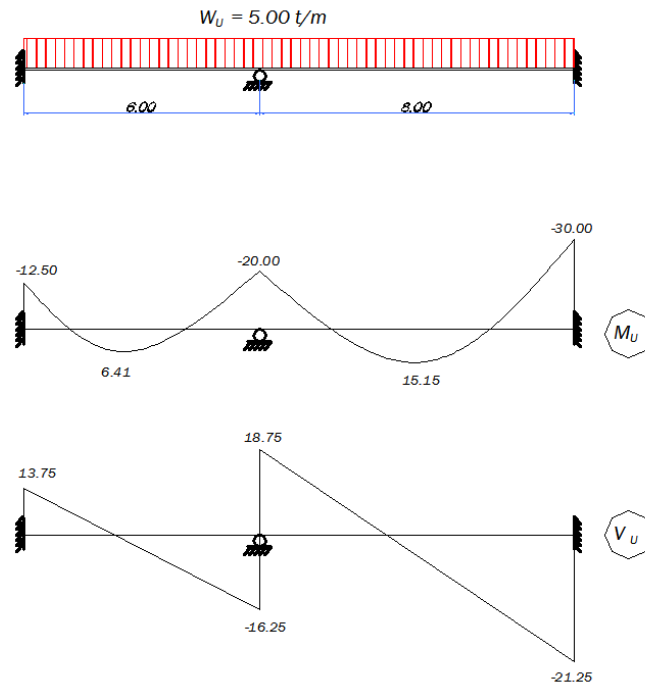
Espesor por capa t_f	0.10	cm
Resistencia última a la tensión $*f_{fu}$	10,054	kg/cm^2
Deformación de rotura $*\epsilon_{fu}$	0.010	
Módulo elástico del sistema laminado E_f	976,892	kg/cm^2

Tabla C: Tipos de Cargas y Correspondientes Momentos

Zona	Momento Negativo A	Momento Positivo AB	Momento Negativo B
Carga	Momento t-m	Momento t-m	Momento t-m
M. Dead M_{DL}	6.25	3.20	10.00
M.Live M_{LL}	3.12	1.60	5.00
Incremento de M.Live ΔM_{LL}	7.30	3.09	3.43
Servicio (DL + LL) M_S	16.65	7.89	18.43
Límite sin refuerzo (1.1 DL+ 0.75 LL)	14.68	7.04	17.32
Carga última proyectada (1.2 DL + 1.6 LL) M_U	24.14	11.35	25.49
Momento resistente sin FRP ΦM_n	18.29	12.37	29.58
Déficit de resistencia $M_U - \Phi M_n$	5.85	N/A	N/A

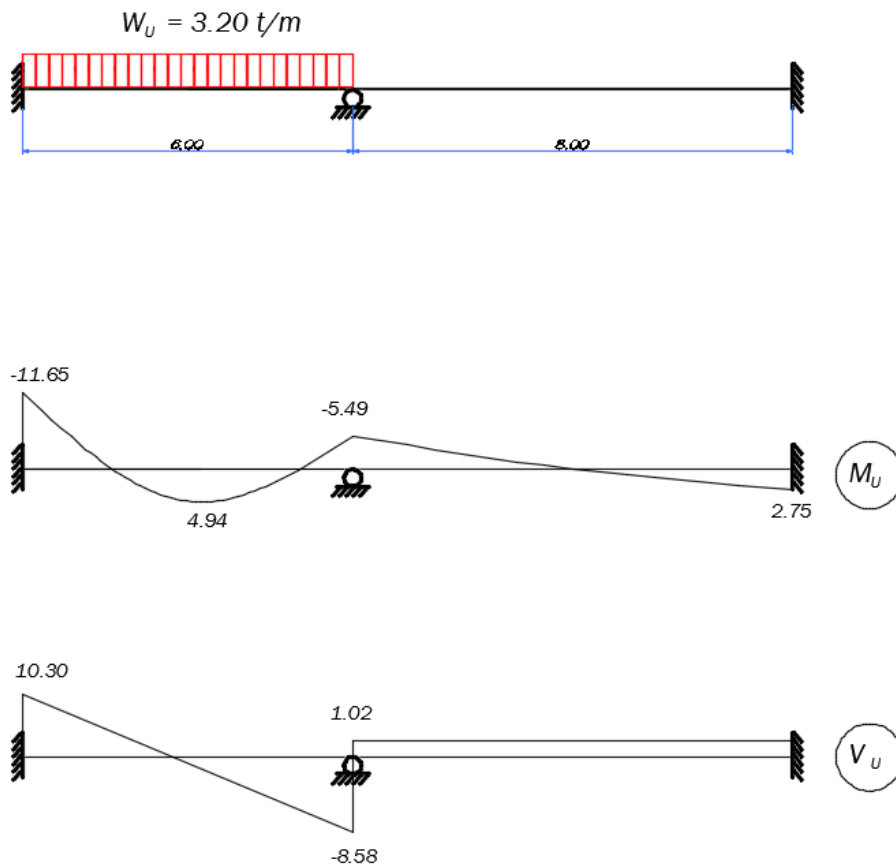
Distribución de Momentos y Cortantes en estado último para el estado inicial de cargas:

$$W_u = [(F_{DL}) \cdot (WD) + (F_{LL}) \cdot (s/c \text{ o})] \cdot B_{trib} = [(1.2) \cdot (0.50) + (1.6) \cdot (0.25)] \cdot 5.0 = 5.00 \text{ t/m}$$



Distribución de Momentos y Cortantes en estado último para el incremento de cargas en el primer paño:

$$\Delta W_u = (F_{LL}) \cdot (s/c - s/c_o) \cdot B_{trib} = (1.6) \cdot (0.65 - 0.25) \cdot 5.0 = 3.20 \text{ t/m}$$



Solución 01: Reforzamiento de la sección de momento negativo A.

Se reforzará el déficit de refuerzo negativo en la sección A.

Se utilizará la data de la Tabla C para la sección A.

Solución 02: Redistribución de Momento negativo A y reforzamiento de Sección de Momento Positivo AB

Por cuestiones prácticas y bajo ciertos requisitos es posible dejar redistribuir cierta cantidad de flexión negativa hacia los lados positivos, incrementando la demanda de la sección positiva y reforzando dicha sección (Tabla D).

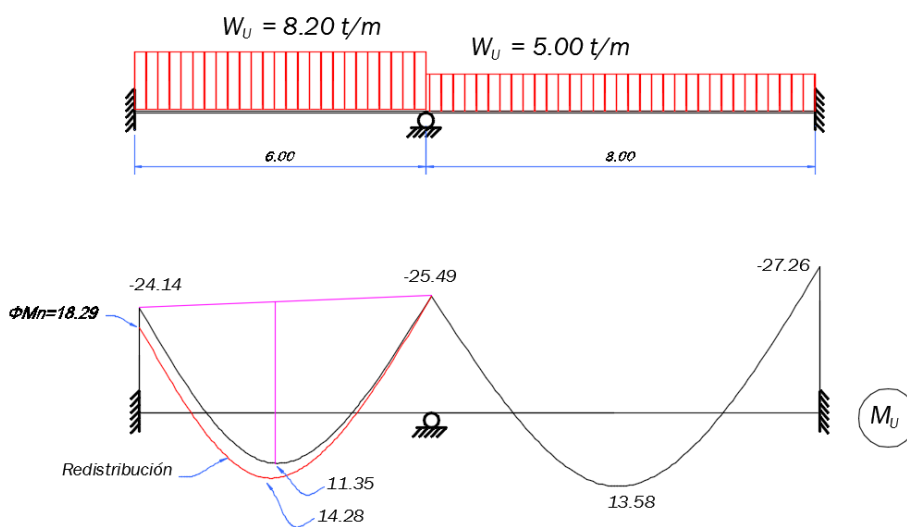


Tabla D: Redistribución de cargas en la sección positiva AB:

Zona	Momento Positivo AB Redistribuido
Carga	Momento t-m
M. Dead M_{DL}	4.35
M.Live M_{LL}	5.66
Servicio (DL + LL) M_S	10.01
Límite sin refuerzo (1.1 DL+ 0.75 LL)	9.03
Carga última proyectada (1.2 DL + 1.6 LL) M_U	14.28
Momento resistente sin FRP ΦM_n	12.37
Déficit de resistencia $M_U - \Phi M_n$	1.91

CAPÍTULO VII

<p>Paso 01: Cálculo de las propiedades de diseño del sistema FRP. La viga está localizada en un espacio interior y el material a utilizar es del tipo CFRP, según la tabla 9.1 del ACI 440.2R, se sugiere un factor de reducción por exposición al medio de 0.95. $f_{hi} = C_E \cdot f_{hi}^*$ $\epsilon_{hi} = C_E \cdot \epsilon_{hi}^*$</p>	<p>Solución 01: Momento Negativo A</p> <p style="text-align: center;">$CE = 0.95$</p> <p>$f_{hi} = 0.95 \cdot 10,054 = 9552 \text{ kg/cm}^2$ $\epsilon_{hi} = (0.95) \cdot (0.01) = 0.0095 \text{ cm/cm}$</p>	<p>Solución 02: Redistribución en A y Momento Positivo AB</p> <p style="text-align: center;">$CE = 0.95$</p> <p>$f_{hi} = 0.95 \cdot 10,054 = 9552 \text{ kg/cm}^2$ $\epsilon_{hi} = (0.95) \cdot (0.01) = 0.0095 \text{ cm/cm}$</p>
<p>Paso 02: Cálculos Preliminares Propiedades del concreto</p> <p style="text-align: center;">β_1, según ACI 318-08.</p> <p style="text-align: center;">$E_c = 15,100 \sqrt{f'_c}$</p> <p>Propiedades del acero de refuerzo existente. $\rho_b = 0.85\beta_1 (f'_c / f_y) (E_s \epsilon_c / E_s \epsilon_c + f_y)$</p> <p>Propiedades del sistema de refuerzo FRP externamente adherido. $A_f = n_f t_f b_f$ $\rho_f = A_f / b \cdot d$</p>	<p style="text-align: center;">$\beta_1 = 1.05 - 0.05 f'_c / 70 = 0.85$</p> <p>$E_c = 15,100 \sqrt{280} = 252671 \text{ kg/cm}^2$</p> <p style="text-align: center;">$\rho = A_s / b \cdot d = 0.50\%$ $\rho_b = 2.83\%$</p> <p style="text-align: center;">$n_f = 1$ $b_f = 25 \text{ cm}$ $A_f = (1 \text{ capa}) \cdot (0.1 \text{ cm/capa}) \cdot (10 \text{ cm}) = 2.50 \text{ cm}^2$ $\rho_f = 0.15\%$</p>	<p style="text-align: center;">$\rho = A_s / b \cdot d = 0.32\%$ $\rho_b = 2.83\%$</p> <p style="text-align: center;">$n_f = 1$ $b_f = 10 \text{ cm}$ $A_f = (1 \text{ capa}) \cdot (0.1 \text{ cm/capa}) \cdot (10 \text{ cm}) = 1.00 \text{ cm}^2$ $\rho_f = 0.06\%$</p>
<p>Paso 03: Determinar el estado de deformación existente en la superficie. Este nivel de deformación se calcula asumiendo una viga agrietada, donde sólo actúan las cargas muertas durante la</p> <p style="text-align: center;">$\epsilon_{bi} = M_{DL} (d_r \cdot K_d) / I_{cr} E_c$</p>	<p>Relación de Módulos $n = E_s / E_c = 7.92$</p> <p>Cuantía de acero de refuerzo $\rho = A_s / b \cdot d = 0.50\%$ $k = -\rho n + \text{Raiz}((\rho n)^2 + 2\rho n) = 0.24$</p> <p>Inercia Agrietada I_{cr} $I_{cr} = b(kd)^3 / 3 + nA_s (d - kd)^2 = 153355 \text{ cm}^4$</p> <p style="text-align: center;">$\epsilon_{bi} = 0.00082$</p>	<p>Relación de Módulos $n = E_s / E_c = 7.92$</p> <p>Cuantía de acero de refuerzo $\rho = A_s / b \cdot d = 0.32\%$ $k = -\rho n + \text{Raiz}((\rho n)^2 + 2\rho n) = 0.20$</p> <p>Inercia Agrietada I_{cr} $I_{cr} = b(kd)^3 / 3 + nA_s (d - kd)^2 = 117367 \text{ cm}^4$</p> <p style="text-align: center;">$\epsilon_{bi} = 0.00057$</p>
<p>Paso 04: Determinar la deformación de diseño del Sistema FRP. La deformación de diseño para una falla por delaminación ϵ_{di}.</p> <p style="text-align: center;">$\epsilon_{di} = 0.132 \sqrt{f'_c / (n E_f t_f)} \leq 0.9 \epsilon_{hi}$</p>	<p style="text-align: center;">$0.1323 \sqrt{f'_c / (n E_f t_f)} = 0.0071$ $0.9 \epsilon_{hi} = 0.0086$ $\epsilon_{di} = 0.0071$</p>	<p style="text-align: center;">$0.1323 \sqrt{f'_c / (n E_f t_f)} = 0.0071$ $0.9 \epsilon_{hi} = 0.0086$ $\epsilon_{di} = 0.0071$</p>

<p>Paso 05: <i>Predicción del Modo de falla</i></p> <p>Falla A ó B: Fluencia del acero de refuerzo seguido de falla en el FRP $\rho_f < \rho_{fb}$ <i>si $\epsilon_{fd} = 0.9 \epsilon_{fu}$ - Falla A</i> <i>si $\epsilon_{fd} < 0.9 \epsilon_{fu}$ - Falla B</i></p> <p>Falla C: Fluencia del acero de refuerzo interior hasta aplastamiento del concreto sin falla del FRP. $\rho_{fb} \leq \rho_f < \rho_{fb,c}$</p> <p>Falla D: Aplastamiento del concreto sin fluencia o falla en el FRP. $\rho_f \geq \rho_{fb,c}$</p>	<p>Para identificar Fallas A, B: $\rho_{fb} = (0.85 \beta_1 f_c d_f) * (\epsilon_{cu}) / (E_f \epsilon_{fd} (\epsilon_{cu} + \epsilon_{fd} + \epsilon_{bi})) - \rho_s f_y / E_f \epsilon_{fd}$</p> <p>Para identificar Fallas C, D: $\rho_{fb,c} = (0.85 \beta_1 f_c) * (\epsilon_{cu}) / (E_f \epsilon_{fc} (\epsilon_{cu} + \epsilon_y)) - \rho_s f_y / E_f \epsilon_{fc}$</p> <p>Dónde: $\epsilon_{fc} = \epsilon_{cu} (d_f - c) / c - \epsilon_{bi}$; $c = \epsilon_{cu} \cdot d / (\epsilon_{cu} + \epsilon_y)$</p>	<p>$\rho_{fb} = 0.61\%$</p> <p>$\rho_f < \rho_{fb}$</p> <p>Para la configuración propuesta de 01 capa de 20 cm del sistema FRP, se predice una falla A ó B.</p> <p>Además $\epsilon_{fd} < 0.9\epsilon_{fu}$, por lo tanto se espera una falla tipo B, de Delaminación o despegue del sistema FRP de refuerzo.</p>	<p>$\rho_{fb} = 0.71\%$</p> <p>$\rho_f < \rho_{fb}$</p> <p>Para la configuración propuesta de 01 capa de 10 cm del sistema FRP, se predice una falla A ó B.</p> <p>Además $\epsilon_{fd} < 0.9\epsilon_{fu}$, por lo tanto se espera una falla tipo B, de Delaminación o despegue del sistema FRP de refuerzo.</p>
<p>Paso 06: Estimar la altura del bloque de compresión c.</p> <p>Por medio de un proceso iterativo como el punto medio se procede a calcular un valor de c que cumpla razonablemente con el equilibrio de cargas.</p>	<p>Luego de realizar 10 iteraciones por el método del punto medio, con c comprendido entre (0.05 y 1.00) de "d", se ha obtenido:</p> <p>$c = 10.63 \text{ cm}$</p> <p>Se chequeará el equilibrio como demostración del método. Ver pasos 06 al 10.</p>	<p>Luego de realizar 10 iteraciones por el método del punto medio, con c comprendido entre (0.05 y 1.00) de "d", se ha obtenido:</p> <p>$c = 7.98 \text{ cm}$</p> <p>Se chequeará el equilibrio como demostración del método. Ver pasos 06 al 10.</p>	
<p>Paso 07: Determinar el nivel de deformación en el sistema FRP: Falla Concreto: $\epsilon_{fc} = 0.003(d_f - c) / c - \epsilon_{bi} \leq \epsilon_{fd}$ Controla FRP: $\epsilon_{fc} = \epsilon_{fd}$</p> <p>Si controla el FRP, ϵ_c debe calcularse: $\epsilon_c = (\epsilon_{fc} + \epsilon_{bi}) c / (d_f - c)$ (falla FRP)</p>	<p>Suponiendo falla del concreto $\epsilon_{fc} = 0.0153$</p> <p>Suponiendo falla del FRP $\epsilon_{fc} = 0.0071$</p> <p>Entonces: $\epsilon_{fc} = 0.0071$ <i>Controla la falla del FRP</i></p> <p>Luego $\epsilon_c = 0.0015$</p>	<p>Suponiendo falla del concreto $\epsilon_{fc} = 0.0214$</p> <p>Suponiendo falla del FRP $\epsilon_{fc} = 0.0071$</p> <p>Entonces: $\epsilon_{fc} = 0.0071$ <i>Controla la falla del FRP</i></p> <p>Luego $\epsilon_c = 0.0011$</p>	
<p>Paso 08: Cálculo de la deformación en el acero de refuerzo existente. Falla FRP: $\epsilon_s = (\epsilon_{fc} + \epsilon_{bi}) (d - c) / (d_f - c)$</p> <p>Calcular el nivel de esfuerzos en el acero de refuerzo y en el FRP.</p> <p>$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y$</p> <p>$f_{fe} = E_f \epsilon_{fe}$</p>	<p>Deformación en el acero durante la falla del FRP: $\epsilon_s = 0.0068$</p> <p>$f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>$f_{fe} = 6919 \text{ kg/cm}^2$</p>	<p>Deformación en el acero durante la falla del FRP: $\epsilon_s = 0.0069$</p> <p>$f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>$f_{fe} = 6919 \text{ kg/cm}^2$</p>	

<p>Paso 09: Calcular las características esfuerzo - deformación del concreto. Los factores del concreto se calcularán usando ACI 318-08. Los factores se basan en la distribución parabólica del esfuerzo-deformación para el concreto. $\beta_1 = (4\epsilon'_c - \epsilon_c) / (6\epsilon'_c - 2\epsilon_c)$$\alpha_1 = (3\epsilon'_c \epsilon_c - \epsilon_c^2) / (3\beta_1 \epsilon_c^2)$ Dónde ϵ'_c es la deformación correspondiente a f'_c : $\epsilon'_c = 1.7 f'_c / E_c$</p>	<p>$\epsilon'_c = 0.0019$</p> <p>$\beta_1 = 0.73$</p> <p>$\alpha_1 = 0.82$</p>	<p>$\epsilon'_c = 0.0019$</p> <p>$\beta_1 = 0.71$</p> <p>$\alpha_1 = 0.65$</p>
<p>Paso 10: Calcular las fuerzas internas y chequear el equilibrio interno de cargas. <u>Concreto:</u> $C_c = \alpha_1 f'_c \beta_1 c b$ <u>Acero:</u> $T_s = A_s f_s$ <u>Fibras FRP:</u> $T_f = A_f f_{fk}$ Finalmente la sumatoria de cargas debe ser cero, o con un error mínimo: $\sum F \approx 0$</p>	<p>La fuerza de compresión en el concreto: $C_c = \alpha_1 f'_c \beta_1 c b = 53218 \text{ kg}$</p> <p>$T_s = A_s f_s = 35910 \text{ kg}$</p> <p>$T_f = A_f f_{fk} = 17298 \text{ kg}$</p> <p>$\text{error} = \sum F = 10 \text{ kg}$</p> <p>$\text{error} = 0.01 \text{ t}$</p> <p>Se asume que es un error aceptable para la precisión esperada 0.01 t. y que el equilibrio está satisfecho, en caso contrario, se debe seguir iterando los valores de "c", hasta cumplir con el equilibrio.</p>	<p>La fuerza de compresión en el concreto: $C_c = \alpha_1 f'_c \beta_1 c b = 30869 \text{ kg}$</p> <p>$T_s = A_s f_s = 23940 \text{ kg}$</p> <p>$T_f = A_f f_{fk} = 6919 \text{ kg}$</p> <p>$\text{error} = \sum F = 9 \text{ kg}$</p> <p>$\text{error} = 0.01 \text{ t}$</p> <p>Se asume que es un error aceptable para la precisión esperada 0.01 t. y que el equilibrio está satisfecho, en caso contrario, se debe seguir iterando los valores de "c", hasta cumplir con el equilibrio.</p>
<p>Paso 11: Calcular las contribuciones a la resistencia por flexión:</p> <p>Contribución del acero: $Mn_s = A_s f_s (d - \beta_1 c / 2)$</p> <p>Contribución del FRP: $Mn_f = A_f f_{fk} (d_f - \beta_1 c / 2)$</p>	<p>$Mn_s = 19.1 \text{ t-m}$</p> <p>$Mn_f = 10.6 \text{ t-m}$</p>	<p>$Mn_s = 13.5 \text{ t-m}$</p> <p>$Mn_f = 4.3 \text{ t-m}$</p>
<p>Paso 12: Cálculo de la resistencia a la flexión de la sección.</p> <p>Selección del factor de reducción:</p> <p>Para $\epsilon_s \geq 0.005$ $\Phi = 0.90$</p> <p>Para $\epsilon_y < \epsilon_s < 0.005$ $\Phi = 0.65 + 0.25 (\epsilon_s - \epsilon_y) / (0.005 - \epsilon_y)$</p> <p>Para $\epsilon_s \leq \epsilon_y$ $\Phi = 0.65$</p> <p>Selección del factor ψ_f: $\psi_f = 0.85$</p> <p>$\Phi Mn = \Phi (Mn_s + \psi_f Mn_f)$</p>	<p>Factores de reducción:</p> <p>$\Phi = 0.90$</p> <p>$\psi_f = 0.85$</p> <p>$\Phi Mn = \Phi (Mn_s + \psi_f Mn_f) = 25.3 \text{ t-m}$</p> <p>Usar una capa de 25 cm de FRP</p>	<p>Factores de reducción:</p> <p>$\Phi = 0.90$</p> <p>$\psi_f = 0.85$</p> <p>$\Phi Mn = \Phi (Mn_s + \psi_f Mn_f) = 15.4 \text{ t-m}$</p> <p>Usar una capa de 10 cm de FRP</p>

CAPÍTULO VII

<p>Paso 13: Comparación de curvaturas de la sección sin y con FRP:</p> <p><u>Ductilidad sin FRP:</u> Factor de calculo de inercia y eje neutro: $k = -\rho n + \sqrt{(\rho n)^2 + 2 \rho n}$ Curvatura durante la fluencia del acero: $\Phi_y = (f_y / E_s) / (d (1-k))$ Curvatura durante aplastamiento: $\Phi_u = (\epsilon_c \beta_1) / (a)$ Factor de ductilidad sin FRP: $\mu = \Phi_u / \Phi_y$</p>	<p>$k = 0.24$</p> <p>$\Phi_y = 4.86E-05 \text{ 1/cm}$</p> <p>$\Phi_u = 5.07E-04 \text{ 1/cm}$</p> <p>$\mu = 10.4$</p>	<p>$k = 0.20$</p> <p>$\Phi_y = 4.45E-05 \text{ 1/cm}$</p> <p>$\Phi_u = 7.61E-04 \text{ 1/cm}$</p> <p>$\mu = 17.1$</p>
<p><u>Ductilidad con FRP</u> Factor de calculo de inercia y eje neutro: k Curvatura durante la fluencia del acero: $\Phi_y = (f_y / E_s) / (d (1-k))$ Curvatura durante aplastamiento $\Phi_u = \epsilon_c / c$ Curvatura durante la delaminación FRP: $\Phi_u^* = (\epsilon_{ft} + \epsilon_{bi}) / (d_f - c)$ Factor de ductilidad sin FRP $\mu = \min(\Phi_u, \Phi_u^*) / \Phi_y$ Dónde: $n_{FRP} = E_f / E_c$ $\rho' = A'_s / b.d$</p>	$k = -n(\rho + \rho') - n_{FRP} \rho_f + \sqrt{[(n\rho + n\rho' + n_{FRP} \rho_f)^2 + 2n(\rho + \rho' d'/d) + 2n_{FRP} \rho_f d_f/d]}$	
<p>Paso 14: Chequeo de los esfuerzos de servicio en los materiales:</p> <p>Esfuerzo del acero en servicio: $f_{s,s} = n M_s (d - k.d) / I_{cr}$</p> <p>Esfuerzo del FRP en servicio: $f_{fs} = n_{FRP} M_s (d_f - k.d) / I_{cr} - \epsilon_{bi} E_f$</p>	<p>Dónde la inercia agrietada I_{cr}, se determina por :</p> $I_{cr} = b(kd)^3/3 + n A_s (d - kd)^2 + n A_s' (kd - d')^2 + n_f A_f (d_f - kd)^2$	
	<p>$f_{s,s} = 3046 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>$f_{fs} = 964 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>$f_{s,s} = 0.73 f_y < 0.80 f_y \text{ OK}$</p> <p>$f_{fs} = 0.10 f_{fu} < 0.55 f_{fu} \text{ OK}$</p>	<p>$f_{s,s} = 2761 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>$f_{fs} = 962 \text{ kg/cm}^2$</p> <p>$f_{s,s} = 0.66 f_y < 0.80 f_y \text{ OK}$</p> <p>$f_{fs} = 0.10 f_{fu} < 0.55 f_{fu} \text{ OK}$</p>

Solución 01:

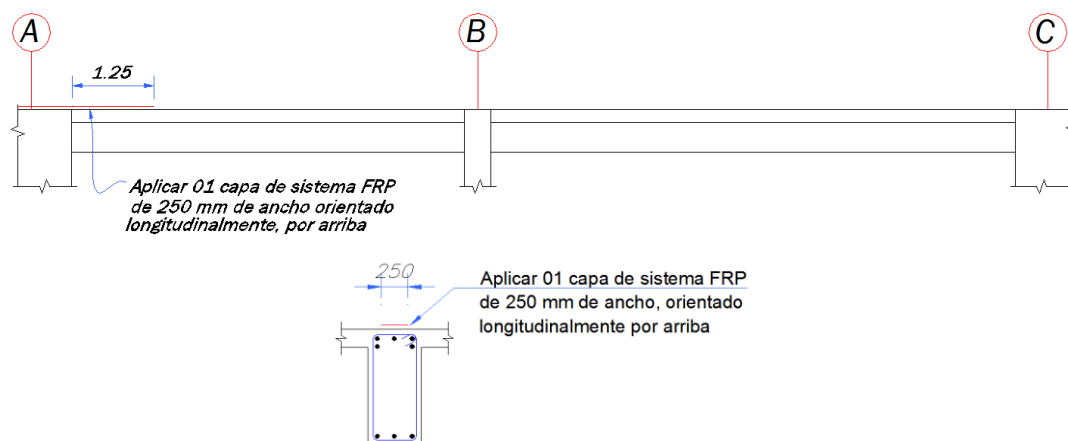


Figura 7.20: Solución 01 – Elevación y Sección transversal del diseño del refuerzo en la zona negativa de viga.

Solución 02:

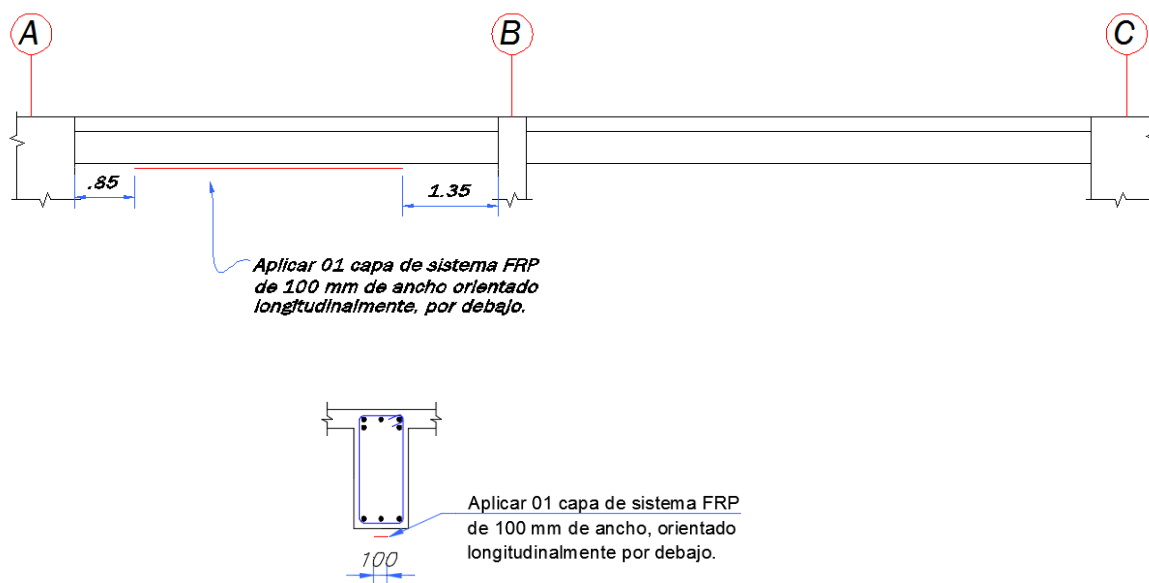


Figura 7.21: Solución 02 – Elevación y Sección transversal del diseño del refuerzo en la zona positiva de viga por redistribución.

En la elevación de la Fig 7.20, se ha trazado la columna como una del último nivel, con el fin de dibujar las soluciones sin el problema de la interrupción de la continuidad del refuerzo FRP por causa de la columna. Sin embargo realmente aparecen elementos que interrumpen la continuidad de los refuerzos externos, sobretodo de los negativos: Columnas, Pisos y revestimientos, tabiquería y muros divisorios. Por ello muchas veces es aconsejable dejar redistribuir el acero de refuerzo en la sección negativa (con cierto nivel de restricción) y reforzar la zona positiva que es la que tomaría tal redistribución de cargas.

En el caso de columnas que interrumpen el paso del refuerzo externo también hay otra solución como el uso de anclajes de FRP o el de aprovechar la losa adyacente a la viga, ver Figs. 7.22 y 7.23. En la Fig. 7.22 se muestra el uso de anclajes de FRP para transmitir la carga en la columna, por desarrollo de anclaje en concreto armado (columna). En la Fig. 124 se distribuye el refuerzo FRP a cada lado de la columna aprovechando la acción de Viga T (Viga y losa maciza).

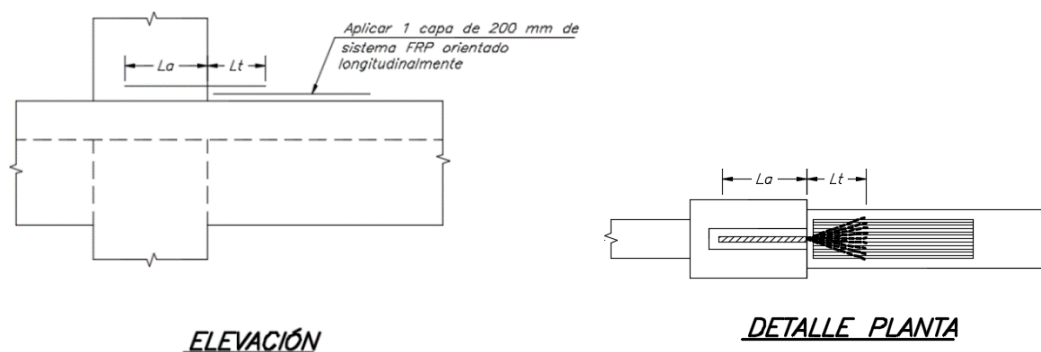


Figura 7.22: Detalle de refuerzo negativo con anclaje de barra de FRP en columna.

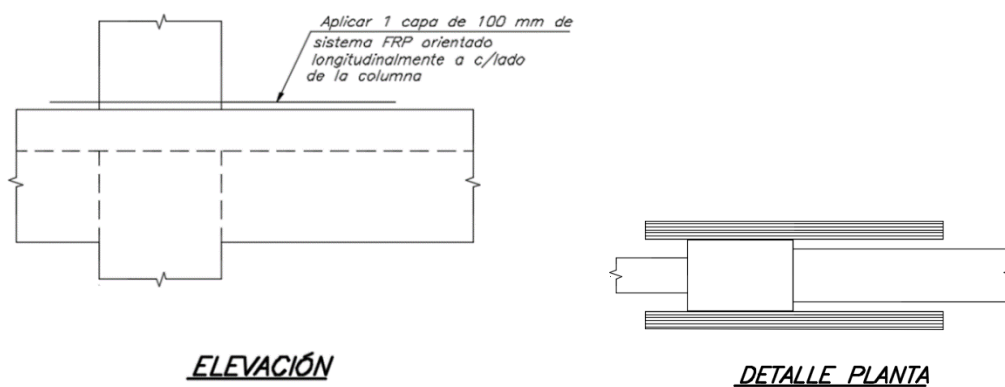


Figura 7.23: Detalle de refuerzo negativo mediante desarrollo del FRP lateralmente a la columna.

Las actividades extras que implican realizar el refuerzo para momento negativo pueden incrementar drásticamente el presupuesto para la ejecución del reforzamiento. A continuación se aprovecha el ejemplo anterior para comparar los gastos aproximados para la ejecución de los refuerzos de ambas soluciones.

Se tiene que el redistribuir los excesos de momento negativo, y reforzar positivos no necesariamente incrementa los costos. El costo dependerá del tipo de acabados del piso (cerámicos, porcelanatos u otros acabados) a intervenir en la zona negativa, que generalmente son los que encarecen este tipo de proyectos. Se recomienda siempre que sea posible, y con ciertas limitaciones, redistribuir los momentos negativos hacia los momentos positivos.

PRESUPUESTO – REFORZAMIENTO DE VIGA DE LA SOLUCIÓN 01						
Refuerzo Negativo de Viga, con Anclaje de FRP.						
Ítem	Descripción	Unidad	Metrado	P.U.	Parcial	Total
1.00	Trabajos Preliminares					207.80
1.01	Movilización de equipos, materiales y herramientas	Glb	1.00	150.00	150.00	
1.02	Protección provisional de área contra el polvo	Glb	1.00	50.00	50.00	
1.03	Trazado y replanteo	m2	0.31	5.00	1.55	
1.04	Retiro de pisos y contrapisos	m2	0.50	12.50	6.25	
2.00	Refuerzo con FRP					96.00
2.01	Tratamiento superficial	m2	0.31	40.00	12.40	
2.02	Instalación de sistema FRP en Vigas	m2	0.31	160.00	49.60	
2.03	Perforación para anclaje $\Phi=3/4"$, L=250 mm	Und	1.00	4.00	4.00	
2.04	Instalación de ancla de FRP $\Phi=5/8"$, L=500 mm	Und	1.00	30.00	30.00	
3.00	Acabados					54.00
3.01	Reposición de contrapisos y pisos	m2	0.50	28.00	14.00	
3.02	Limpieza General	Glb	1.00	40.00	40.00	
	TOTAL COSTO DIRECTO (SIN IGV)					USD \$ 357.80

PRESUPUESTO – REFORZAMIENTO DE VIGA DE LA SOLUCIÓN 02						
Refuerzo Positivo de Viga						
Ítem	Descripción	Unidad	Metrado	P.U.	Parcial	Total
1.00	Trabajos Preliminares					202.66
1.01	Movilización de equipos, materiales y herramientas	Glb	1.00	150.00	150.00	
1.02	Protección provisional de área contra el polvo	Glb	1.00	50.00	50.00	
1.03	Trazado y replanteo	m2	0.38	5.00	1.90	
1.04	Retiro de tarrajes	m2	0.38	5.00	1.90	
2.00	Refuerzo con FRP					76.00
2.01	Tratamiento superficial	m2	0.38	40.00	15.20	
2.02	Instalación de sistema FRP en Vigas	m2	0.38	160.00	60.80	
3.00	Acabados					45.13
3.01	Reposición de tarrajes y pintura	m2	0.38	13.50	5.13	
3.02	Limpieza General	Glb	1.00	40.00	40.00	
	TOTAL COSTO DIRECTO (SIN IGV)					USD \$ 323.79

Ejemplo Aplicativo 02:

Se tienen dos secciones de viga de las mismas dimensiones y calidad de materiales, con la misma configuración de refuerzo externo FRP (Ver Fig. 7.24).

Se requiere colocar un equipo sobre una de estas vigas. Del análisis se tiene que la sección con momento negativo tiene un déficit de demanda de cargas que se muestra en la Tabla G.

En ambas vigas se tiene una distribución diferente de aceros de refuerzo Grado 60 de $\frac{3}{4}$ " (19.1 mm) y de 1" (25.4 mm). Posee un concreto $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$, ambas tienen un refuerzo pre-existente de FRP en la zona negativa de interés. Las cargas que actúan son similares y estas se detallan en la Tabla G.

Se requiere analizar las características de resistencia, modos de falla y ductilidad de ambas vigas, para determinar cuál de ellas es la más adecuada para instalar el equipo deseado. Las características de la viga y las propiedades del sistema FRP utilizados se muestran en la Tabla E y F respectivamente.

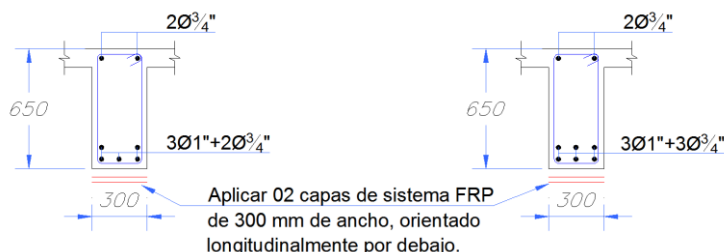


Figura 7.24: Sección 01 (izquierda) y Sección 02 (derecha).

Tabla E: Características de la sección de concreto armado:

Ancho de la viga b	0.30	m
Peralte efectivo d	0.56	m
Altura de la Viga h	0.65	m
f'_c	210	Kg/cm^2
E_c	252,671	Kg/cm^2
f_y	4,200	Kg/cm^2
E_s	2,000,000	Kg/cm^2
As (sección 1)	21.02	cm^2
As (sección 2)	23.88	cm^2

Tabla F: Propiedades reportadas por el fabricante del sistema FRP utilizado:

Número de capas n_f	2	capas
Ancho de cada capa b_f	30.0	cm
Espesor por capa t_f	0.10	cm
Resistencia última a la tensión $*f_{fu}$	10,054	kg/cm^2
Deformación de rotura $*\epsilon_{fu}$	0.010	
Módulo elástico del sistema laminado E_f	976,892	kg/cm^2

Tabla G: Tipos de Cargas y Correspondientes Momentos

Zona	Momento Negativo Sección 01	Momento Negativo Sección 02
Carga	Momento t-m	Momento t-m
M. Dead M_{DL}	10.00	10.50
M.Live M_{LL}	15.00	15.50
M.Quake M_{EQ}	8.00	8.50
Servicio (DL + LL) M_S	25.00	26.00
Límite sin refuerzo (1.1 DL+ 0.75 LL)	22.25	23.18
Carga última proyectada (1.2 DL + 1.6 LL) M_U	36.00	37.40
Carga última proyectada (1.25 (DL+ LL) + 1.0 EQ) M_U	39.25	41.00
Momento resistente sin FRP ΦM_n	38.14	40.92

CAPÍTULO VII

	Solución: CASO A	Solución: CASO B
<p>Paso 01: Cálculo de las propiedades de diseño del sistema FRP. La viga está localizada en un espacio interior y el material a utilizar es del tipo CFRP, según la tabla 9.1 del ACI 440.2R, se sugiere un factor de reducción por exposición al medio de 0.95.</p> $f_{fu} = C_E \cdot f_{fu}^*$ $\epsilon_{fu} = C_E \cdot \epsilon_{fu}^*$	$CE = 0.95$ $f_{fu} = 0.95 \cdot 10,054 = 9552 \text{ kg/cm}^2$ $\epsilon_{fu} = (0.95) \cdot (0.01) = 0.0095 \text{ cm/cm}$	$CE = 0.95$ $f_{fu} = 0.95 \cdot 10,054 = 9552 \text{ kg/cm}^2$ $\epsilon_{fu} = (0.95) \cdot (0.01) = 0.0095 \text{ cm/cm}$
<p>Paso 02: Cálculos Preliminares Propiedades del concreto</p> $\beta_1, \text{ según ACI 318-08.}$ $E_c = 15,100 \sqrt{f'_c}$ <p>Propiedades del acero de refuerzo existente.</p> $\rho_b = 0.85 \beta_1 (f'_c / f_y) (E_s \epsilon_c / E_s \epsilon_c + f_y)$ <p>Propiedades del sistema de refuerzo FRP externamente adherido.</p> $A_f = n_f t_f b_f$ $\rho_f = A_f / b \cdot d$	$\beta_1 = 1.05 - 0.05 f'_c / 70 = 0.85$ $E_c = 15,100 \sqrt{280} = 218820 \text{ kg/cm}^2$ $\rho = A_s / b \cdot d = 1.25\%$ $\rho_b = 2.13\%$ $n_f = 2$ $b_f = 30 \text{ cm}$ $A_f = (1 \text{ capa}) \cdot (0.1 \text{ cm/capa}) \cdot (10 \text{ cm}) = 6.00 \text{ cm}^2$ $\rho_f = 0.36\%$	$\rho = A_s / b \cdot d = 1.42\%$ $\rho_b = 2.13\%$ $n_f = 2$ $b_f = 30 \text{ cm}$ $A_f = (1 \text{ capa}) \cdot (0.1 \text{ cm/capa}) \cdot (10 \text{ cm}) = 6.00 \text{ cm}^2$ $\rho_f = 0.36\%$
<p>Paso 03: Determinar el estado de deformación existente en la superficie. Este nivel de deformación se calcula asumiendo una viga agrietada, donde sólo actúan las cargas muertas durante la instalación del</p> $\epsilon_{bi} = M_{DL} (d_f K d) / I_{cr} E_c$	<p>Relación de Módulos</p> $n = E_s / E_c = 9.14$ <p>Cuantía de acero de refuerzo</p> $\rho = A_s / b \cdot d = 1.25\%$ $k = -\rho n + \text{Raiz}((\rho n)^2 + 2\rho n) = 0.38$ <p>Inercia Agrietada I_{cr}</p> $I_{cr} = b(kd)^3 / 3 + n A_s (d - kd)^2 = 331168 \text{ cm}^4$ $\epsilon_{bi} = 0.00060$	<p>Relación de Módulos</p> $n = E_s / E_c = 9.14$ <p>Cuantía de acero de refuerzo</p> $\rho = A_s / b \cdot d = 1.42\%$ $k = -\rho n + \text{Raiz}((\rho n)^2 + 2\rho n) = 0.40$ <p>Inercia Agrietada I_{cr}</p> $I_{cr} = b(kd)^3 / 3 + n A_s (d - kd)^2 = 362314 \text{ cm}^4$ $\epsilon_{bi} = 0.00057$
<p>Paso 04: Determinar la deformación de diseño del Sistema FRP. La deformación de diseño para una falla por delaminación ϵ_{dl}.</p> $\epsilon_{dl} = 0.1323 \sqrt{f'_c / (n E_r t_f)} \leq 0.9 \epsilon_{fu}$	$0.1323 \sqrt{f'_c / (n E_r t_f)} = 0.0043$ $0.9 \epsilon_{fu} = 0.0086$ $\epsilon_{dl} = 0.0043$	$0.1323 \sqrt{f'_c / (n E_r t_f)} = 0.0043$ $0.9 \epsilon_{fu} = 0.0086$ $\epsilon_{dl} = 0.0043$

<p>Paso 05: <i>Predicción del Modo de falla</i></p> <p>Falla A ó B: Fluencia del acero de refuerzo seguido de falla en el FRP. $\rho_f < \rho_{fb}$ <i>si $\epsilon_{fd} = 0.9 \epsilon_{fu}$ - Falla A</i> <i>si $\epsilon_{fd} < 0.9 \epsilon_{fu}$ - Falla B</i></p> <p>Falla C: Fluencia del acero de refuerzo interior hasta aplastamiento del concreto sin falla del FRP. $\rho_{fb} \leq \rho_f < \rho_{fb,c}$</p> <p>Falla D: Aplastamiento del concreto sin fluencia o falla en el FRP. $\rho_f \geq \rho_{fb,c}$</p>	<p>Para identificar Fallas A, B: $\rho_{fb} = (0.85 \beta_1 f_c d_f) * (\epsilon_{cu}) / (E_f \epsilon_{fd} d (\epsilon_{cu} + \epsilon_{fd} + \epsilon_{bi})) - \rho_s f_y / E_f \epsilon_{fd}$</p> <p>Para identificar Fallas C, D: $\rho_{fb,c} = (0.85 \beta_1 f_c) * (\epsilon_{cu}) / (E_f \epsilon_{fc} (\epsilon_{cu} + \epsilon_y)) - \rho_s f_y / E_f \epsilon_{fc}$</p> <p>Dónde: $\epsilon_{fc} = \epsilon_{cu} (d_f - c) / c - \epsilon_{bi}$; $c = \epsilon_{cu} \cdot d / (\epsilon_{cu} + \epsilon_y)$</p>	<p>$\rho_{fb} = 0.33\%$ $\rho_f > \rho_{fb}$</p> <p>$\rho_{fb,c} = 1.65\%$ $\rho_f < \rho_{fb,c}$</p> <p>Para la configuración propuesta de 02 capas de 30 cm del sistema FRP, se predice una falla del Modo C.</p>
<p>Paso 06: Estimar la altura del bloque de compresión c.</p> <p>Por medio de un proceso iterativo como el punto medio se procede a calcular un valor de c que cumpla razonablemente con el equilibrio de cargas.</p>	<p>Luego de realizar 10 iteraciones por el método del punto medio, con c comprendido entre (0.05 y 1.00) de "d", se ha obtenido:</p> <p>$c = 25.13$ cm</p> <p>Se chequeará el equilibrio como demostración del método. Ver pasos 06 al 10.</p>	<p>Luego de realizar 10 iteraciones por el método del punto medio, con c comprendido entre (0.05 y 1.00) de "d", se ha obtenido:</p> <p>$c = 27.11$ cm</p> <p>Se chequeará el equilibrio como demostración del método. Ver pasos 06 al 10.</p>
<p>Paso 07: Determinar el nivel de deformación en el sistema FRP: Falla Concreto: $\epsilon_{fc} = 0.003(d_f - c) / c - \epsilon_{bi} \leq \epsilon_{fd}$ Controla FRP: $\epsilon_{fc} = \epsilon_{fd}$</p> <p>Si controla el FRP, ϵ_c debe calcularse: $\epsilon_c = (\epsilon_{fc} + \epsilon_{bi}) c / (d_f - c)$ (falla FRP)</p>	<p>Suponiendo falla del concreto $\epsilon_{fc} = 0.0042$</p> <p>Suponiendo falla del FRP $\epsilon_{fc} \leq 0.0043$</p> <p>Entonces: $\epsilon_{fc} = 0.0042$ <i>Controla la falla del Concreto</i></p> <p>Luego $\epsilon_c = 0.0030$</p>	<p>Suponiendo falla del concreto $\epsilon_{fc} = 0.0036$</p> <p>Suponiendo falla del FRP $\epsilon_{fc} \leq 0.0043$</p> <p>Entonces: $\epsilon_{fc} = 0.0036$ <i>Controla la falla del Concreto</i></p> <p>Luego $\epsilon_c = 0.0030$</p>
<p>Paso 08: Cálculo de la deformación en el acero de refuerzo existente. Falla FRP: $\epsilon_s = (\epsilon_{fc} + \epsilon_{bi}) (d - c) / (d_f - c)$</p> <p>Calcular el nivel de esfuerzos en el acero de refuerzo y en el FRP.</p> <p>$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y$</p> <p>$f_{fe} = E_f \epsilon_{fc}$</p>	<p>Deformación en el acero durante la falla del FRP: $\epsilon_s = 0.0037$</p> <p>$f_s = 4200$ kg/cm²</p> <p>$f_{fe} = 4060$ kg/cm²</p>	<p>Deformación en el acero durante la falla del FRP: $\epsilon_s = 0.0032$</p> <p>$f_s = 4200$ kg/cm²</p> <p>$f_{fe} = 3543$ kg/cm²</p>

CAPÍTULO VII

<p>Paso 09: Calcular las características esfuerzo - deformación del concreto. Los factores del concreto se calcularán usando ACI 318-08. Los factores se basan en la distribución parabólica del esfuerzo-deformación para el concreto. $\beta_1 = (4\epsilon'_c - \epsilon_c) / (6\epsilon'_c - 2\epsilon_c)$$\alpha_1 = (3\epsilon'_c \epsilon_c - \epsilon_c^2) / (3\beta_1 \epsilon_c^2)$ Dónde ϵ'_c es la deformación correspondiente a f'_c : $\epsilon'_c = 1.7 f'_c / E_c$</p>	<p>$\epsilon'_c = 0.0016$</p> <p>$\beta_1 = 0.93$</p> <p>$\alpha_1 = 0.76$</p>	<p>$\epsilon'_c = 0.0016$</p> <p>$\beta_1 = 0.93$</p> <p>$\alpha_1 = 0.76$</p>
<p>Paso 10: Calcular las fuerzas internas y chequear el equilibrio interno de cargas. <u>Concreto:</u> $C_c = \alpha_1 f'_c \beta_1 c b$ <u>Acero:</u> $T_s = A_s f_s$ <u>Fibras FRP:</u> $T_f = A_f f_{fk}$ Finalmente la sumatoria de cargas debe ser cero, o con un error mínimo: $\sum F \approx 0$</p>	<p>La fuerza de compresión en el concreto: $C_c = \alpha_1 f'_c \beta_1 c b = 112637 \text{ kg}$</p> <p>$T_s = A_s f_s = 88284 \text{ kg}$</p> <p>$T_f = A_f f_{fk} = 24360 \text{ kg}$</p> <p>$\text{error} = \sum F = -7 \text{ kg}$</p> <p>$\text{error} = -0.01 \text{ t}$</p> <p>Se asume que es un error aceptable para la precisión esperada 0.01 t, y que el equilibrio está satisfecho, en caso contrario, se debe seguir iterando los valores de "c", hasta cumplir con el equilibrio.</p>	<p>La fuerza de compresión en el concreto: $C_c = \alpha_1 f'_c \beta_1 c b = 121532 \text{ kg}$</p> <p>$T_s = A_s f_s = 100296 \text{ kg}$</p> <p>$T_f = A_f f_{fk} = 21258 \text{ kg}$</p> <p>$\text{error} = \sum F = -22 \text{ kg}$</p> <p>$\text{error} = -0.02 \text{ t}$</p> <p>Se asume que es un error aceptable para la precisión esperada 0.01 t, y que el equilibrio está satisfecho, en caso contrario, se debe seguir iterando los valores de "c", hasta cumplir con el equilibrio.</p>
<p>Paso 11: Calcular las contribuciones a la resistencia por flexión:</p> <p>Contribución del acero: $Mn_s = A_s f_s (d - \beta_1 c / 2)$</p> <p>Contribución del FRP: $Mn_f = A_f f_{fk} (d_f - \beta_1 c / 2)$</p>	<p>$Mn_s = 39.3 \text{ t-m}$</p> <p>$Mn_f = 13.0 \text{ t-m}$</p>	<p>$Mn_s = 43.8 \text{ t-m}$</p> <p>$Mn_f = 11.1 \text{ t-m}$</p>
<p>Paso 12: Cálculo de la resistencia a la flexión de la sección.</p> <p>Selección del factor de reducción:</p> <p>Para $\epsilon_s \geq 0.005$ $\Phi = 0.90$</p> <p>Para $\epsilon_y < \epsilon_s < 0.005$ $\Phi = 0.65 + 0.25 (\epsilon_s - \epsilon_y) / (0.005 - \epsilon_y)$</p> <p>Para $\epsilon_s \leq \epsilon_y$ $\Phi = 0.65$</p> <p>Selección del factor ψ_f: $\psi_f = 0.85$</p> <p>$\Phi Mn = \Phi (Mn_s + \psi_f Mn_f)$</p>	<p>Factores de reducción:</p> <p>$\phi = 0.79$</p> <p>$\psi_f = 0.85$</p> <p>$\phi Mn = \phi (Mn_s + \psi_f Mn_f) = 39.8 \text{ t-m}$</p>	<p>Factores de reducción:</p> <p>$\phi = 0.75$</p> <p>$\psi_f = 0.85$</p> <p>$\phi Mn = \phi (Mn_s + \psi_f Mn_f) = 39.8 \text{ t-m}$</p>

<p>Paso 13: Comparación de curvaturas de la sección sin y con FRP:</p> <p><u>Ductilidad sin FRP:</u> Factor de calculo de inercia y eje neutro: $k = -\rho n + \sqrt{((\rho n)^2 + 2 \rho n)}$ Curvatura durante la fluencia del acero: $\Phi_y = (f_y / E_s) / (d (1-k))$ Curvatura durante aplastamiento $\Phi_u = (\epsilon_c \beta_1) / (a)$ Factor de ductilidad sin FRP $\mu = \Phi_u / \Phi_y$</p> <p><u>Ductilidad con FRP</u> Factor de calculo de inercia y eje neutro: k Curvatura durante la fluencia del acero: $\Phi_y = (f_y / E_s) / (d (1-k))$ Curvatura durante aplastamiento $\Phi_u = \epsilon_c / c$ Curvatura durante la delaminación FRP: $\Phi_u^* = (\epsilon_{gi} + \epsilon_{bi}) / (d_f - c)$ Factor de ductilidad sin FRP $\mu = \min(\Phi_u, \Phi_u^*) / \Phi_y$ Dónde: $n_{FRP} = E_f / E_c$ $\rho_f = A_f / b.d$</p>			
		$k = 0.38$ $\Phi_y = 5.99E-05 \text{ 1/cm}$ $\Phi_u = 1.55E-04 \text{ 1/cm}$ $\mu = 2.6$	$k = 0.40$ $\Phi_y = 6.18E-05 \text{ 1/cm}$ $\Phi_u = 1.36E-04 \text{ 1/cm}$ $\mu = 2.2$
	$k = -n(\rho+\rho')-n_{FRP} \rho_f + \sqrt{[(n\rho+n\rho'+n_{FRP} \rho_f)^2 + 2n(\rho+\rho'+n_{FRP} \rho_f)d]+2n_{FRP} \rho_f d_f/d}$		
	$k = 0.41$ $\Phi_y = 6.29E-05 \text{ 1/cm}$ $\Phi_u = 1.19E-04 \text{ 1/cm}$ $\Phi_u^* = 1.24E-04 \text{ 1/cm}$ $\mu = 1.9$		$k = 0.42$ $\Phi_y = 6.46E-05 \text{ 1/cm}$ $\Phi_u = 1.11E-04 \text{ 1/cm}$ $\Phi_u^* = 1.29E-04 \text{ 1/cm}$ $\mu = 1.7$
<p>Paso 14: Chequeo de los esfuerzos de servicio en los materiales:</p> <p>Esfuerzo del acero en servicio: $f_{s,s} = n M_s (d - kd) / I_{cr}$</p> <p>Esfuerzo del FRP en servicio: $f_{f,s} = n_{FRP} M_s (d_f - kd) / I_{cr} - \epsilon_{bi} E_f$</p>	<p>Dónde la inercia agrietada I_{cr}, se determina por :</p> $I_{cr} = b(kd)^3/3 + n A_s (d - kd)^2 + n A_s' (kd - d')^2 + n_f A_f (d_f - kd)^2$		
	$f_{s,s} = 1950 \text{ kg/cm}^2$ $f_{f,s} = 612 \text{ kg/cm}^2$		$f_{s,s} = 1831 \text{ kg/cm}^2$ $f_{f,s} = 582 \text{ kg/cm}^2$
	$f_{s,s} = 0.46 f_y < 0.80 f_y \text{ Ok}$ $f_{f,s} = 0.06 f_{fu} < 0.55 f_{fu} \text{ Ok}$		$f_{s,s} = 0.44 f_y < 0.80 f_y \text{ Ok}$ $f_{f,s} = 0.06 f_{fu} < 0.55 f_{fu} \text{ Ok}$

Resumen de resultados:

Característica	Sección 01	Sección 02
Momento último – M_u (t-m)	39.25	41.00
Momento resistente sin FRP – ϕM_n (t-m)	38.14	40.92
Momento resistente con FRP – ϕM_n (t-m)	39.80	39.80
Deformación en el acero de refuerzo en la falla (ϵ_s)	0.0037	0.0032
Ductilidad con FRP (μ)	1.9	1.7

La sección 01 es la que ganó más resistencia nominal reducida, de acuerdo a los criterios de resistencia del ACI 318, y entre ambas opciones es la que posee mayor ductilidad ($\mu=1.9$).

Al hacer el cálculo del esfuerzo en el concreto en estado de servicio ($f_{c,s} = M_s k.d / I_{cr}$) se encuentra que está en el orden del 70%, lo cual es considerablemente alto para el servicio. En estos casos se puede considerar mejorar la capacidad de compresión de la viga mediante un refuerzo por confinamiento del concreto, donde las fibras se orientan de manera transversal al eje de la viga.

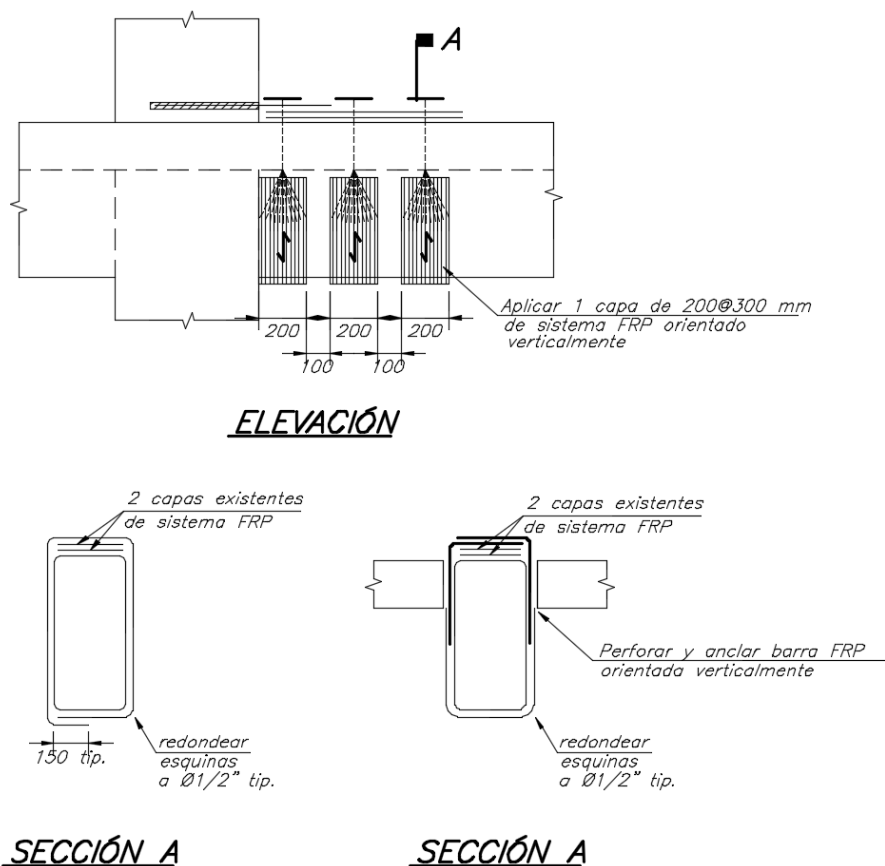


Figura 7.25: Elevación y detalle de refuerzo adicional por confinamiento con FRP para mejorar resistencia a la compresión.

En la Fig. 7.25, el detalle del refuerzo adicional por confinamiento con FRP de la sección a la izquierda es el caso ideal, donde la viga no posee losa que interrumpa el refuerzo; sin embargo la existencia de losa es usual. En estos casos se puede utilizar anclajes de FRP para atravesar la losa y dar continuidad al confinamiento, como en la sección A de la derecha.

CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El objetivo principal de la presente investigación fue implementar una herramienta numérica para obtener la respuesta a flexión de un elemento viga de concreto armado reforzada externamente con sistema FRP. A través de esta herramienta fue posible identificar las cuantías de refuerzo externo FRP, y las características más adecuadas para obtener un comportamiento favorable desde el punto de vista sismo-resistente.

La parte experimental complementaria del presente informe permitió validar el modelo numérico en cuanto a la forma de la respuesta, así como en cuanto a las características de ductilidad, resistencia y deformación.

Una vez que fueron obtenidos los diferentes resultados se estudiaron las características principales relacionadas con el aspecto sismo-resistente a fin de estudiar la factibilidad del uso de materiales compuestos de FRP en el reforzamiento de vigas de concreto armado.

8.1 Conclusiones

8.1.1 Conclusiones acerca del modelo numérico implementado:

- Fue posible obtener un modelo numérico implementado mediante el empleo de elementos tipo MS, de relaciones constitutivas de los materiales y del método de solución no-lineal incremental iterativo.
- El parámetro más importante para evaluar una respuesta numérica Multi-resorte de tipo Momento vs curvatura en vigas de concreto armado externamente reforzadas con FRP ha sido la longitud del elemento inelástico (H), que varía con la fluencia del acero de refuerzo por el cambio importante en la rigidez axial del mismo.
- Se propusieron expresiones referenciales para estimar la longitud de elemento inelástico (H), en base a la rigidez axial del refuerzo interno y externo, y para los casos de no fluencia o fluencia del acero de refuerzo.
- El modelo permitió obtener características de la respuesta, resistencia, ductilidad y factor de deformabilidad similares a los obtenidos en ensayos.
- Los modelos numéricos del tipo MS, que cumplen con los requisitos de equilibrio, compatibilidad y convergencia, son confiables para obtener respuestas numéricas de elementos de concreto armado.

8.1.2 Conclusiones acerca de los estudios experimentales:

- A partir de la data experimental obtenida para el presente estudio se han elaborado gráficos de Momento-curvatura para los respectivos experimentos, que permiten apreciar el modo de respuesta y falla de cada elemento ensayado.

- El modo de falla de los elementos ensayados corresponde al modo de falla B, de delaminación en el extremo y/o desprendimiento del refuerzo FRP en el centro de luz, que luego se extiende a uno o ambos extremos.
- En general la resistencia final de los elementos estuvo por encima de la resistencia calculada en concordancia a la Guía del Comité ACI 440.2R-08, en un promedio de 30% de la resistencia esperada. Esto está acorde a la filosofía de diseño propuesta por la Guía mencionada.
- Los ensayos con una configuración que incluía anclajes en U en los extremos, en general, demostraron un incremento de resistencia mayor a los ensayos sin anclaje U extremo. Esto es compatible con lo indicado por la guía para el diseño, construcción y control de calidad de miembros de concreto externamente reforzados con FRP de China (CECS-146 (2003)), que señala hasta un 30% de incremento en la deformación por delaminación del FRP, que en consecuencia produce un incremento en la resistencia a flexión final.

8.1.3 Conclusiones acerca del comportamiento experimental obtenido:

- El factor de ductilidad obtenido para los ensayos varía dependiendo de la configuración en cuanto al número de capas, así como también para la rigidez del sistema FRP de refuerzo aplicado.
- El número de capas tiene una incidencia contraria en cuanto al factor de ductilidad así como también al factor de deformabilidad, influyendo de forma inversamente proporcional.
- Tanto la ductilidad y el factor de deformabilidad dan buenos resultados para medir la capacidad de deformación de un elemento viga de concreto externamente reforzado con FRP.
- Un control de falla del acero de refuerzo por tensión ($\epsilon_s \geq 0.005$) en vigas de concreto externamente reforzadas, se puede obtener mediante un diseño del refuerzo externo que proporcione una ductilidad $\mu > 2.2$.
- Del estudio de los ensayos MB: una capa de refuerzo flexible CF-130 con cuantía de FRP $\rho_f = 0.04\%$, produjo un factor de ductilidad μ de 3.1 a 4.3. Mientras que dos capas del mismo refuerzo, con la misma cuantía de FRP produjo una ductilidad experimental en el orden de 2.2 a 2.9.
- Del estudio de los ensayos MB: una capa de refuerzo flexible CF-130 con cuantía de FRP $\rho_f = 0.04\%$, produjo un factor de deformabilidad FD experimental de 3.1 a 4.0. Mientras que dos capas del mismo refuerzo, con la misma cuantía de FRP produjo un factor de deformabilidad FD experimental en el orden de 2.1 a 2.5.

- Del estudio de los ensayos SK: una capa de refuerzo rígido Carbodur S12 con cuantía de FRP $\rho_f = 0.09\%$ y 0.17% , produjo un factor de ductilidad experimental μ de 1.2 a 1.4.
- Del estudio de los ensayos SK: una capa de refuerzo rígido Carbodur S12 con cuantía de FRP $\rho_f = 0.09\%$ y 0.17% , produjo un factor de deformabilidad experimental FD de 1.0 a 1.5.

8.1.4 Conclusiones acerca de la modificación del comportamiento de Flexión, por la inclusión de un sistema de refuerzo externo tipo FRP:

- La inclusión de un sistema de refuerzo exterior de FRP en una viga dúctil de concreto armado origina una modificación en el comportamiento de la sección, específicamente en las siguientes tres características: un incremento de resistencia a la flexión, reducción de la curvatura última y modificación del modo de falla.
- El comportamiento final obtenido al reforzar una viga de concreto armado dependerá principalmente de la cuantía de acero de refuerzo existente, la cuantía de refuerzo externo FRP colocado, la rigidez axial del sistema FRP a aplicarse, así como la calidad del concreto de la sección. Otros factores que pueden afectar son el refuerzo de acero por compresión y el uso de refuerzos FRP transversales en U, entre otros.
- En secciones de vigas de concreto armado, donde se adicione una cantidad de refuerzo exterior de FRP (ρ_f) menor a la cuantía balanceada por fibra (ρ_{fb}) se pueden obtener secciones dúctiles, con un tipo de falla controlado por el FRP, del tipo A o B dependiendo de la deformación efectiva final en el FRP.
- En secciones de vigas de concreto armado, donde se adicione una cantidad de refuerzo exterior de FRP (ρ_f) superior a la cuantía balanceada por Fibra (ρ_{fb}), pero a la vez menor que la cuantía de refuerzo exterior FRP de control del modo C ($\rho_{fb,C}$), aún se pueden obtener secciones con falla del acero de refuerzo en la zona de transición o en la zona de control por tensión, con un tipo de falla controlado por la fluencia del refuerzo seguido por aplastamiento del concreto y sin falla del FRP.
- En secciones de vigas de concreto armado, donde se adicione una cantidad de refuerzo exterior de FRP (ρ_f) superior a la cuantía de refuerzo exterior FRP de control del modo C ($\rho_{fb,C}$), se obtienen secciones en las que la falla estará controlada por aplastamiento del concreto.
- El modo de falla de los ensayos de la data disponible concuerda con el previsto por la verificación de las cuantías de refuerzo: $\rho_f < \rho_{fb}$, y corresponden al Modo de Falla B: fluencia del refuerzo seguido por el despegue o delaminación del sistema FRP.

- Se ha podido corroborar las expresiones propuestas en la presente investigación del modo de falla A, B y C, mediante la ejecución de nuevos ensayos experimentales.

8.1.5 Conclusiones acerca del diseño para lograr un mejor desempeño en el comportamiento:

- El diseño sísmico de elementos de refuerzos externos con sistema FRP debería orientarse en lograr diseños que resulten con suficiente ductilidad de deformación y evitando en lo posible secciones frágiles o controladas por falla del concreto, o secciones controladas por el concreto pero que permanezcan en estado elástico con suficiente capacidad de deformación. Este objetivo se puede alcanzar mediante el uso adecuado de factores de reducción de capacidad por control del acero de refuerzo como los recomendados por la norma ACI 318. Este método de diseño puede ser mejorado mediante el suministro de confinamiento adicional con el uso de bandas transversales externas de sistema FRP.
- La investigación ha permitido estimar las características y las cuantías de refuerzo con FRP externo, que permiten obtener diseños de vigas con adecuadas capacidades de disipación de energía.
- Al reforzar secciones de vigas con sistemas FRP, donde se prevean grandes deformaciones es muy recomendable emplear sistemas de refuerzo flexibles, empleando una configuración del sistema que permita un modo de falla A o B y en lo posible dándole una ductilidad y factor de deformabilidad mayor a 2.2, que a su vez da lugar a una falla controlada por tensión del acero de refuerzo. Para verificaciones de este comportamiento, se pueden utilizar las expresiones tanto de cuantías de refuerzo balanceado (ρ_{fb}), así como de ductilidad teórica (μ) desarrolladas en la presente investigación.
- Utilizar diseños gobernados por modos de falla A o B permite obtener ductilidades del orden de 1.3 a 4.0. En secciones de vigas con cuantía de refuerzo $\rho_s < 0.80\%$ y concretos de 21 y 28 MPa, donde el producto del refuerzo FRP por la rigidez axial del sistema FRP ($\rho_f \cdot n_f \cdot t_f \cdot E_f$) a utilizar es menor a 200 MPa-mm, permitirá obtener un control de la falla del refuerzo en zona de tensión, con ductilidades del orden de 2.4 a más.
- En secciones con cuantías de acero de refuerzo pre-existente $\rho_s \geq 1.00\%$ y calidad del concreto de 21 MPa, no es factible obtener secciones dúctiles al reforzar externamente con FRP. Se debe evitar estos refuerzos en zonas donde se prevean elevados esfuerzos o deformaciones en zonas de alto riesgo sísmico.
- En secciones con cuantías de acero de refuerzo pre-existente $\rho_s \geq 1.00\%$ y calidad del concreto de 28 MPa, es factible obtener, de forma limitada, secciones dúctiles al reforzar externamente con FRP.

8.2 Recomendaciones

- Mejorar el desarrollo de la deformación unitaria de despegue o delaminación del FRP (ϵ_{fd}) permite la inclusión de mayores cuantías de FRP manteniéndolos en modos de falla A o B muy deseables, obteniendo secciones dúctiles y más resistentes. Se recomienda investigar técnicas efectivas que mejoren el desarrollo de mayores deformaciones de diseño como el uso de refuerzos transversales en vigas, ya sea por medio de refuerzos transversales en U o cerrados, así como otras técnicas, como el uso de anclajes.
- La aplicación de sistemas de FRP rígidos con una cuantía de FRP menor a la balanceada puede originar modos de falla controlados en la zona de transición. Se debe estudiar el mejoramiento de estos sistemas rígidos mediante el uso de anclajes U a lo largo del refuerzo u otras configuraciones o detalles para mejorar la deformabilidad e ingresar fallas controladas por tensión, más deseables.
- Se sugiere estudiar el comportamiento de refuerzos externos FRP en vigas bajo acciones dinámicas de flexión en carga, descarga y reversa. Actualmente existe escasa investigación sobre el comportamiento de secciones reforzadas externamente con FRP bajo acciones dinámicas. Investigaciones como la realizada por Mukherjee y Joshi (2005) han llegado a conclusiones favorables y con ciertas limitaciones para el refuerzo externo con FRP bajo acciones dinámicas. Los avances en este aspecto aún se encuentran a nivel de sugerencias para el detallado, entre las que se tienen: uso de refuerzos transversales cerrados (camisas) de FRP adicionales, para prevenir fallas por pandeo de la platina o banda durante la compresión, y no considerar su aporte a la resistencia en compresión del refuerzo externo. Mukherjee y Joshi (2005) estudiaron la degradación de la rigidez de compuestos FRP bajo cargas cíclicas, obteniendo una tasa alta de degradación lo cual es un comportamiento deseable. Se recomienda usar las cuantías de refuerzo FRP indicadas en la presente tesis para complementar una investigación en cuanto al comportamiento bajo acciones dinámicas.
- En los ensayos realizados se ha corroborado que una vez falla el material FRP de refuerzo externo, la rigidez cae drásticamente y se pierde parte de la resistencia. Sin embargo, la sección aún es capaz de sostener cargas (menores a las de la carga de falla). Esta carga es similar al momento resistente de la sección sin refuerzo FRP. Se presume que los modos dominados por la falla del FRP son seguros en cuanto a que a pesar de que ocurra una falla del FRP, el elemento degradará en resistencia y retornará a la rigidez que tendría sin FRP, con un momento resistente similar al que tuviese sin el refuerzo externo. Los momentos flectores en este caso se redistribuirán, si es posible, a otras secciones por la falta de rigidez del elemento post falla. Nuevos estudios podrían estar conducidos a analizar el comportamiento Momento-curvatura post falla del FRP y verificar cuan dúctiles y estables son los sistemas posteriores a este punto.

BIBLIOGRAFÍA

1. **ACI Comité 318.** (2011). “ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete”.
2. **ACI Comité 440.** (1996). “ACI 440-R96: State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures”.
3. **ACI Comité 440.** (2008). “ACI 440-2R-08: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures”.
4. **Arduini M. y Nanni A.** (1997). “Behavior of Pre-Cracked RC Beams Strengthened with Carbon FRP Sheets”. ASCE Journal of Composites in Construction, V 1 No 2.
5. **Baca E. y Espinoza C.** (2005). “Reforzamiento de Estructuras con Fibras de Carbono”. Tesis de Grado. Universidad Ricardo Palma. Facultad de Ingeniería. Lima.
6. **Bank L.** (2006). “Composites for Construction: Structural Design with FRP Materials”. 1ra Edición. John Wiley & Sons, Inc. New York.
7. **Belarbi H., y Hsu T. C. C.** (1994). “Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete”. ACI Structural Journal. Tittle 91-S4.
8. **CECS-146.** (2003). “Technical specification for strengthening concrete structures with carbon fiber reinforced polymer laminate”. China Association for Engineering Construction Standardization. Beijing.
9. **Colotti V.** (1993). “Shear behavior of RC structural walls”. ASCE Journal of Structural Engineering Tittle 119-S3.
10. **Corley G.** (1966). “Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams”. ASCE Journal of the Structural Division. Tittle 92(ST5).
11. **Einea A., Alshamsi A. y Bushlaibi A.** (1999). “Long-Term Behavior of Beams Reinforced with Fiber Reinforced Polymer Bars”. Fourth International Symposium on fiber reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures. Baltimore, Maryland.
12. **El-Tawil S., Ogunc C., Okeil A. M. y Shahawy M.** (2001), “Static and Fatigue Analyses of RC Beams Strengthened with CFRP Laminates”. ASCE Journal of Composites for Construction. V. 5, No. 4.

13. **Fajfar P., y Fischinger M.** (1990). "Mathematical modeling of RC structural walls for nonlinear seismic analysis". Proceedings, European Conference on Structural Dynamics (2). Bochum.
14. **Faza S. S. y GangaRao H. V. S.** (1993). "Theoretical and experimental correlation of behavior of concrete beams reinforced with fiber reinforced plastic rebars". Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures. SP-138, MI: American Concrete Institute. Farmington Hills.
15. **Fischinger M., Vidic T. y Fajfar P.** (1992). "Nonlinear seismic analysis of structural walls using the multiple-vertical-line-element model. In H. Krawinkler, and P. Fajfar (eds.): Nonlinear Seismic Analysis of RC Buildings". Elsevier Science Publishers Ltd. London and New York. Bled, Eslovenia.
16. **GangaRao H. V. S. y Vijay P. V.** (1999). "Draft design guidelines for concrete beams externally strengthened with FRP". NIST Workshop on Standards Development for the Use of Fiber Reinforced Polymers for the Rehabilitation of Concrete and Masonry Structures. NISTIR 6288. Title 3.
17. **Gangarao H., Taly N. & Vijay P.** (2007). "Reinforced Concrete Design with FRP Composites". 1ra Edición. Taylor & Francis Group LLC. Boca Ratón.
18. **Hakuta F., Tanamo H. y Masuda Y.** (1998). "Study on Durability of Continuous Fiber Bar. Fourth International Symposium on fiber reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures". Baltimore, Maryland.
19. **Kachlakev D., Green B., y Barnes W.** (2000). "Behavior of Concrete Specimens Reinforced with Composite Materials – Laboratory Study". Final Report, Oregon Department of Transportation and US Department of Transportation Federal Highway Administration. Corvallis, Oregon.
20. **Kent D. C. y Park R.** (1971). "Flexural members with confined concrete". ASCE Journal of the Structural Division. Tittle 97-ST7.
21. **Mattock A. H.** (1967). "Discussion of Rotational capacity of concrete beams, by Corley". W. ASCE Journal of the Structural Division. Tittle 93(2).
22. **McGuire W., Gallagher R. y Ziemian R.** (2000). "Matrix Structural Analysis". 2da Edición. John Wiley & Sons, Inc. New York.
23. **Mukherjee A., Joshi M.** (2005). "FRPC reinforced beam-column joints under cyclic excitation". ASCE Journal Composite Structures. Title 70.
24. **Nanni A. y Gold W.** (1998). "Strength Assessment of External FRP Reinforcement". Concrete International. V 20 N°6.

25. **Orakcal K., Massone L. y Wallace J.** (2006). "Analytical Modeling of Reinforced Concrete Walls for Predicting Flexural and Coupled Shear-Flexural Responses". Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER report 2006/07. University of California. Berkeley.
26. **Panagiotakos T. y Fardis M.** (1999). "Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate". ACI Structural Journal. Tittle 98-S13.
27. **Park R. y Paulay T.** (1975). "Reinforced concrete structures". 1ra Edición. Jhon Wiley & Sons Inc. New York.
28. **Priestley M. J. N. y Park R.** (1987). "Strength of ductility of concrete bridge columns under seismic loading". ACI Structural Journal. Tittle 84-S1.
29. **Priestley M. J. N., Seible F. y Calvi G. M.** (1996). "Seismic Design and Retrofit of Bridges". 1ra Edición. John Wiley & Sons, Inc. New York.
30. **Proaño R.** (2011). "Comportamiento de Vigas de concreto armado reforzadas externamente con Platinas de Fibras de Carbono". Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Ingeniería. Facultad de Ingeniería Civil. Lima.
31. **Reed C. E., Peterman R. J. y Rasheed H. A.** (2005). "Evaluating FRP Repair Method for Cracked Prestressed Concrete Bridge Members Subjected to Repeated Loadings (phase 1)". KTRAN Report. K-TRAN: KSU-01-2, Kansas Department of transportation.
32. **Scott B. D., Park R. y Priestley M. J. N.** (1982). "Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates". ACI Structural Journal. Tittle 79- ST1.
33. **Spadea G., Swamy R. N. y Bencardino F.** (1998). "Ductility or Deformability? Reinforced Concrete Beams Strengthened with Externally Bonded Carbon Fiber Reinforced Polymer Laminates". FRPRCS-4. Blatimore, Maryland.
34. **Tan K. H. y Mathivoli M.** (1998). "Behavior of Preloaded Reinforced Concrete Beams Strengthened with Carbon Fiber Sheets". Fourth International Symposium on fiber reinforced Polymer for Reinforced Concrete Structures. Baltimore, Maryland.
35. **Teng J. G., Smith S. T., Yao J. y Chen J. F.** (2001), "Intermediate Crack Induced Debonding in RC Beams and Slabs". Construction and Building Materials, V. 17, No. 6-7.
36. **Trifunovic M.** (2009). "Sistema de entresijos con vigas U". X Seminario de ingeniería Estructural y Sísmica. Universidad de Costa Rica. San José.

37. **Tysl S. R., Imbrogno M., Kovach L. y Barbour R.** (1998). "Behavior of Concrete Beams Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymers Subjected to Saturated, Cyclic Freeze – Thaw Conditioning". Composites for Construction CDCC '98. Sherbrooke.
38. **Vijay P. V.** (1999). "Aging Behavior of Concrete Beams Reinforced with GFRP Bars". Ph.D. dissertation, West Virginia University. Morgantown.
39. **Vijay P. V. y GangaRao, H. V. S.** (1996). "A unified limit state approach using deformability factors in concrete beams reinforced with GFRP bars". Materials for the New Millennium, 4th Matl. Conf., ASCE, Vol. 1. Washington DC.
40. **Vílchez R. y Rodríguez A.** (2006). "Evaluación de sistemas de reforzamiento en estructuras de concreto para elementos de flexión". Tesis de Grado. Universidad Ricardo Palma. Facultad de Ingeniería. Lima.
41. **Wakabayashi M. y Martinez E.** (1990). "Diseño de Estructuras Sismorresistentes". Mac Graw-Hill. México.
42. **White T. W., Soudki K. A. y Erki M. A.** (1999). "Analytical Modeling of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Polymer Laminates Subjected to High Strain Rates". Supplement-ACI-SP-188 on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures. Québec.

ANEXOS

Anexo 01:

Corroboración de fluencia del refuerzo cuando la deformación efectiva del FRP alcanza el valor de la deformación de desprendimiento (ϵ_{fd}).

Tomando en cuenta el modo de falla A o B, descrito en la presente investigación, y que es de interés por su comportamiento más dúctil frente a los otros modos de falla. Se ha estudiado una expresión de cuantía máxima de reforzamiento con FRP que es la necesaria para reforzar cierto elemento viga por flexión para incrementar en cierta cantidad el momento resistente, buscándose un modo de falla A o B, y que además permita cierta cantidad de deformación inelástica.

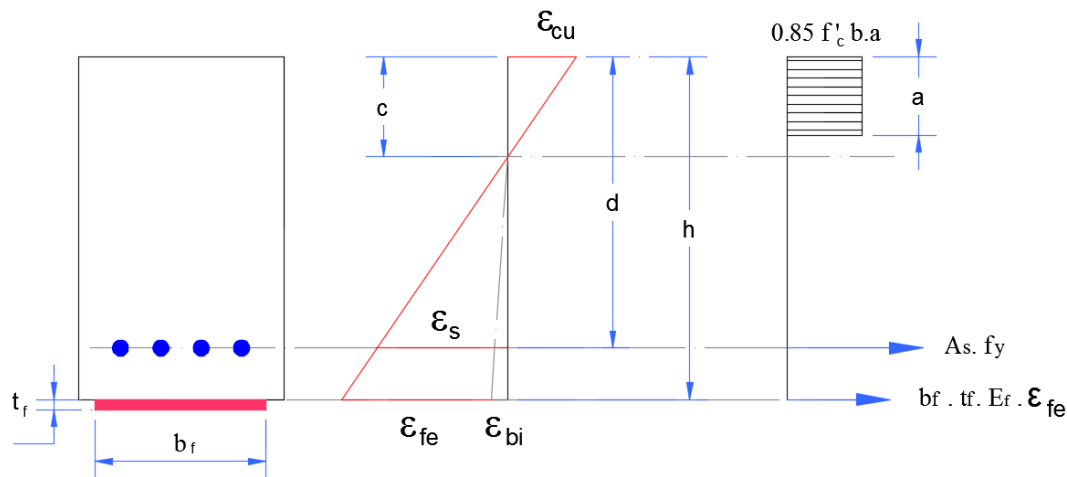


Figura A01.1: Sección de Viga de concreto armado externamente reforzada con FRP, distribución interna de deformaciones y esfuerzos bajo estado límite último.

De las relaciones establecidas se obtiene la siguiente expresión aproximada, para el modo de falla asumido (por despegue o delaminación del sistema FRP adherido) que ocurre luego de la fluencia del refuerzo de acero interior. Para verificar que las fallas del tipo A y B ocurren bajo esta condición (de fluencia del refuerzo interior), se hace necesario estimar el nivel de deformaciones del acero de refuerzo ϵ_s , cuando el sistema FRP alcanza la deformación ϵ_{fd} .

Por distribución de deformaciones internas se puede plantear la Ec. (A1.01).

$$\epsilon_s = \frac{(\epsilon_{fd} + \epsilon_{bi}) \cdot (d - \frac{a}{\beta_1})}{d_f - \frac{a}{\beta_1}} \quad (A1.01)$$

En la expresión anterior, bastaría reemplazar data de diferentes secciones bajo diferentes materiales con el fin de verificar que sea ϵ_s mayor que ϵ_y , cuando el compuesto FRP está en el nivel de ϵ_{fd} . Para ello es necesario calcular el peralte del bloque de compresión "a", a partir de la distribución de esfuerzos bajo estado límite último. El peralte comprimido se puede expresar como (A1.02).

$$a = \frac{A_s f_s + A_f f_{fd} - A'_s f'_s}{0.85 f'c \cdot b} \quad (A1.02)$$

Por compatibilidad entre esfuerzos y deformaciones, reemplazamos los esfuerzos de la Ec. (A1.02) y obtenemos:

$$a = \frac{A_s E_s \varepsilon_s + A_f E_f \varepsilon_{fd} - A'_s E_s \varepsilon'_s}{0.85 f'c \cdot b} \quad (A1.03)$$

Donde ε'_s , también se puede obtener de la compatibilidad entre esfuerzos y deformaciones, resultando la expresión (A1.04):

$$\varepsilon'_s = \frac{(\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \cdot \left(\frac{a}{\beta_1} - d'\right)}{d_f - \frac{a}{\beta_1}} \quad (A1.04)$$

Al reemplazar las Ecs. (A1.01) y (A1.04) en la Ec. (A1.03), obtenemos la expresión para “a”, que resulta en la expresión de la Ec (A1.05).

$$a = \frac{v \pm \sqrt{(v)^2 - 4 \cdot u \cdot w}}{2 \cdot u} \quad (A1.05)$$

Donde u, v y w se obtienen de las expresiones de las Ecs. (A1.06) a (A1.08).

$$u = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b}{\beta_1} \quad (A1.06)$$

$$v = 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d_f + \frac{A_s E_s (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) + A'_s E_s (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) + A_f E_f \varepsilon_{fd}}{\beta_1} \quad (A1.07)$$

$$w = A_s E_s (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \cdot d + A'_s E_s (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_{bi}) \cdot d' + A_f E_f \varepsilon_{fd} \cdot d_f \quad (A1.08)$$

Se ha realizado diferentes análisis para 01, 02 y 03 capas de refuerzo externo para diferentes sistemas, en vigas de concreto armado de diferente sección y diferentes cuantías de acero de refuerzo, externamente reforzadas con una cuantía de sistema FRP igual a la cuantía balanceada. Con la ayuda de las expresiones desarrolladas en las Ecs. (A1.05) a (A1.08), se demuestra que el acero de refuerzo está en fluencia para casi todos los casos. Únicamente en la sección de 40x25 reforzadas con 02 y 03 capas de refuerzo Carbodur S12 la deformación del acero no alcanza la fluencia ($\varepsilon_s < \varepsilon_y$).

Se han graficado los resultados obtenidos, los que muestran que el acero de refuerzo fluye inclusive con una cuantía de refuerzo externo igual a la cuantía balanceada.

De la Figs. A01.2 y A01.3 se puede interpretar que mientras más rígido sea el sistema (E_f elevado o varias capas n_{frp}), el acero de refuerzo tiene menor posibilidad de desarrollar deformaciones antes que el sistema falle, así como mayor cuantía de acero de refuerzo se tenga, la deformación en el acero es menor en la falla.

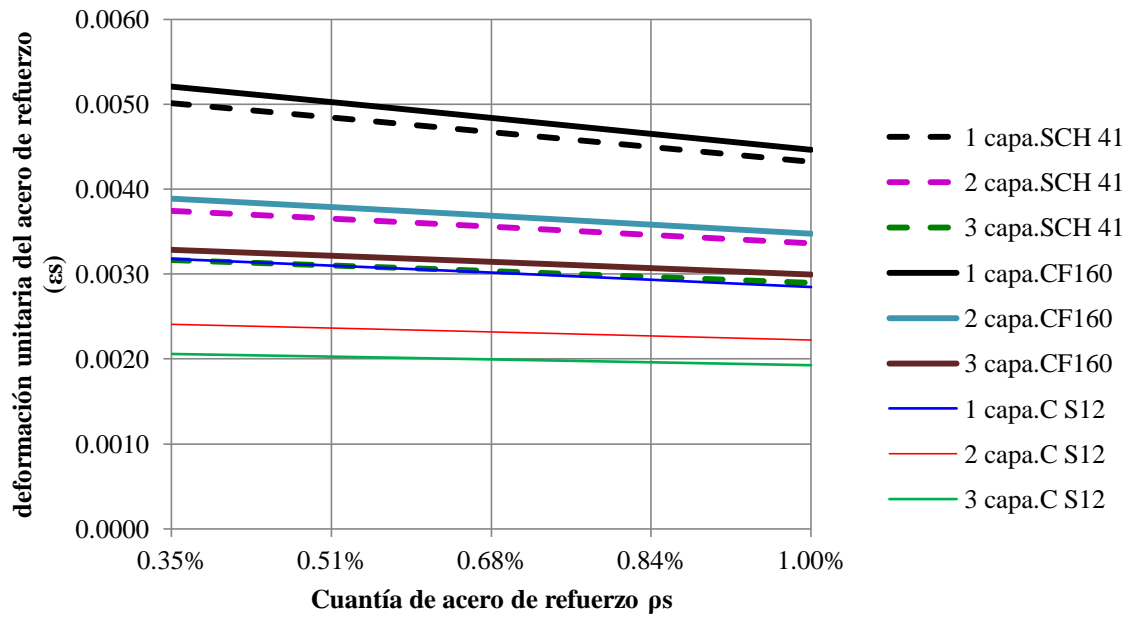


Figura A01.2: Deformación unitaria en el acero para viga de 40x25, vs cuantía de acero de refuerzo ($f'_c = 21$ MPa y $\rho_f = \rho_{fb}$).

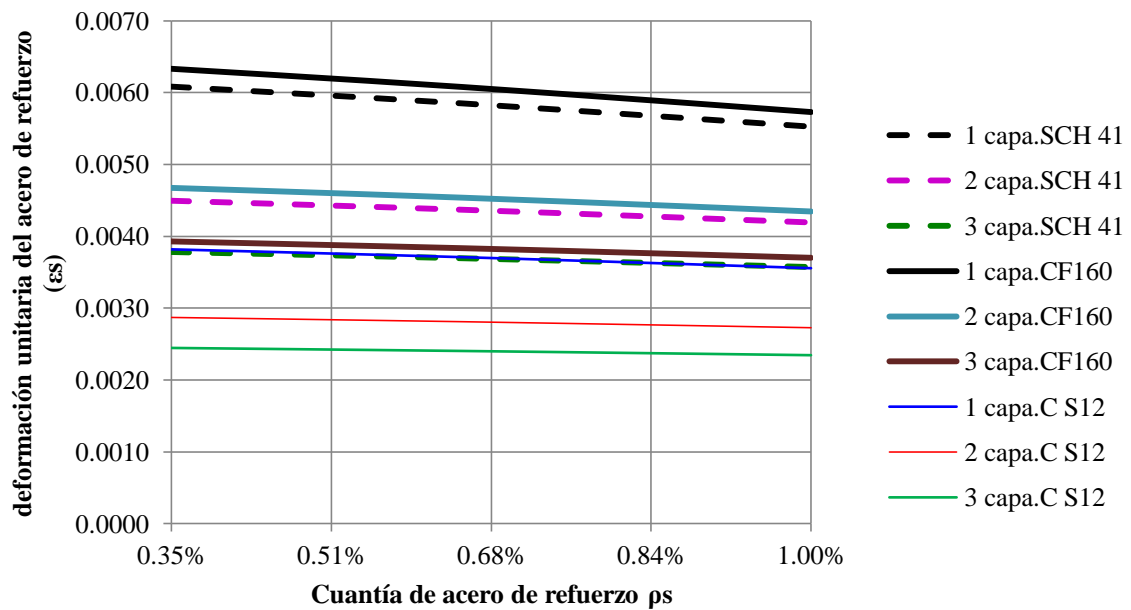


Figura A01.3: Deformación unitaria en el acero para viga de 25x50, vs cuantía de acero de refuerzo ($f'_c = 21$ MPa y $\rho_f = \rho_{fb}$).

Anexo 02:

Como se demostró en el Anexo 01, el acero de refuerzo de vigas de concreto armado externamente reforzadas con sistemas FRP, se encuentra en fluencia durante la falla balanceada por FRP. La expresión para la cuantía de refuerzo FRP externo sobre un sistema dado de concreto armado que origina una falla balanceada entre el concreto y el refuerzo FRP está dado por la Ec. (A2.01).

$$\rho_{fb} = \frac{0.85 \beta_1 f'_c \cdot d_f}{E_f \epsilon_{fd} d} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fd} + \epsilon_{bi}} \right) - \rho_s \frac{f_y}{E_f \epsilon_{fd}} \quad (A2.01)$$

El presente anexo pretende validar la expresión de la Ec. (A2.01) por medio del reemplazo de $\rho_{fb} = 0$, obteniéndose la Ec. (A2.02).

$$0 = \frac{0.85 \beta_1 f'_c \cdot d_f}{E_f \epsilon_{fd} d} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fd} + \epsilon_{bi}} \right) - \rho_s \frac{f_y}{E_f \epsilon_{fd}} \quad (A2.02)$$

Multiplicando el numerador de la Ec. (A2.02) por $E_f \cdot \epsilon_{fd}$, se obtiene la Ec. (A2.03).

$$0 = \frac{0.85 \beta_1 f'_c \cdot d_f}{d} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fd} + \epsilon_{bi}} \right) - \rho_s f_y \quad (A2.03)$$

Al reordenar la Ec. (A2.03) se obtiene la Ec. (A2.04).

$$\rho_s f_y = \frac{0.85 \beta_1 f'_c \cdot d_f}{d} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{fd} + \epsilon_{bi}} \right) \quad (A2.04)$$

Además de la geometría del mecanismo de flexión desarrollado (Fig. A02.1), se pueden obtener las relaciones entre las deformaciones expresadas en las Ecs. (A2.05) y (A2.06).

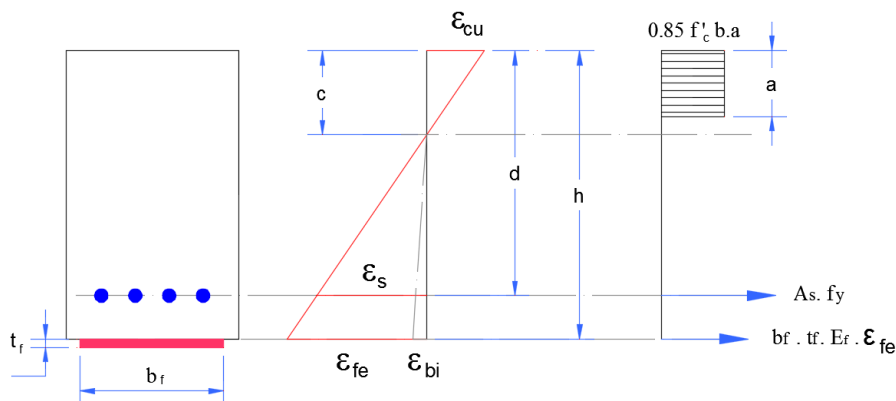


Figura A02.1: Mecanismo resistente a flexión de viga de concreto armado externamente reforzado con FRP.

$$\frac{c}{d_f} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}} \quad (A2.05)$$

$$c = \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y + \varepsilon_{cu}} \right) d \quad (A2.06)$$

Reemplazando la Ec. (A2.05) en la Ec. (A2.04), se obtiene:

$$\rho_s f_y = \frac{0.85 \beta_1 f'_c \cdot c}{d} \quad (A2.07)$$

Y reemplazando la Ec. (A2.06) en la Ec. (A2.07), tenemos:

$$\rho_s f_y = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{d} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y + \varepsilon_{cu}} \right) d \quad (A2.08)$$

$$\rho_s = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y + \varepsilon_{cu}} \right) \quad (A2.09)$$

La Ec. (A2.09) representa la cuantía de acero de refuerzo balanceada, asociada al modo de falla del acero de refuerzo por fluencia que se da al mismo tiempo que se aplasta el concreto armado.

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y + \varepsilon_{cu}} \right) \quad (A2.10)$$

Esta expresión es la misma expresión de falla balanceada por acero de refuerzo desarrollada por el comité ACI 318.

Anexo 03:

En este anexo, se desarrolla la ecuación del factor K (Ec. (3.31)), necesaria para determinar la geometría de la sección agrietada. Tomando en cuenta las consideraciones e hipótesis básicas mencionadas en el ítem 2.2, se obtiene la sección de análisis de la Fig. A03.1.

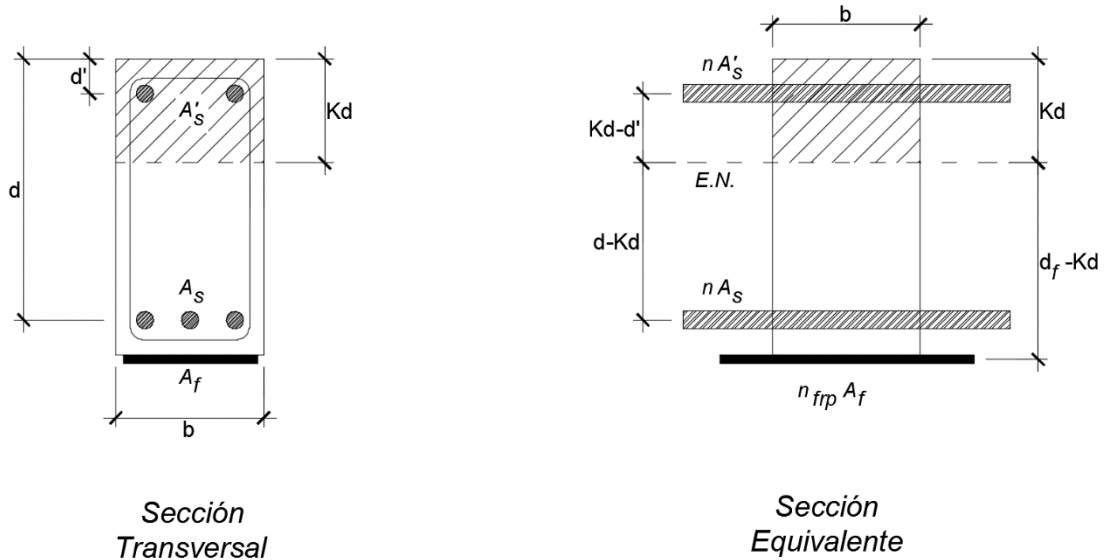


Figura A03.1: Sección transversal de concreto armado reforzado con FRP y Sección agrietada equivalente.

Teniendo en cuenta que el momento estático de área de la zona superior al eje neutro debe ser igual al respectivo de la zona inferior, así como la sección equivalente, resulta:

$$\sum Ay = 0$$

$$(b \cdot Kd) \cdot \frac{Kd}{2} + (n - 1)(A_s') \cdot (Kd - d') - n(A_s) \cdot (d - Kd) - n_{frp}(A_f)(d_f - Kd) = 0$$

$$bd \frac{K^2 d}{2} + (n - 1)(A_s') \cdot (Kd - d') - n(A_s) \cdot (d - Kd) - n_{frp}(A_f)(d_f - Kd) = 0$$

Dividiendo toda las expresiones entre $b \cdot d$ y reemplazando las expresiones para ρ , ρ' y ρ_f se obtiene:

$$\frac{K^2 d}{2} + (n - 1)(\rho') \cdot (Kd - d') - n(\rho) \cdot (d - Kd) - n_{frp}(\rho_f)(d_f - Kd) = 0$$

Factorizando los valores de K para formar una ecuación de segundo grado:

$$\frac{d}{2} K^2 + \left((n - 1)\rho' d + n\rho d + n_{frp}\rho_f d \right) K - \left((n - 1)\rho' d' + n\rho d + n_{frp}\rho_f d_f \right) = 0$$

$$\frac{1}{2} K^2 + \left((n - 1)\rho' + n\rho + n_{frp}\rho_f \right) K - \left((n - 1)\rho' \frac{d'}{d} + n\rho + n_{frp}\rho_f \frac{d_f}{d} \right) = 0$$

Solucionando la ecuación cuadrática:

$$K = \sqrt{(n\rho + (n-1)\rho' + n_{frp}\rho_f)^2 + 2\left(n\rho + (n-1)\rho' \frac{d'}{d} + n_{frp}\rho_f \frac{d_f}{d}\right) - ((n-1)\rho' + n\rho + n_{frp}\rho_f)}$$

Asumiendo que el término $-1.\rho'$ es muy pequeño y no influye en los resultados, tenemos:

$$K = \sqrt{(n\rho + n\rho' + n_{frp}\rho_f)^2 + 2\left(n\rho + n\rho' \frac{d'}{d} + n_{frp}\rho_f \frac{d_f}{d}\right) - (n\rho' + n\rho + n_{frp}\rho_f)}$$

$$K = \sqrt{(n\rho + n\rho' + n_{frp}\rho_f)^2 + 2n\left(\rho + \rho' \frac{d'}{d}\right) + 2n_{frp}\rho_f \frac{d_f}{d} - n(\rho' + \rho) - n_{frp}\rho_f}$$

Esta última expresión es la que representa la fracción del peralte efectivo que representa la zona en compresión de la viga en el estado elástico.