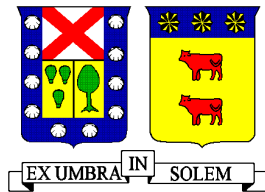


UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA  
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES  
VALPARAISO – CHILE



## **PROCEDIMIENTO DE REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO CON MATERIALES CFRP**

IVÁN NAVARRETE TERUEL

Memoria para optar al Título de  
Ingeniero Civil

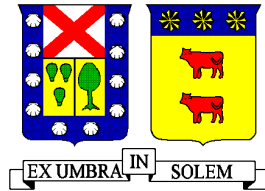
Profesor Guía  
Ricardo Bustamante Hernández

Profesor Co - Referente  
Gilberto Leiva Henríquez

Septiembre de 2017



UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA  
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES  
VALPARAISO – CHILE



## **PROCEDIMIENTO DE REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO CON MATERIALES CFRP**

Memoria de titulación presentada por  
IVÁN NAVARRETE TERUEL

Como requisito parcial para optar al Título de  
Ingeniero Civil

Profesor Guía  
Ricardo Bustamante Hernández

Profesor Co - Referente  
Gilberto Leiva Henríquez

Septiembre de 2017

## **AGRADECIMIENTOS**

En el último paso de esta etapa quiero agradecer a mi madre Cecilia y a mi padrastro y amigo Juan, quienes transformaron mi educación en una prioridad dentro de sus vidas, sin su apoyo incondicional todo hubiera sido más complicado, a mi abuela Lucy por el amor que me entregó, y a mis hijas Cecilia y Bárbara.

Quiero agradecer a mi amigo Milán por alentarme constantemente a terminar con esta etapa y darme su ayuda de manera desinteresada.

También quiero agradecer a mis profesores quienes me formaron como ingeniero, y a mi profesor guía, Ricardo Bustamante, por aceptarme para realizar esta memoria bajo su dirección, por su tiempo y dedicación.

Por último, agradecer a la madre de mis hijas, quién me acompañó en aquellos lindos años de vida universitaria y compartió conmigo los triunfos y fracasos.

## RESUMEN

El proyecto refuerzo de estructuras de hormigón armado con materiales CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymers), aplicación al caso de refuerzo de una viga típica y a columnas de un edificio de estacionamientos subterráneos, se presenta como procedimiento de diseño referencial, para que estudiantes y profesionales, en función de sus necesidades, puedan utilizar y calcular refuerzos estructurales con pletinas o tejidos FRP.

Este documento comprende detalladamente los procedimientos que se deben seguir para diseñar un refuerzo estructural con CFRP ante esfuerzos de flexión, corte, compresión y flexo-compresión en vigas y columnas de hormigón armado; estableciendo también las ventajas y desventajas de esta técnica frente a los métodos tradicionales.

Finalmente, en base a los parámetros de diseño presentados, se realiza el reforzamiento de una viga a flexión y corte y el reforzamiento a flexo-compresión de una columna. Se realiza una evaluación económica de implementar esta técnica, dando como resultado importantes conclusiones acerca del uso del CFRP en el campo de la Ingeniería Civil, relacionados con limpieza en su ejecución y costos.

## **ABSTRACT**

The retrofitting of reinforced concrete structures with CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymers), application to the retrofitting case of a typical beam and columns of an underground parking building, is presented as a referential design procedure, so that students and professionals, depending on their needs, can use and calculate structural reinforcements with FRP strips or fabrics.

This document includes in detail the procedures to be followed to design a structural reinforcement with CFRP in the case of flexural, shear, compression and flexural compression forces in reinforced concrete beams and columns; also establishing the advantages and disadvantages of this technique compared to traditional methods.

Finally, based on the presented design parameters, the reinforcement of a beam is flexion and cut and the flexural compression reinforcement of a column is carried out. An economic evaluation is carried out to implement this technique, resulting in important conclusions about the use of the CFRP in the field of Civil Engineering, related to cleaning in its execution and costs.

## GLOSARIO

- $A_c$  = Área de una sección de hormigón en compresión, [mm<sup>2</sup>].
- $A_e$  = Área de una sección de hormigón efectivamente confinada, [mm<sup>2</sup>].
- $A_f$  = Área de refuerzo del FRP, [mm<sup>2</sup>].
- $A_{fv}$  = Área al corte del refuerzo de FRP con una separación  $s$ , [mm<sup>2</sup>].
- $A_g$  = Área de una sección de hormigón, [mm<sup>2</sup>].
- $A_s$  = Área del acero de refuerzo, [mm<sup>2</sup>].
- $A_{si}$  = Área longitudinal de la capa " $i$ " del acero de refuerzo, [mm<sup>2</sup>].
- $A_{st}$  = Área longitudinal total del acero de refuerzo, [mm<sup>2</sup>].
- $D$  = Diámetro de una columna circular, [mm].
- $b$  = Ancho de la sección de hormigón en compresión, [mm].
- $b_w$  = Ancho del alma de la sección de hormigón o diámetro circular, [mm].
- $C_E$  = Factor de reducción ambiental.
- $c$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro, [mm].
- $d$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en tensión, [mm].
- $d_f$  = Profundidad efectiva del refuerzo de flexión de FRP, [mm].
- $d_{fv}$  = Profundidad efectiva del refuerzo de corte de FRP, [mm].  
Profundidad del refuerzo a corte del FRP como se muestra en la Figura 5-2.
- $d_i$  = Distancia desde el centroide de la capa " $i$ " o el acero longitudinal de refuerzo al centro geométrico de la sección de la columna, [mm].
- $E_2$  = Pendiente del tramo lineal de la curva esfuerzo-deformación de la sección confinada con FRP, [MPa].
- $E_c$  = Módulo de elasticidad del hormigón, [MPa].
- $E_f$  = Módulo de elasticidad a tracción de FRP, [MPa].
- $E_s$  = Módulo de elasticidad del acero de refuerzo, [MPa].
- $f_c$  = Tensión de compresión en el hormigón, [MPa].
- $f'_c$  = Resistencia cilíndrica especificada a la compresión del hormigón, [MPa].

- $f'_{cc}$  = Tensión de compresión en el hormigón confinado con FRP, [MPa].
- $f'_{co}$  = Tensión de compresión en el hormigón no confinado igual a  $0.85f'_c$ , [MPa].
- $f_{c,s}$  = Tensión de compresión del hormigón, bajo cargas de servicio, [MPa].
- $f_f$  = Tensión en el refuerzo FRP, [MPa].
- $f_{fd}$  = Tensión de diseño en el refuerzo FRP, [MPa].
- $f_{fe}$  = Tensión efectiva en el refuerzo FRP en el estado límite último, [MPa].
- $f_{f,s}$  = Tensión en el refuerzo FRP causado por un momento dentro del rango elástico en la sección, [MPa].
- $f_{fu}$  = Tensión última de diseño por tracción en el FRP, [MPa].
- $f_{fu}^*$  = Tensión última de diseño por tracción en el FRP, especificada por el fabricante, [MPa].
- $f_l$  = Tensión máxima de confinamiento por encamisado con FRP, [MPa].
- $f_s$  = Tensión en el acero de refuerzo no pretensado, [MPa].
- $f_{si}$  = Tensión en el acero de refuerzo en la capa "i", no pretensado, [MPa].
- $f_{s,s}$  = Tensión en el acero de refuerzo no pretensado, bajo las cargas de servicio, [MPa].
- $f_y$  = Tensión de fluencia en el acero de refuerzo no pretensado, [MPa].
- $h$  = Altura de la sección de hormigón armado, [mm].
- $I_{cr}$  = Momento de inercia fisurado de una sección de hormigón transformada, [mm].
- $k$  = Relación entre la profundidad del eje neutro y la fibra extrema en compresión.
- $k_1$  = Factor de modificación, aplicada a  $\kappa_v$ , para tener en cuenta la resistencia del hormigón.
- $k_2$  = Factor de modificación, aplicada a  $\kappa_v$ , para tener en el esquema de la envoltura de FRP.
- $L_e$  = Longitud de adherencia efectiva de la lámina de FRP, [mm].
- $M_n$  = Resistencia nominal a flexión de una sección de hormigón, [N-mm].
- $M_s$  = Momento de servicio en la sección de hormigón ( $M_{PP} + M_{SC}$ ), [N-mm].

- $M_u$  = Momento último requerido en la sección de hormigón, [N-mm].
- $n$  = Número de pliegues de refuerzo de FRP.
- $n_f$  = Razón de módulos de elasticidad entre refuerzo de FRP y el hormigón ( $E_f/E_c$ ).
- $n_s$  = Razón de módulos de elasticidad entre el acero de refuerzo y el hormigón ( $E_s/E_c$ ).
- $P_n$  = Resistencia nominal a compresión de una sección de hormigón, [N].
- $R_n$  = Resistencia nominal de una sección de hormigón.
- $R_{n\theta}$  = Resistencia nominal de una sección de hormigón, sometido a temperaturas elevadas asociadas al fuego.
- $r$  = Radio de giro de una sección, [mm].
- $r_c$  = Radio desde el centro de una sección circular confinada con FRP, [mm].
- $S_{DL}$  = Solicitación de peso propio.
- $S_{LL}$  = Solicitación de sobrecarga.
- $t_f$  = Espesor nominal de una lámina de refuerzo de FRP [mm].
- $V_c$  = Resistencia nominal al corte, proporcionado por el hormigón, con acero de refuerzo a la flexión, [N].
- $V_f$  = Resistencia nominal al corte, proporcionado por los estribos de FRP, [N].
- $V_n$  = Resistencia nominal al corte de la sección de hormigón armado, [N].
- $V_s$  = Resistencia nominal al corte, proporcionado por los estribos de acero, [N].
- $w_f$  = Ancho nominal de una lámina de refuerzo de FRP, [mm].
- $y_t$  = Coordenada vertical con compresión, medida desde el eje neutro, [mm].
- $\alpha_1$  = Factor de multiplicación de  $f'_c$  para determinar al ancho del bloque rectangular de esfuerzos.
- $\beta_1$  = Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.
- $\varepsilon_b$  = Nivel de deformación inicial en la fibra de tracción del hormigón en el momento de aplicación de una flexión [mm/mm].

- $\varepsilon_{bi}$  = Nivel de deformación inicial en el substrato de hormigón en el momento de instalación de FRP (tensión es positiva), [mm/mm].
- $\varepsilon_c$  = Deformación unitaria del hormigón, [mm/mm].
- $\varepsilon'_c$  = Deformación unitaria máxima del hormigón no confinado correspondiente a  $f'_c$ . Puede tomarse como 0,002 [mm/mm].
- $\varepsilon_{ccu}$  = Deformación última por compresión axial, de una sección de hormigón ligeramente confinada, correspondiente a  $0.85 * f'_{cc}$  o deformación última por compresión axial, de una sección de hormigón fuertemente confinada con FRP, correspondiente a la falla del hormigón (Figura 6.1).
- $\varepsilon_{cu}$  = Deformación unitaria última del hormigón no confinado, correspondiente a  $0.85 * f'_{co}$  o máxima deformación unitaria del hormigón sin confinar cuando ocurre  $0.85 * f'_c$  o 0,003, dependiendo de la curva esfuerzo-deformación obtenida, [mm/mm].
- $\varepsilon_f$  = Deformación unitaria en el FRP, [mm/mm].
- $\varepsilon_{fe}$  = Deformación unitaria efectiva en el FRP en el estado límite último, [mm/mm].
- $\varepsilon_{fd}$  = Deformación unitaria en el refuerzo FRP en el estado de delaminación o desprendimiento, [mm/mm].
- $\varepsilon_{fu}$  = Deformación unitaria última de diseño por tracción de FRP, [mm/mm].
- $\varepsilon_{fu}^*$  = Deformación unitaria última de diseño por tracción de FRP, especificada por el fabricante, [mm/mm].
- $\varepsilon_s$  = Deformación unitaria del acero de refuerzo no pretensado, [mm/mm].
- $\varepsilon_{sy}$  = Deformación unitaria correspondiente al límite elástico del acero de refuerzo no pretensado, [mm/mm].
- $\varepsilon'_t$  = Deformación unitaria de transición en la curva de esfuerzo-deformación del hormigón, confinado con FRP, [mm/mm].
- $\phi$  = Factor de reducción de resistencia.
- $\kappa_a$  = Factor de eficiencia para refuerzos FRP para determinar  $f'_{cc}$  (basado en la geometría de la sección).

- $\kappa_b$  = Factor de eficiencia para refuerzos FRP para determinar  $\varepsilon_{ccu}$  (basado en la geometría de la sección).
- $\kappa_v$  = Coeficiente de reducción de adherencia.
- $\kappa_\varepsilon$  = Factor de eficiencia de deformación en el FRP.
- $\rho_f$  = Cuantía de refuerzo del material FRP.
- $\rho_g$  = Razón entre el área total del acero de refuerzo longitudinal de una sección de hormigón v/s área de la sección de hormigón ( $A_{st}/bh$ ).
- $\rho_s$  = Cuantía del acero de refuerzo.
- $\psi_f$  = Factor de reducción de resistencia de FRP.
  - = 0,85 para flexión (calibración basada en las propiedades del material de diseño),
  - = 0,85 para corte (basado en análisis de fiabilidad) con FRP de 2 y tres lados,
  - = 0,95 para corte de elementos totalmente envueltos con FRP.
- CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymers) = Polímeros reforzados con fibra de carbono.
- FRP (Fiber Reinforced Polymers) = Polímeros reforzados con fibra.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

AGRADECIMIENTOS .....	ii
RESUMEN .....	iii
ABSTRACT .....	iv
GLOSARIO .....	v
ÍNDICE DE CONTENIDOS .....	x
1. INTRODUCCION .....	1
1.1 REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL .....	1
1.2 LOS MATERIALES FRP .....	2
1.3 OBJETIVOS .....	3
1.3.1 OBJETIVO GENERAL .....	3
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	3
1.4 RESUMEN DEL TEMA DE ESTUDIO .....	3
2. GENERALIDADES Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES .....	6
2.1 SISTEMAS DE REFUERZO ESTRUCTURAL .....	6
2.2 TIPOS DE FRP .....	8
2.2.1 TIPOS DE MATERIALES Y SUS PROPIEDADES MECÁNICAS .....	8
2.2.2 FORMAS EN QUE SE ENCUENTRA EL CFRP .....	12
2.3 CAMPO DE APLICACIÓN DE LOS FRP .....	17
3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO DEL REFUERZO FRP .....	27
3.1 LÍMITES DEL REFORZAMIENTO .....	30
3.2 RESISTENCIA ESTRUCTURAL AL FUEGO .....	31
3.3 FLUENCIA DEL ACERO, SEGUIDO POR DESPEGUE O DELAMINACIÓN DEL FRP .....	33
3.4 CAPACIDAD GLOBAL DE LA ESTRUCTURA .....	35
3.5 APLICACIONES SÍSMICAS .....	35
3.6 SELECCIÓN DE LOS SISTEMAS FRP .....	36
3.6.1 CONSIDERACIONES AMBIENTALES .....	36
3.6.2 CONSIDERACIONES DE LA CARGA .....	37
3.6.3 CONSIDERACIONES DE DURABILIDAD .....	38
3.6.4 CONSIDERACIONES DE SELECCIÓN DE RECUBRIMIENTOS .....	38
3.7 PROPIEDADES DE DISEÑOS DE LOS MATERIALES .....	39
4. DISEÑO A FLEXIÓN .....	42
4.1 CONSIDERACIONES GENERALES .....	42
4.1.1 RESISTENCIA A CORTANTE DE LA SECCIÓN .....	43
4.1.2 DEFORMACIÓN DEL SUBSTRATO EXISTENTE .....	43
4.2 RESISTENCIA NOMINAL .....	43
4.2.1 MODOS DE FALLA .....	44
4.2.2 NIVEL DE DEFORMACIÓN EN EL REFUERZO FRP .....	50
4.2.3 NIVEL DE ESFUERZO EN EL REFUERZO FRP .....	51
4.2.4 DUCTILIDAD .....	51
4.2.5 CAPACIDAD DE SERVICIO .....	53
4.2.6 LÍMITE DE ESFUERZO DE ROTURA POR FLUENCIA PLÁSTICA Y DE FATIGA .....	53
4.2.7 APLICACIÓN A UNA SECCIÓN RECTANGULAR REFORZADA CON ACERO .....	55
5. DISEÑO A CORTANTE .....	59
5.1 CONSIDERACIONES GENERALES .....	59
5.2 ESQUEMAS DE ENVOLTURAS .....	60
5.3 RESISTENCIA NOMINAL AL CORTE .....	61
5.4 CONTRIBUCIÓN DEL SISTEMA FRP EN LA RESISTENCIA A CORTANTE .....	62

5.4.1	DEFORMACIÓN EFECTIVA EN LÁMINAS FRP.....	64
5.4.2	ESPACIADO EN LÁMINAS FRP .....	66
5.4.3	LÍMITES DE REFORZAMIENTO .....	67
6.	DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A CARGA AXIAL O A UNA COMBINACIÓN DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN .....	68
6.1	COMPRESIÓN AXIAL PURA.....	68
6.2	SECCIONES TRANSVERSALES CIRCULARES .....	73
6.3	SECCIONES TRANSVERSALES NO CIRCULARES .....	74
6.3.1	CONSIDERACIONES DE SERVICIO.....	75
6.4	COMPRESIÓN AXIAL Y FLEXIÓN COMBINADAS.....	76
6.5	MEJORA DE LA DUCTILIDAD .....	78
6.5.1	SECCIONES TRANSVERSALES CIRCULARES .....	78
6.5.2	SECCIONES TRANSVERSALES NO CIRCULARES .....	78
6.6	TRACCIÓN AXIAL PURA .....	79
7.	DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ANÁLISIS .....	80
	BASES DE CÁLCULO ESTRUCTURAL .....	80
8.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DECISIÓN DE REFUERZO .....	85
8.1	ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN NCH433 OF.96 DECRETO N°61 (CARGAS ORIGINALES).....	85
8.2	ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN NCH433 OF.96 DECRETO N°61 (CARGAS NUEVAS).....	86
8.3	COMPARACIÓN DE ESFUERZOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	87
8.4	DECISIÓN DE REFUERZO .....	91
9.	CASOS DE DISEÑO .....	93
9.1	REFORZAMIENTO A FLEXIÓN DE UNA VIGA INTERIOR.....	93
9.2	REFORZAMIENTO A CORTANTE DE UNA VIGA T INTERIOR .....	101
9.3	REFORZAMIENTO A CARGA AXIAL Y FLEXIÓN DE UNA COLUMNA .....	105
10.	COMPARACION ECONÓMICA DEL USO DE LOS CFRP V/S OTROS MATERIALES.....	114
11.	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	120
11.1	COMENTARIOS.....	120
11.2	CONCLUSIONES.....	121
	REFERENCIAS .....	123
	ANEXOS .....	131

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. <i>Etapas en el desarrollo de un proyecto de recuperación estructural.</i> .....	1
Figura 2.1. <i>Fibras de carbono.</i> .....	10
Figura 2.2. <i>Fibras de vidrio.</i> .....	10
Figura 2.3. <i>Fibras de aramida.</i> .....	11
Figura 2.4. <i>Tejido CFRP y resina epóxica.</i> .....	11
Figura 2.5. <i>Refuerzo estructural por flexión con pletinas de CFRP en vigas (fuente: Sika S.A).</i> .....	19
Figura 2.6. <i>Refuerzo estructural de corte con tejidos de CFRP en muros (fuente: IE3 Ingeniería Estructural).</i> .....	20
Figura 2.7. <i>Refuerzo estructural de corte con tejidos de CFRP en vigas y de confinamiento en las columnas (fuente: Sika S.A).</i> .....	21
Figura 2.8. <i>Refuerzo estructural por flexión con pletinas de CFRP en losas (fuente: Sika S.A).</i> .....	22
Figura 2.9. <i>Pletina de fibra de carbono (fuente: Sika S.A).</i> .....	23
Figura 2.10. <i>Tejido de fibras de carbono(fuente: Sika S.A).</i> .....	23
Figura 2.11. <i>Barras lisas de fibras de carbono(fuente: Sika S.A).</i> .....	24
Figura 2.12. <i>Barras con resaltes de fibras de carbono(fuente: Sika S.A).</i> .....	24
Figura 2.13. <i>Esquema de reforzamiento a flexo-compresión de una columna (fuente: Sika S.A).</i> .....	25
Figura 3.1. <i>Despegue del refuerzo FRP en el centro de la luz.<sup>15</sup></i> .....	34
Figura 3.2. <i>Despegue del refuerzo FRP en el centro de la luz y/o en el extremo.<sup>15</sup></i> .....	34
Figura 3.3. <i>Delaminación del FRP que se extiende hacia el centro.<sup>15</sup></i> .....	35
Figura 4.1. <i>Corte longitudinal de un elemento de hormigón armado, reforzado con FRP, en donde se muestran los distintos tipos de falla.<sup>35</sup></i> .....	48
Figura 4.2. <i>Salto en una fisura por flexión debido a grandes esfuerzos de corte.<sup>35</sup></i> .....	49
Figura 4.3. <i>Desgarramiento.<sup>35</sup></i> .....	50
Figura 4.4. <i>Profundidad efectiva del refuerzo FRP.<sup>5</sup></i> .....	51
Figura 4.5. <i>Representación gráfica del factor de reducción de resistencia como una función de la ductilidad.<sup>5</sup></i> .....	52
Figura 4.6. <i>Distribución del esfuerzo y de la deformación internos para una sección rectangular bajo flexión en estado último.<sup>5</sup></i> .....	55
Figura 5.1. <i>Esquemas típicos de envoltura para reforzamiento a cortante utilizando láminas FRP.<sup>5</sup></i> .....	60
Figura 5.2. <i>Ilustración de las variables dimensionales utilizadas para los cálculos del reforzamiento a cortante para reparación, rehabilitación o reforzamiento utilizando láminas FRP.<sup>5</sup></i> .....	62
Figura 6.1. <i>Cuerva esfuerzo-deformación de las columnas de hormigón armado confinadas y sin confinar.<sup>48</sup></i> .....	69
Figura 6.2. <i>Modelo de esfuerzo-deformación de Lam y Teng para hormigón confinado con FRP.<sup>50-52</sup></i> .....	71
Figura 6.3. <i>Sección transversal equivalente (Lam y Teng, 2003b).<sup>53</sup></i> .....	74
Figura 6.4. <i>Diagrama de interacción representativo.<sup>5</sup></i> .....	77
Figura 7.1. <i>Planta Estructuras Cielo 1° y 2° Subterráneo.</i> .....	83

Figura 7.2. Espectro de norma según NCh433of96 Decreto N°61 para zona sísmica 3, suelo tipo A. ....	84
Figura 8.1. Modelo Cielo Subterráneo 1° del Edificio de Estacionamientos.....	88
Figura 9.1. Sección transversal de la viga del eje 3 en CSI°.....	93
Figura 9.2. Deformación a largo plazo de la viga del eje 3.2 en CSI° para el estado de cargas originales del proyecto. ....	94
Figura 9.3. Deformación a largo plazo de la viga del eje 3.2 en CSI° para el estado de cargas nuevas del proyecto. ....	94
Figura 9.4. Diagrama de corte que muestra la demanda v/s la capacidad existente. El reforzamiento con CFRP debe corregir la deficiencia que se muestra sombreada. ....	102
Figura 9.5. Configuración del refuerzo suplementario a cortante con CFRP. ....	103
Figura 9.6. Sección transversal de la columna del eje K en CSI°. ....	105
Figura 9.7. Distribución de deformaciones para punto B del diagrama de interacción ( $\phi P_n - \phi M_n$ ). ....	109
Figura 9.8. Distribución de deformaciones para punto B del diagrama de interacción ( $\phi P_n - \phi M_n$ ) sin refuerzo CFRP. ....	109
Figura 9.9. Distribución de deformaciones para punto B del diagrama de interacción ( $\phi P_n - \phi M_n$ ) con refuerzo CFRP.....	110
Figura 9.10. Distribución de deformaciones para punto C del diagrama de interacción ( $\phi P_n - \phi M_n$ ). ....	111
Figura 9.11. Distribución de deformaciones para punto C del diagrama de interacción ( $\phi P_n - \phi M_n$ ) sin refuerzo CFRP. ....	111
Figura 9.12. Distribución de deformaciones para punto C del diagrama de interacción ( $\phi P_n - \phi M_n$ ) con refuerzo CFRP.....	112
Figura 9.13. Diagrama de interacción ( $\phi P_n - \phi M_n$ ) de la columna sin y con refuerzo CFRP.....	113
Figura 10.1. Comparación entre pletinas metálicas y pletinas de polímeros reforzados con fibras de carbono CFRP(fuente Sika S.A.). ....	116

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. <i>Valores típicos de los módulos de elasticidad de un laminado unidireccional.</i> <sup>3</sup> ..	9
Tabla 2.2. <i>Valores típicos de las propiedades de las fibras para reforzamiento.</i> <sup>4</sup> .....	9
Tabla 2.3. <i>Formato de pletinas comúnmente encontradas en el mercado. (fuente: Sika S.A.)</i> .....	13
Tabla 2.4. <i>Formato de barras comúnmente encontradas en el mercado.</i> .....	17
Tabla 3.1. <i>Factores de reducción ambiental para diferentes sistemas FRP y condiciones de exposición.</i> <sup>5</sup> .....	41
Tabla 4.1. <i>Límites de esfuerzo para carga de servicio de rotura por fluencia plástica para refuerzo FRP.</i> <sup>5</sup> .....	54
Tabla 5.1. <i>Factores de reducción adicional recomendados para el refuerzo a cortante con FRP.</i> <sup>5</sup> .....	61
Tabla 7.1. <i>Estado de cargas originales utilizadas en el diseño del proyecto.</i> .....	81
Tabla 7.2. <i>Estado de cargas nuevas del proyecto.</i> .....	82
Tabla 8.1. <i>Resumen ejecutivo del análisis sísmico bajo el estado de cargas originales.</i> .....	86
Tabla 8.2. <i>Resumen ejecutivo del análisis sísmico bajo el estado de cargas nuevas.</i> .....	86
Tabla 8.3. <i>Solicitaciones, armaduras de flexo-compresión y corte para columna Eje K-2 en subterráneo 1, bajo estado de cargas originales y estado de cargas nuevas.</i> .....	89
Tabla 8.4. <i>Solicitaciones, armaduras de flexo-compresión y corte para columna Eje K-2 en subterráneo 2, bajo estado de cargas originales y estado de cargas nuevas.</i> .....	89
Tabla 8.5. <i>Solicitaciones y armaduras para una viga estática ubicada en el eje 3.2, bajo estado de cargas originales y estado de cargas nuevas.</i> .....	90
Tabla 9.1. <i>Momentos correspondientes.</i> .....	95
Tabla 9.2. <i>Cortes correspondientes</i> .....	101
Tabla 9.3. <i>Cargas axiales y momentos flectores últimos requeridos.</i> .....	105
Tabla 9.4. <i>Resistencias nominales para la columna sin y con refuerzo CFRP (6 capas).</i> .	113
Tabla 10.1. <i>Refuerzo con reemplazo de barras y hormigón de relleno</i> .....	118
Tabla 10.2. <i>Refuerzo exterior con pletina CFRP</i> .....	118
Tabla 10.3. <i>Refuerzo exterior con pletinas metálicas</i> .....	118

# 1. INTRODUCCION

## 1.1 REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

La necesidad de reforzar elementos de hormigón armado, debido a factores tales como daños, deterioros, vulnerabilidad ante agentes mecánicos, físicos o químicos, aumento de solicitaciones, cambio de uso estructural, actualización en requerimientos de códigos y normativas, errores de diseño y construcción, entre otros, crean la necesidad de desarrollar un proyecto de “Recuperación Estructural”, el cual puede tener como alcance reparar, reforzar y/o mantener el sistema estructural en cuestión.

Es importante señalar que las características de la estructura que pueden modificarse en un proceso de Recuperación Estructural son su resistencia, rigidez, ductilidad, masa y sistemas de fundaciones.

El desarrollo de cualquier proyecto de Recuperación Estructural debe considerar diversas etapas, en función de los alcances propuestos. El esquema mostrado a continuación permite visualizar estas etapas.

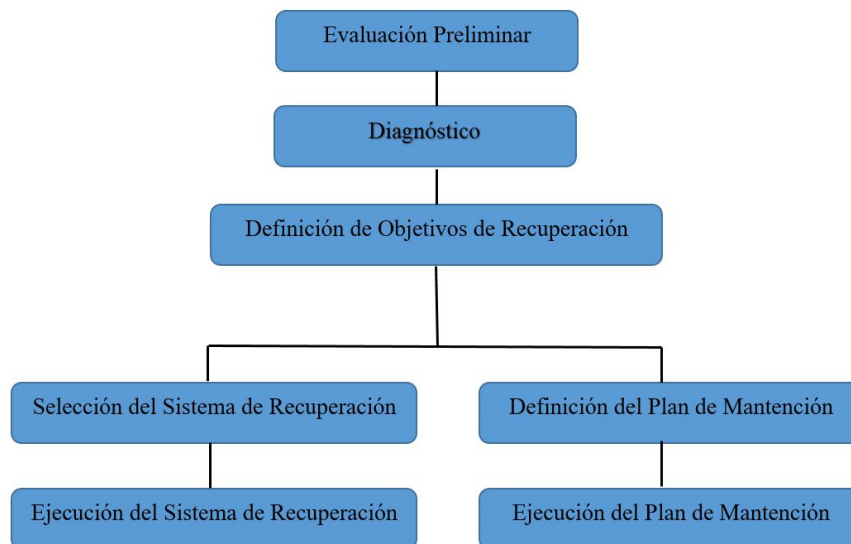


Figura 1.1. *Etapas en el desarrollo de un proyecto de recuperación estructural.*

Evidentemente, se debe realizar en forma eficiente cada una de las etapas para una correcta definición de los objetivos de refuerzo. Sin embargo, considerando las variables asociadas, es primordial evitar errores en la fase de diagnóstico, donde se obtendrán los parámetros de diseño para el correcto desarrollo de las etapas posteriores.

Este trabajo contiene un procedimiento de diseño referencial, para que estudiantes y profesionales, en función de sus necesidades, puedan utilizar y calcular refuerzos estructurales con pletinas o tejidos FRP, aplicándolo al caso de refuerzo de vigas y columnas de hormigón armado (flexión, corte, flexo-compresión) de un edificio de estacionamiento que ha modificado su uso estructural, requiriendo mayor resistencia nominal.

## **1.2 LOS MATERIALES FRP**

El término FRP es el acrónimo de “Fiber Reinforced Polymer”, es decir, materiales poliméricos reforzados con fibras. Los FRP pertenecen a la vasta familia de los “compuestos estructurales”, es decir, a la de aquellos materiales (entre los que también podemos considerar el hormigón armado) que están constituidos por dos fases: el refuerzo, presente en forma discontinua, caracterizado por elevadas prestaciones mecánicas y la matriz, que se puede identificar como elemento continuo.

Los FRP son materiales utilizados desde hace muchos años en sectores como el naval, el aeronáutico y el militar. La notable reducción de costos de las fibras de carbono CFRP, originada por su mayor difusión y a una optimización de los procesos productivos, ha permitido recientemente la introducción de los FRP en el sector de la construcción.

La utilización de los FRP en la construcción está relacionada, esencialmente, con el sector de la reparación de estructuras deterioradas o con necesidad de refuerzo por motivos de una nueva intervención estructural.

## **1.3 OBJETIVOS**

### **1.3.1 OBJETIVO GENERAL**

Presentar al sistema FRP como una opción eficiente y sencilla para el reforzamiento de estructuras de hormigón armado y aplicarlo en casos reales de refuerzo.

### **1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Dar a conocer las características e importancia del FRP dentro de las alternativas de refuerzo de estructuras de hormigón armado.
- Entregar los procedimientos de diseño de refuerzo para estructuras de hormigón con materiales CFRP, que contengan las ecuaciones y pasos a seguir ante diferentes tipos de solicitaciones e indicar los procedimientos de reforzamiento en estructuras (refuerzo a flexión y corte en vigas y refuerzo a flexo-compresión columnas), utilizando fibras de carbono.
- Mediante la aplicación a un caso real de refuerzo, en un edificio de estacionamiento de vehículos, indicar los beneficios y las principales propiedades que le adiciona el uso del FRP en elementos de hormigón armado.
- Mostrar las ventajas y desventajas de esta tecnología, y realizar comparaciones con los métodos clásicos de reforzamiento.
- Realizar una evaluación económica de ejecutar un refuerzo con FRP v/s otros materiales.

## **1.4 RESUMEN DEL TEMA DE ESTUDIO**

Este trabajo entrega una guía para el diseño de refuerzos de estructuras de hormigón armado con fibras de carbono FRP, principalmente vigas y columnas. Con este fin se abordan los temas necesarios y suficientes para describir el proceso de diseño para reforzar elementos estructurales de hormigón armado a flexión, corte y flexo-compresión.

En el capítulo 2 se describen detalladamente las generalidades y propiedades de los materiales, los sistemas de refuerzo estructural y tipos de FRP.

En el capítulo 3 se describen las consideraciones del diseño del refuerzo, tales como: la filosofía de diseño del refuerzo (principales normas de diseño involucradas); los límites de reforzamiento con materiales FRP; selección de los sistemas FRP, tomando en cuenta las consideraciones ambientales, de carga, durabilidad y selección de recubrimientos; y finalmente las propiedades de diseño de los materiales FRP.

En el capítulo 4 se detalla toda la base teórica, hipótesis básicas y suposiciones para el diseño a flexión de los materiales FRP. También se describen los posibles modos de falla de esta tecnología, los niveles de esfuerzo y deformación.

En el capítulo 5 se detalla la base teórica para el diseño a cortante de los materiales FRP. Se detallan los esquemas de envolturas y la contribución del sistema FRP en la resistencia a cortante.

En el capítulo 6 se detalla la base teórica para el diseño de elementos sometidos a carga axial o a una combinación de carga axial y flexión.

En el capítulo 7 se hace una descripción del caso de análisis donde se describe el origen que ocasiona la intervención de una estructura que consiste en un edificio de estacionamiento de vehículos y se entregan las bases de cálculo estructural.

En el capítulo 8 se realiza el análisis estructural del edificio con el nuevo estado de cargas, debido a un cambio en su uso estructural. Estas cargas no fueron consideradas originalmente en el diseño de los elementos estructurales. En el resultado del análisis, se obtienen valores de resistencia requerida mayores al estado original del proyecto y se procede a la decisión de reforzar la estructura con materiales FRP.

En el capítulo 9 se detallan ejemplos prácticos donde se determina el refuerzo requerido de material CFRP para una viga y una columna de hormigón armado de la estructura analizada.

En el capítulo 10 se entregan indicaciones de instalación y una evaluación económica de implementar esta técnica v/s otros materiales, en donde se muestran las ventajas que tiene el uso del FRP en comparación con sistemas clásicos de reforzamiento estructural y de las cuales se pueden obtener conclusiones acerca del uso del CFRP en el campo de la Ingeniería Civil, relacionados con limpieza en su ejecución y costos.

El capítulo 11 contiene comentarios y conclusiones de este trabajo.

## **2. GENERALIDADES Y PROPIEDADES DE LOS MATERIALES**

### **2.1 SISTEMAS DE REFUERZO ESTRUCTURAL**

Una estructura de hormigón armado se analiza y diseña para condiciones aceptables de resistencia y servicio; sin embargo, pueden surgir situaciones que ocasionan cambios en su uso estructural, por ejemplo: aumento de cargas no consideradas en el diseño original durante la ejecución o su vida útil y que afectan a ésta, disminuyendo la capacidad resistente de la misma.

El proceso de recuperación estructural denominado “refuerzo”, consiste en la modificación de las características de una estructura, con la introducción de refuerzos en algunos elementos o en toda la estructura, ya sea sana o sin daño, de modo de alcanzar un nivel de desempeño predeterminado mayor al original.

En este contexto, es importante revisar términos que comúnmente se confunden, como son; reforzamiento, reparación y restauración, entre los cuales existen diferencias.

- Reforzamiento: son las acciones necesarias para aumentar la capacidad resistente de un elemento estructural o estructura completa.
- Reparación: son las acciones necesarias para restituir la capacidad resistente de una estructura dañada.
- Restauración: son las acciones necesarias para conseguir que una estructura antigua se encuentre en condiciones óptimas y se pueda volver a utilizar.

Para normalizar estos términos, el Subcomité 440F a finales de 1999<sup>1</sup> generaliza la clasificación del refuerzo y adopta tres campos principales de aplicación.

- Rehabilitación: Relacionada con aquellas situaciones de recuperación de la resistencia de la estructura en aquellos sitios donde se encuentra comprometida su seguridad, debido a la degradación continua de sus elementos.
- Refuerzo: Atribuido al refuerzo estructural de elementos para la corrección de anomalías originadas por deficiencias de proyecto y de la capacidad nominal por un aumento en las acciones de diseño, o por un cambio de uso.
- Refuerzo Sísmico: Representa aquellas situaciones de aumento en la resistencia de un elemento estructural o una estructura, cuya pérdida está directamente relacionada con acciones sísmicas, se consigue por incremento de la ductilidad y de la resistencia a corte de los elementos estructurales, esto permite la disipación de la energía y mejora la capacidad de deformación de los elementos.

La NCh 433<sup>77</sup> define un proceso de recuperación estructural como:

- Reparación: Cuando a una estructura dañada se le restituye al menos su capacidad resistente y su rigidez original.
- Refuerzo: Cuando a una estructura dañada o sin daño se le modifican sus características de modo de alcanzar un nivel de seguridad predeterminado mayor que el original.

Existen distintos métodos de reforzamiento para alcanzar un nivel de desempeño estructural mayor al original o recuperar la estructura de acuerdo con la normativa vigente (ACI 318<sup>2</sup>).

En un sistema estructural, es posible aumentar la resistencia y/o ductilidad mediante encamisados de hormigón armado, adición de muros, diagonales de acero u hormigón o contrafuertes, etc.

Los elementos de este sistema estructural pueden repararse o reforzarse mediante:

- Adición de pletinas metálicas. Principalmente para elementos sometidos a flexión.
- Adición de sistemas interiores y exteriores de polímeros reforzados con fibras en vigas, columnas y muros para reforzar y/o recuperar elementos estructurales.
- Refuerzos pasivos: Este tipo de refuerzo utiliza perfiles metálicos, placas metálicas o elementos prefabricados adheridos o anclados a la estructura de hormigón.
- Refuerzos activos: Se refiere a la utilización de armaduras postensadas utilizando la técnica del pretensado exterior.

Los sistemas de polímeros reforzados con fibra de carbono (CFRP), en particular, son aplicados para refuerzo a flexión, corte y torsión de vigas y columnas de hormigón armado, refuerzo a flexión de losas, confinamiento de muros y refuerzo al corte con el fin de adquirir ductilidad, disipando la energía y mejorando la capacidad de deformación.

## **2.2 TIPOS DE FRP**

### **2.2.1 TIPOS DE MATERIALES Y SUS PROPIEDADES MECÁNICAS**

Este apartado entrega una breve descripción de las fibras más utilizadas como material de refuerzo con la finalidad de conocer las bondades y limitaciones de éstas.

Se tiene tres tipos de fibras sintéticas; fibras de carbono (Figura 2.1), fibras de vidrio (Figura 2.2) y fibras aramida (Figura 2.3).

La matriz polimérica reforzada con estas fibras, se utiliza para reforzar estructuras adhiriéndolas exteriormente en forma de tejidos y pletinas, o embebidas en el hormigón en el caso de barras conformadas por estas fibras.

En las siguientes tablas se indican algunas de las propiedades de los polímeros reforzados con fibras; se aclara que tanto la rigidez como la resistencia a compresión son muy difíciles de estimar, ya que los ensayos experimentales son complicados.

El módulo de elasticidad para materiales compuestos laminados unidireccionalmente se resume en la tabla 2.1.

Tabla 2.1. *Valores típicos de los módulos de elasticidad de un laminado unidireccional.*<sup>3</sup>

<b>Material</b>	<b>Longitudinal GPa</b>	<b>Transversal GPa</b>	<b>Cortante GPa</b>	<b>Coefficiente de Poisson</b>
Carbono/Epóxico	181	10.3	7.17	0.30
Vidrio/Epóxico	54.10	14.05	5.44	0.25
Aramida/Epóxico	75.86	5.45	2.28	0.34

En la tabla 2.2 se detalla las propiedades para los FRP disponibles en el mercado para reforzamiento.

Tabla 2.2. *Valores típicos de las propiedades de las fibras para reforzamiento.*<sup>4</sup>

<b>Tipo de fibra</b>	<b>Módulo Elasticidad a tracción, GPa</b>	<b>Resistencia a tracción, MPa</b>	<b>Deformación axial a rotura, %</b>	<b>Densidad, g/cm<sup>3</sup></b>
Carbono (mód. bajo)	170	1380	0.90	1.90
Carbono (mód. alto)	380	1720	0.40	2.00
Carbono (mód. muy alto)	760	2210	0.30	2.15
Vidrio (E- glass)	81	3450	4.88	2.60
Vidrio (S- glass)	89	4590	5.70	2.48
Aramida (alta tenacidad)	83	3620	4.00	1.44
Aramida (módulo alto)	131	3620-4140	2.80	1.44
Aramida (mód. muy alto)	186	3450	2.00	1.47



Figura 2.1. *Fibras de carbono.*



Figura 2.2. *Fibras de vidrio.*



Figura 2.3. *Fibras de aramida.*

El adhesivo usado para la unión de CFRP con la estructura a reforzar es un adhesivo estructural de dos componentes, tixotrópico, basado en una combinación de resinas epóxicas y filler especial.

Propiedades mecánicas del adhesivo epóxico:

- Módulo de elasticidad a la compresión 9.600 [N/mm<sup>2</sup>].
- Módulo de elasticidad a la tracción 11.200 [N/mm<sup>2</sup>].



Figura 2.4. *Tejido CFRP y resina epóxica.*

## 2.2.2 FORMAS EN QUE SE ENCUENTRA EL CFRP

### PLETINAS FORMADAS CON CFRP:

Son láminas de polímeros reforzadas con fibras de carbono, diseñadas para refuerzo de estructuras de hormigón, madera, albañilería y acero (ver Figura 2.9).

Las placas se adhieren sobre la estructura, como refuerzo externo, usando adhesivo epóxico.

Las pletinas formadas por CFRP son usados para mejorar, incrementar o rehabilitar el comportamiento y resistencia de estructuras por:

#### Incremento de la capacidad de carga:

- Aumento de capacidad de losas, vigas y secciones de puentes.
- Aumento de capacidad de puentes, según carga por eje.
- Instalación de maquinaria pesada.
- Cambio de uso del edificio.

#### Daño de elementos estructurales debido a:

- Deterioro de los materiales de construcción originales.
- Corrosión del acero de refuerzo.
- Eventualidades (impacto de vehículos, sismos, etc.).

#### Mejoramiento del servicio y durabilidad:

- Reducción de la deflexión y del ancho de fisuras.
- Reducción del esfuerzo en el acero de refuerzo.
- Mejoramiento de la resistencia a fatiga.

Cambio en el sistema estructural:

- Remoción de muros o columnas.
- Remoción de secciones de losas y muros para pasadas.
- Mejoramiento de resistencia a sismos, impacto, explosión, etc.
- Para reparar defectos de diseño o construcción tales como:
- Insuficiente / inadecuado acero de refuerzo.
- Insuficiente / inadecuado espesor de la estructura.

La pletina se encuentra en el mercado comúnmente en los siguientes formatos:

Tabla 2.3. *Formato de pletinas comúnmente encontradas en el mercado. (fuente: Sika S.A.)*

Ancho	Espesor	Área
50 mm	1,2 mm	60 mm <sup>2</sup>
50 mm	1,4 mm	70 mm <sup>2</sup>
60 mm	1,3 mm	78 mm <sup>2</sup>
60 mm	1,4 mm	84 mm <sup>2</sup>
60 mm	2,6 mm	156 mm <sup>2</sup>
80 mm	1,2 mm	96 mm <sup>2</sup>
80 mm	1,4 mm	112 mm <sup>2</sup>
90 mm	1,2 mm	108 mm <sup>2</sup>
90 mm	1,4 mm	126 mm <sup>2</sup>
100 mm	1,2 mm	120 mm <sup>2</sup>
100 mm	1,4 mm	140 mm <sup>2</sup>
120 mm	1,4 mm	168 mm <sup>2</sup>
150 mm	1,2 mm	180 mm <sup>2</sup>

Propiedades mecánicas: (fuente: Sika S.A.)

- Módulo  $E_f = 1.650.000$  [kgf/cm<sup>2</sup>].
- Resistencia última a la tracción  $f_{fu}^* = 29.000$  [kgf/cm<sup>2</sup>].
- Deformación a la rotura  $\varepsilon_{fu}^* = 0,018$ .

### TEJIDOS DE FIBRA DE CARBONO:

Los tejidos de fibra de carbono, diseñados para refuerzo estructural, son unidireccionales, con resistencia de rango medio, diseñados para su instalación usando el proceso de aplicación en húmedo (ver Figura 2.10).

El uso más habitual es en estructuras o elementos de hormigón armado, albañilería y madera, para incrementar la capacidad de carga de flexión y corte para:

- Mejorar el comportamiento sísmico de muros de albañilería.
- Sustituir armadura existente.
- Incrementar la resistencia y ductilidad de columnas.
- Incrementar capacidad de carga de elementos estructurales.
- Permitir cambios en uso/alteraciones y rehabilitaciones.
- Corregir el diseño de estructuras y/o defectos de construcción.
- Aumentar la resistencia sísmica.
- Incrementar la vida de servicio y durabilidad.
- Mejorar la condición estructural para cumplir las normas vigentes.

Es flexible y acomodable en diferentes planos de superficie y geometría (vigas, columnas, chimeneas, pilas, muros, silos, etc.); posee una baja densidad con mínimo peso adicional y bajo costo efectivo comparado con técnicas tradicionales de refuerzo.

#### Propiedades mecánicas (ancho del tejido = 50 [cm]):

Tejido:  $t_f = 0,167$  [mm] de espesor.

- Módulo  $E_f = 2.200.000$  [kgf/cm<sup>2</sup>].
- Resistencia última a la tracción  $f_{fu}^* = 32.000$  [kgf/cm<sup>2</sup>].
- Deformación a la rotura  $\varepsilon_{fu}^* = 0,017$ .

Tejido:  $t_f = 0,334$  [mm] de espesor.

- Módulo  $E_f = 2.200.000$  [kgf/cm<sup>2</sup>].
- Resistencia última a la tracción  $f_{fu}^* = 32.000$  [kgf/cm<sup>2</sup>].
- Deformación a la rotura  $\varepsilon_{fu}^* = 0,0155$ .

#### BARRAS DE FIBRA DE CARBONO:

La barra de fibra de carbono es un polímero no metálico entre tres y cinco veces más ligero que el acero y unas seis veces más resistente a la fatiga que éste. Su durabilidad y alta resistencia lo ubican como una de las mejores opciones para la integridad de la estructura (ver Figuras 2.11 y 2.12).

Se instala en ranuras y cortes en las superficies del hormigón o mortero y se embute en la ranura utilizando los morteros epóxicos; también puede ser usada en construcción nueva, principalmente en fundaciones o puentes, en donde los tratamientos para proteger las barras de acero de los agentes corrosivos, requiere de altos costos de inversión y mantenimiento posterior.

Está fabricado con un proceso patentado que utiliza fibra de carbono grado aeroespacial y matriz polimérica, lo que permite un sistema compuesto con extraordinarias propiedades físicas y mecánicas para una amplia variedad de aplicaciones de reforzamiento.

#### Beneficios:

- Alta resistencia y rigidez.
- Ligera, 1/5 del peso del acero.
- Gran durabilidad, no se corroe.
- Instalación en corto tiempo.
- Se puede anclar en huecos perforados en cimentaciones, losas, etc.
- Al instalarla en juntas de elementos de mortero en albañilería se oculta fácilmente.

- Se puede colocar bajo la superficie superior de losas y tableros de puentes expuestos al tráfico.
- Semi-conductor eléctrico y térmico.

Usos:

- Aumentar la capacidad de carga de estructuras de hormigón y mampostería.
- Aumento de la capacidad a flexión de vigas y losas de hormigón.
- Aumento de la resistencia a flexión y corte de muros de hormigón y mampostería.
- Mejora la capacidad del hormigón en silos y túneles.
- Restaurar la capacidad estructural de estructuras deterioradas.
- Reemplazo de barras de acero corroídas.
- Reemplazo de tendones de postensión.
- Corregir errores de diseño/construcción.
- Sustituir barras de refuerzo faltantes.
- Adecuación antisísmica.

Las barras de fibra de carbono son una solución con excelentes propiedades mecánicas especialmente concebidas para ambientes agresivos. El principal beneficio de este tipo de productos es su alta resistencia a agentes corrosivos, incluso mayor que el acero.

Propiedades mecánicas: (fuente: Advance Composite Fiber)

- Módulo  $E_f = 1.240.000 [kg_f/cm^2]$ .

En la tabla siguiente, se muestran algunas propiedades mecánicas de barras lisas de fibras de carbono.

Tabla 2.4. *Formato de barras comúnmente encontradas en el mercado.*

<b>Diámetro [mm]</b>	<b>Área [mm<sup>2</sup>]</b>	<b>Res. Últ. Tracc. [kgf/cm<sup>2</sup>]</b>
6.4	31.7	20680
9.5	71.3	18960
12.7	126.7	17240
15.9	197.9	16000
19.1	285	15300
20	314.2	15000
22.2	387.9	14400
25.4	506.7	13800
28.6	641.3	13000
31.8	791.7	12200

### **2.3 CAMPO DE APLICACIÓN DE LOS FRP**

Los sistemas de refuerzo de fibra de carbono permiten entre otras cosas:

- Refuerzo a flexión: Para el refuerzo a flexión de vigas y otros elementos de hormigón armado se utiliza comúnmente el método de pegado de tejidos, pletinas y barras de fibras de carbono embebidas en el hormigón. El refuerzo actuará como armadura de tracción (y en el caso de barras, como armadura de compresión). El adhesivo servirá para transmitir el esfuerzo cortante entre el refuerzo y el hormigón.

Cabe destacar que el tejido de fibra de carbono no se debe utilizar como armadura de compresión. El elemento de refuerzo es muy esbelto, por lo que la posibilidad de pandeo del mismo es muy grande.

- Refuerzo de confinamiento: Para elementos sometidos a compresión simple o compuesta se puede hacer un refuerzo de confinamiento. Este tipo de refuerzo se hace principalmente en elementos sometidos a carga axial o para zonas en las que se espera incursión no lineal. El sistema utilizado es el de tejidos, debido a su fácil adaptabilidad a cualquier forma del soporte.

Con los tejidos se envuelve la pieza a reforzar completamente, de abajo a arriba. Se pueden poner tantas capas de tejido como se desee. Esta envoltura provoca un confinamiento pasivo de la pieza que mejora su comportamiento frente a las sollicitaciones.

- Refuerzo a cortante: Para el refuerzo de piezas a cortante, lo que se hace es colocar las fibras de carbono a modo de estribos externos, adheridos con resina epóxica.
- Refuerzo de muros: Otro tipo de refuerzo, quizás menos usual, es el de muros, tanto de albañilería como de hormigón. Estos muros están sometidos a cargas laterales (sismo) y verticales (cargas gravitacionales).

Los sistemas de refuerzo estructural de fibra de carbono deben ser determinados y detallados de acuerdo con los alcances de guías de diseño específicas para este tipo de refuerzos como el ACI 440-2R.<sup>5</sup>

Algunos de los beneficios de este sistema de reforzamiento son:

- Peso muy liviano (mínima carga muerta adicional)
- Alta durabilidad, anticorrosivo y bajo mantenimiento.
- Rápida instalación, con el consiguiente ahorro de dinero y tiempo de espera.
- Mínimo incremento de espesor en la geometría del elemento.
- Muy flexible, adaptable a todas las formas de los elementos.

Sus aplicaciones más usuales vienen determinadas por:

- Cambios en el uso o cargas en las edificaciones.
- Defectos en el diseño o construcción.
- Proyectos de refuerzo sujetos a cambios en las normas de diseño.
- Daños sísmicos.
- Deflexiones excesivas, etc.

## Aplicaciones en vigas

Al aplicarse en vigas, el sistema FRP incrementa la capacidad de resistencia a la flexión y al corte en estos elementos. Al aplicar este sistema en la cara inferior de la viga, en su longitud, incrementa su resistencia a la flexión, controlando mejor la deflexión, mientras que, si se aplica en las caras laterales, incrementa su resistencia al corte.



Figura 2.5. *Refuerzo estructural por flexión con pletinas de CFRP en vigas (fuente: Sika S.A).*

## Aplicaciones en muros de hormigón o albañilería

El uso de este sistema en muros de hormigón o de albañilería ayuda a incrementar la resistencia nominal de estos elementos, frente a las cargas de compresión o laterales (flexión) que se puedan presentar. Se puede usar en placas, muros de sostenimiento, paredes cilíndricas de los reservorios, cajas de ascensor, estructuras industriales sujetas a posibles presiones de explosiones, entre otras.



Figura 2.6. Refuerzo estructural de corte con tejidos de CFRP en muros (fuente: IE3 Ingeniería Estructural).

## Aplicaciones en columnas

Una de sus aplicaciones más usuales consiste en incrementar la resistencia a la flexión y dotar de mayor confinamiento. Este es un sistema de bajo costo en comparación a aumentar la sección de la columna, con la consiguiente pérdida de la apariencia arquitectónica original. Una vez reforzada y recubierta la columna, el cambio en la apariencia es nulo, pero muy significativo en resistencia.



Figura 2.7. Refuerzo estructural de corte con tejidos de CFRP en vigas y de confinamiento en las columnas (fuente: Sika S.A.).

## Aplicaciones en losas

Al aplicar este sistema de reforzamiento en losas aligeradas o macizas armadas en una o dos direcciones, las cargas de servicio pueden ser sustancialmente incrementadas, manteniendo un control de su deflexión. Otras estructuras que pueden ser reforzadas son tableros de puentes, losas de piso de hormigón, losas de estacionamiento, losas industriales, etc.

Las aplicaciones de este sistema son tantas como las necesidades de reforzamiento de una estructura, pero es necesario realizar un análisis completo de la estructura a reforzar y hacer los cálculos adecuados. Esto, lo debe efectuar un experto o persona calificada en el tema.



Figura 2.8. Refuerzo estructural por flexión con pletinas de CFRP en losas (fuente: Sika S.A.).



Figura 2.9. Pletina de fibra de carbono (fuente: Sika S.A.).

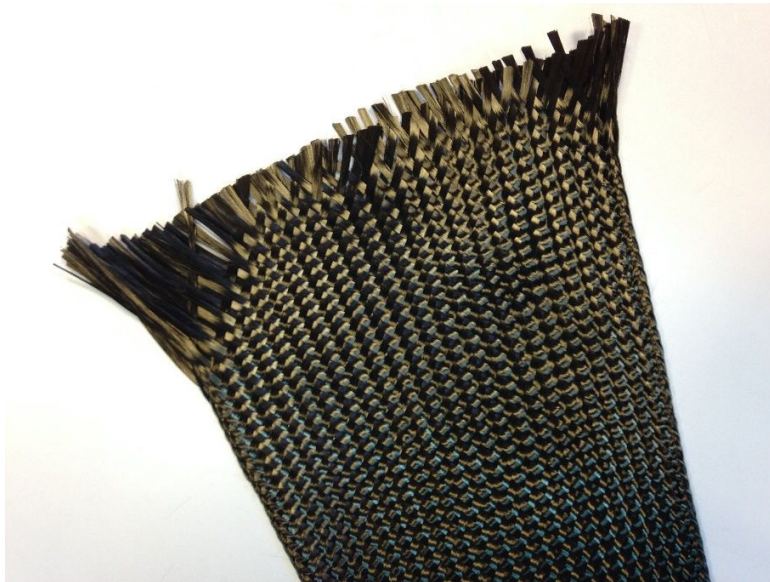


Figura 2.10. Tejido de fibras de carbono (fuente: Sika S.A.).



Figura 2.11. *Barras lisas de fibras de carbono (fuente: Sika S.A.).*



Figura 2.12. *Barras con resaltes de fibras de carbono (fuente: Sika S.A.).*

En zonas sísmicas como nuestro país, el corte y momento flector debidos a sismos usualmente es el que controla el diseño con relación a las solicitaciones axiales puras en elementos verticales y cargas gravitacionales en vigas.

El confinamiento del hormigón aumenta su resistencia y ductilidad. Por lo tanto, aumenta la capacidad de un muro o columna para resistir ciclos repetidos de carga más allá del límite elástico y retarda el fallo en el elemento debido a la pérdida de la capacidad de flexión.

El desprendimiento del recubrimiento, el pandeo del refuerzo longitudinal y la formación de rótulas plásticas en las regiones donde termina el refuerzo longitudinal también puede prevenirse mediante la colocación del reforzamiento requerido según el diseño.

Ya que se trata de una simultaneidad de momentos flectores y de compresión axial, los principios de refuerzos de muros y columnas se basan en el incremento de las propiedades a carga axial de los elementos con hormigón confinado y las mejoras en la capacidad a flexión logradas mediante la envoltura con tejidos de fibras de carbono. Se recomienda que en el caso de refuerzo a flexo-compresión en elementos verticales, se coloque pletinas de fibra de carbono en el sentido longitudinal para que trabajen a flexión y sobre éstas se envuelva a toda la sección con tejidos FRP para darle confinamiento.



Figura 2.13. Esquema de reforzamiento a flexo-compresión de una columna (fuente: Sika S.A.).

Este método de refuerzo se usa con cuidado porque una mayor capacidad de flexión aumenta las fuerzas transferidas a la fundación y las conexiones viga columna, y también se traduce en una mayor fuerza de corte de la columna. Una falla en la fundación o una falla frágil por corte suelen ser más importantes que los problemas de flexión que son de un tipo más dúctil, por lo tanto, este método sólo se utiliza cuando la pérdida de resistencia a la flexión desencadena un mecanismo de colapso, y nunca sin tomar las debidas precauciones, es decir, revisar el comportamiento de todos los elementos mediante un análisis estructural.

### 3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO DEL REFUERZO FRP

En este capítulo se presentan las consideraciones generales de diseño del refuerzo FRP. Estas recomendaciones se basan en los principios tradicionales de diseño para el hormigón armado indicados en los requerimientos del ACI-318S-08<sup>2</sup>, NCh430of2008<sup>6</sup>, Decreto Supremo (D.S.) N° 60 del 2011<sup>7</sup>.

El análisis y diseño de elementos de hormigón armado se basa en 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 hormigón que lo envuelve.
3. Los esfuerzos en el hormigón y 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-Bernouilli desarrollada en la teoría de flexión. La segunda suposición es necesaria, debido a que el hormigón y el acero de refuerzo deben actuar en conjunto para soportar cargas, implicando una perfecta adherencia entre el hormigón y el acero. La tercera suposición fue demostrada al desarrollar las relaciones momento curvatura del material compuesto.

Además de las consideraciones básicas antes mencionadas, se tiene las siguientes suposiciones que son necesarias para realizar un cálculo simplificado y confiable de la resistencia de un elemento de hormigón armado reforzado con FRP:

4. La falla del hormigón se produce cuando la deformación unitaria en compresión  $\epsilon_c$ , alcanza la capacidad límite de deformación del hormigón  $\epsilon_{cu} = 0,003$ .
5. La resistencia a tracción del hormigón es ignorada.

6. 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  $f_y$ .
7. 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.

Las consideraciones particulares acerca del material compuesto son descritas en ACI440-2R<sup>5</sup>, ACI-216R<sup>8</sup>, FIB – 2001<sup>9</sup> y basadas en el conocimiento del comportamiento mecánico específico del refuerzo FRP:

8. No existe deslizamiento entre la banda (tejido) FRP de refuerzo externo y el sustrato de hormigón adyacente.
9. La deformación de las barras de refuerzo embebidas en el hormigón se considera igual a la deformación del hormigón.
10. La relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria de las pletinas FRP es lineal y elástica hasta llegar a la falla.
11. El material compuesto (FRP + resina) trabaja como un solo material y se supone que no existen discontinuidades entre la fibra y la resina.
12. Las fibras están distribuidas de forma regular, es decir sus propiedades son uniformes en toda su extensión.
13. Se considera que el compuesto FRP es un material estable y sus propiedades se mantienen inalterables en el tiempo.

La consideración “8” 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 hormigón y el refuerzo externo. Sin embargo, el nivel de error que esta consideración provoca es mínimo y no afecta el cálculo de la resistencia nominal de la sección<sup>10</sup>. Las consideraciones “10”, “11” y “12” se basan 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.

La consideración “13” 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<sup>11-13</sup> 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<sup>5</sup> (ACI 2008<sup>2</sup>), mediante un coeficiente de reducción por degradación o exposición al medio ambiente, llamado  $C_E$ .

Los sistemas de reforzamiento FRP deben ser diseñados para resistir las fuerzas a tensión mientras mantienen la compatibilidad de la deformación entre el FRP y el substrato de hormigón. No se debe hacer trabajar al refuerzo FRP para resistir las fuerzas a compresión. Es aceptable, sin embargo, para el refuerzo FRP en tensión experimentar compresión debido a inversión de momento o a los cambios en los patrones de carga. No obstante, la resistencia a compresión del refuerzo FRP debe ser despreciada<sup>5</sup>.

Las consideraciones de diseño, descritas anteriormente, están basadas en los principios de diseño a estados límite. Este enfoque establece niveles aceptables de seguridad contra la ocurrencia tanto de los estados límite de servicio (deflexiones excesivas, agrietamiento), como de los estados límite-último (falla, ruptura por esfuerzo, fatiga). En la evaluación de la resistencia nominal de un elemento, se deben evaluar los posibles modos de falla y las subsecuentes deformaciones y esfuerzos de cada material. Para evaluar la capacidad de

servicio de un elemento deben utilizarse las suposiciones fundamentales para el comportamiento del hormigón armado, tales como relación entre módulos de los materiales componentes y secciones transformadas, en donde la teoría de la flexión se puede aplicar en forma directa a los elementos de hormigón compuestos, debido a que se asume que el material es homogéneo y las deformaciones y esfuerzos varían linealmente con la profundidad del eje neutro dentro del rango lineal. El método de sección transformada consiste en transformar el elemento de hormigón compuesto por acero y polímeros reforzados con fibras de carbono en un solo material homogéneo.

Los sistemas de reforzamiento con FRP deben ser diseñados de acuerdo con los requerimientos de resistencia y servicio del código ACI 318S-08<sup>2</sup>, utilizando los factores de carga establecidos en él. También deben ser usados los factores de reducción de resistencia requeridos de dicho código y los del ACI440-2R<sup>5</sup> y Bulletin 14 del FIB – 2001<sup>9</sup>. El ingeniero puede incorporar factores de reducción de resistencia más conservadores si hay incertidumbre con respecto a las resistencias de los materiales o condiciones del sustrato existentes mayores que las discutidas en estas recomendaciones.

### **3.1 LÍMITES DEL REFORZAMIENTO**

Debe tenerse una consideración cuidadosa para determinar límites de reforzamiento razonables. Estos límites son impuestos para evitar el colapso de la estructura, en caso que ocurriera una falla de adherencia, u otra, del sistema FRP debido al fuego, vandalismo u otras causas. Algunos diseñadores y fabricantes de sistemas FRP han recomendado que el elemento de la estructura sin reforzar, sin refuerzo FRP, debe tener suficiente capacidad para resistir hasta cierto nivel de carga. Utilizando esta filosofía, en la eventualidad que el sistema FRP sea dañado, la estructura debe ser aún capaz de resistir un nivel razonable de carga sin colapsar. Es la recomendación del comité del ACI-440<sup>5</sup> que la resistencia existente de la estructura, sea suficiente para resistir un nivel de cargas como se describe en la Ecuación N° 3-1.

$$(\phi R_n)_{existente} \geq (1,1 * S_{DL} + 0,75 * S_{LL})_{nuevo} \quad (3 - 1)$$

Donde,

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia.

$R_n$  = Resistencia nominal de una sección de hormigón.

$S_{DL}$  = Solicitación de peso propio.

$S_{LL}$  = Solicitación de sobrecarga.

En la Sección 3.2 se indican límites específicos para estructuras que requieren una clasificación de resistencia al fuego.

### **3.2 RESISTENCIA ESTRUCTURAL AL FUEGO**

El nivel de reforzamiento que puede ser alcanzado mediante el uso de refuerzo FRP adherido externamente, está limitado por la clasificación de resistencia al fuego de la estructura. Las resinas de los polímeros usados en los sistemas FRP de aplicación en húmedo y pre-impregnados así como los adhesivos poliméricos utilizados en los sistemas FRP pre-curados pierden integridad estructural a temperaturas que exceden la temperatura de transición del vidrio (Tg) del polímero. Mientras que la temperatura de transición del vidrio puede variar dependiendo de la química del polímero, un rango típico para la resina aplicada en sitio y los adhesivos es de 140 a 180° F (60 a 82° C). Debido a las altas temperaturas asociadas al fuego y la baja resistencia a la temperatura del sistema FRP, el sistema FRP no tiene capacidad de resistir el fuego por un periodo considerable de tiempo. Además, no es viable aislar el sistema FRP para incrementar su resistencia al fuego, ya que la cantidad de aislamiento necesario sería mucho mayor del que podría ser realmente aplicado.

Aunque el sistema FRP por sí mismo tiene una baja resistencia al fuego, la combinación del sistema FRP con una estructura de hormigón existente puede aún tener un adecuado nivel de resistencia. Esto es atribuible a la resistencia inherente de la sola estructura de hormigón existente a altas temperaturas. En lo que respecta a la resistencia al

fuego de la estructura de hormigón reforzada con FRP, es importante reconocer que la resistencia de las estructuras de hormigón reforzadas con métodos tradicionales es también un tanto reducida, durante la exposición a las altas temperaturas. La resistencia a fluencia del acero de refuerzo es reducida y la resistencia a compresión del hormigón es reducida. Como resultado, la resistencia global de un elemento de hormigón reforzado para los efectos de la carga se ve reducida. Este concepto es empleado en ACI-216R<sup>8</sup> con el objeto de proporcionar un método de cálculo para la resistencia al fuego de los elementos de hormigón. ACI-216R<sup>8</sup> recomienda límites que mantienen un nivel razonable de seguridad contra el colapso total de la estructura en el evento de un incendio.

Por extensión de los conceptos establecidos en ACI-216R<sup>8</sup> al hormigón armado con reforzamiento FRP, ciertos límites de reforzamiento pueden ser usados para garantizar que una estructura reforzada no colapsará en un incendio. La resistencia de un elemento, a los efectos de la carga, puede ser calculada con resistencias reducidas del acero y del hormigón y sin la resistencia del refuerzo FRP. Esta resistencia puede entonces ser comparada con la demanda de carga sobre un elemento para asegurar que la estructura no colapsará bajo cargas de servicio y temperaturas elevadas.

La resistencia existente de un elemento estructural con una clasificación de resistencia al fuego debe satisfacer las condiciones de la Ecuación N° 3-2 si éste ha de ser reforzado con un sistema FRP. Los efectos de la carga  $S_{DL}$  y  $S_{LL}$  deberán ser determinados utilizando los requerimientos de carga para la estructura. Si el sistema FRP es diseñado para soportar mayor carga, los efectos de la carga deben ser calculados utilizando dichas mayores cargas.

$$(R_{n\theta})_{existente} \geq (S_{DL} + S_{LL})_{nuevo} \quad (3 - 2)$$

Donde,

$R_{n\theta}$  = Resistencia nominal de una sección de hormigón, sometido a temperaturas elevadas asociadas al fuego.

La resistencia nominal del elemento a una temperatura elevada,  $R_{n\theta}$ , puede ser determinada utilizando los lineamientos definidos en ACI-216R<sup>8</sup>. Esta resistencia debe ser calculada para el periodo de tiempo requerido por la clasificación de resistencia al fuego de la estructura, por ejemplo, una clasificación al fuego de dos horas y debe anular la contribución del sistema FRP. Además, si el sistema FRP es pensado para solventar una pérdida en resistencia, tal como deterioro, la resistencia debe reflejar dicha pérdida.

La resistencia al fuego de los materiales FRP puede ser mejorada mediante el uso de ciertos polímeros o métodos de protección contra el fuego. Aunque estos métodos son en general poco prácticos, se espera que puedan llegar a ser más efectivos en el futuro. Si dichos métodos pueden demostrar a través de ensayos que incrementan la resistencia al fuego de los sistemas FRP para cumplir con la clasificación de resistencia al fuego de una edificación, el criterio empleado en la Ecuación N° 3-2 puede ser modificado para reflejar el nivel de protección proporcionado. Los ensayos de estos sistemas deben, sin embargo, utilizar el criterio de punto final definido por el alcance de la temperatura de transición del vidrio del polímero. Esto es, la resistencia al fuego del sistema FRP debe ser establecida como la cantidad de tiempo medida requerida por la resina o los adhesivos poliméricos en el sistema FRP para alcanzar su temperatura de transición del vidrio bajo la exposición al fuego. ASTM E 119<sup>14</sup> proporciona la guía de los tipos de fuego (calor y duración) a ser usados en dichos ensayos.

### **3.3 FLUENCIA DEL ACERO, SEGUIDO POR DESPEGUE O DELAMINACIÓN DEL FRP**

El mecanismo de falla del despegue 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 (desprendimiento del recubrimiento del hormigón) ocurre de igual manera cuando estas grietas por flexión se combinan con las de corte en un extremo de la viga de hormigón armado, y los esfuerzos de corte entre la banda de refuerzo y el sustrato FRP superan la resistencia del sustrato de hormigón sumándose adicionalmente a esfuerzos normales en el extremo de la banda de FRP, resultando en un arrancamiento extremo del hormigón y el refuerzo FRP. La delaminación o despegue del sistema de refuerzo generalmente controla la falla antes que pueda producirse fluencia del acero de refuerzo, seguido por ruptura del FRP, debido a que la deformación por despegue  $\epsilon_{fd}$  (deformación unitaria en el refuerzo FRP en el estado de delaminación o desprendimiento) es generalmente mayor que la deformación unitaria última de diseño por tracción  $\epsilon_{fu}$  (Figuras 3.1, 3.2 y 3.3).

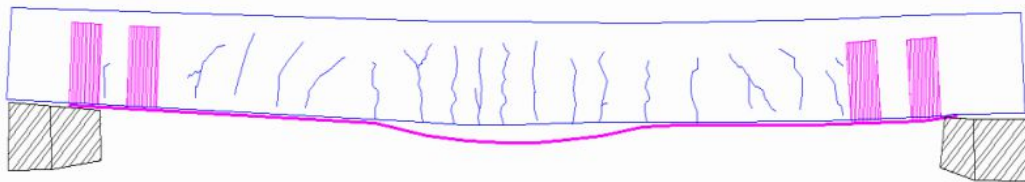


Figura 3.1. Despegue del refuerzo FRP en el centro de la luz.<sup>15</sup>

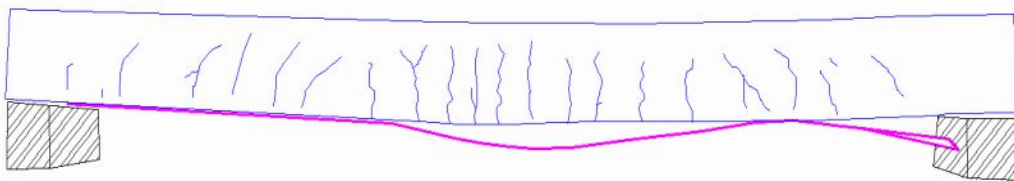


Figura 3.2. Despegue del refuerzo FRP en el centro de la luz y/o en el extremo.<sup>15</sup>



Figura 3.3. *Delaminación del FRP que se extiende hacia el centro.*<sup>15</sup>

### 3.4 CAPACIDAD GLOBAL DE LA ESTRUCTURA

Mientras los sistemas FRP son efectivos para el refuerzo de elementos en flexión, corte y para proporcionar confinamiento adicional, otro modo de falla, como el punzonamiento en fundaciones, puede no resultar efectivo cuando se refuerza con FRP. Es importante asegurar que todos los elementos de la estructura sean capaces de resistir el incremento de las cargas.

Adicionalmente se debe realizar un análisis estructural sobre el elemento reforzado con FRP, para comprobar que bajo condiciones de sobrecarga, éste fallará a flexión (falla dúctil) antes que a cortante (falla frágil).

### 3.5 APLICACIONES SÍSMICAS

La mayoría de las investigaciones dentro del reforzamiento sísmico de estructuras han estudiado el reforzamiento de columnas. Los sistemas FRP son usados en el confinamiento de columnas para aumentar la capacidad a compresión del hormigón, reducir la longitud de empalme requerida, e incrementar la capacidad a cortante<sup>16</sup>.

Cuando son reforzadas las vigas o losas en las estructuras de edificios en zonas de riesgo sísmico moderado a alto, la resistencia y la rigidez de la viga (losa) y columna deben ser verificados para asegurar la formación de la articulación plástica lejos de la columna y de la junta<sup>17</sup>.

## 3.6 SELECCIÓN DE LOS SISTEMAS FRP

### 3.6.1 CONSIDERACIONES AMBIENTALES

Las condiciones ambientales pueden afectar a las resinas y fibras de diversos sistemas FRP. Las propiedades mecánicas (por ejemplo, resistencia a tensión, deformación y módulo de elasticidad) de algunos sistemas FRP se degradan bajo la exposición a ciertos ambientes, tales como alcalinidad, agua salada, químicos, luz ultravioleta, altas temperaturas, alta humedad, y ciclos hielo-deshielo. Las propiedades de los materiales utilizados en el diseño deben tener en cuenta esta degradación de acuerdo con la Sección 3.4.

El ingeniero debe seleccionar un sistema FRP basado en el comportamiento conocido de dicho sistema en condiciones de servicio previstas. A continuación, se enumeran algunas consideraciones ambientales importantes relacionadas con la naturaleza de los sistemas específicos. La información específica puede ser obtenida del fabricante del FRP.

- **Alcalinidad/acidez:** El comportamiento de un sistema FRP con el tiempo en un ambiente alcalino o ácido depende del material de la matriz y de la fibra de refuerzo. La sola fibra de carbono seca, sin saturar o desprotegida es resistente tanto a los ambientes alcalinos como a los ácidos, mientras que la sola fibra de vidrio puede degradarse con el tiempo en estos ambientes. Una matriz de resina aplicada apropiadamente, sin embargo, puede aislar y proteger la fibra del ambiente alcalino/ácido y retardar el deterioro. El FRP seleccionado debe incluir una matriz de resina resistente a los ambientes alcalinos y ácidos. Los lugares con alta alcalinidad y alta humedad o humedad relativa favorecen la selección de los sistemas de fibra de carbono sobre los sistemas de fibra de vidrio.
- **Expansión térmica:** El FRP puede tener propiedades de expansión térmica que son diferentes a las del hormigón. Adicionalmente, las propiedades de expansión térmica de la fibra y del polímero de un FRP pueden variar. Las fibras de carbono tienen un coeficiente de expansión térmica cercano a cero, mientras que las fibras de vidrio

tienen un coeficiente de expansión térmica similar al hormigón. Los polímeros utilizados en los sistemas de reforzamiento FRP tienen por lo general coeficientes de expansión térmica de aproximadamente 5 veces el del hormigón. Los cálculos de diferenciales de deformación inducidos térmicamente son complejos debido a las variaciones en la orientación de la fibra, la fracción del volumen de la fibra (relación del volumen de las fibras entre el volumen de las fibras y resinas en un FRP), y el grosor de las capas de adhesivo. Sin embargo, la experiencia<sup>18-20</sup> indica que las diferencias en la expansión térmica no afectan la adherencia para pequeños rangos en los cambios de temperatura, tales como +/- 50° F (+/- 28° C).

- **Conductividad eléctrica:** GFRP (polímeros reforzados con fibras de vidrio) y AFRP (polímeros reforzados con fibras de plástico) son efectivos aislantes de electricidad, mientras que el CFRP es conductor. Para prevenir una potencial corrosión galvánica de los elementos de acero, los materiales FRP basados en carbono no deben entrar en contacto directo con el acero.

### 3.6.2 CONSIDERACIONES DE LA CARGA

Las condiciones de la carga pueden afectar a las diferentes fibras de los sistemas FRP. El ingeniero debe seleccionar un sistema FRP basado en un comportamiento conocido de ese sistema en las condiciones de servicio previstas.

A continuación se entregan algunas consideraciones de carga importantes relacionadas con la naturaleza de los sistemas específicos. La información específica debe ser obtenida de los fabricantes del material.

- **Tolerancia al impacto:** Los sistemas AFRP y GFRP demuestran mejor tolerancia al impacto que los sistemas CFRP.

- **Ruptura por fluencia plástica (creep) y fatiga:** Los sistemas CFRP son altamente resistentes a la ruptura por fluencia plástica bajo carga sostenida y a la falla por fatiga bajo ciclos de carga. Los sistemas GFRP son más sensibles a ambas condiciones de carga.

### **3.6.3 CONSIDERACIONES DE DURABILIDAD**

La durabilidad de los sistemas FRP es objeto de considerables investigaciones pasadas<sup>21</sup>. El ingeniero debe seleccionar un sistema FRP que haya sido sometido a los ensayos de durabilidad que sean consistentes con el ambiente de la aplicación. Las pruebas de durabilidad pueden incluir ciclos caliente-húmedos, inmersión alcalina, ciclos hielo-deshielo, y exposición a la luz ultravioleta.

Cualquier sistema FRP que encapsule o cubra completamente una sección de hormigón debe ser investigado en relación con los efectos de variadas condiciones ambientales incluyendo hielo-deshielo, corrosión del acero, reacciones álcali-sílice de los agregados, entrapamiento de agua, presión de vapor, y transmisión de vapor de humedad<sup>22-24</sup>. Muchos sistemas FRP crean una capa impermeable a la humedad sobre la superficie del hormigón. En áreas en donde es esperada una transmisión de vapor de humedad, se deben proporcionar las medidas adecuadas para permitir que la humedad escape de la estructura de hormigón.

### **3.6.4 CONSIDERACIONES DE SELECCIÓN DE RECUBRIMIENTOS**

Se puede aplicar un recubrimiento al sistema FRP instalado para protegerlo de la exposición a ciertas condiciones ambientales. El espesor y el tipo de recubrimiento deben ser seleccionados con base en los requerimientos de la reparación compuesta; la resistencia a los efectos ambientales, como humedad, agua salada, temperaturas extremas, fuego, impacto, y exposición UV; la resistencia a los efectos específicos del lugar, y la protección

contra vandalismo. Los recubrimientos son responsables de retardar la degradación de las propiedades mecánicas de los sistemas FRP.

Recubrimientos externos o las capas gruesas de resina sobre las fibras pueden protegerlas del daño ocasionado por impacto o abrasión. En áreas de alto impacto o tráfico, pueden ser necesarios niveles adicionales de protección. Son comúnmente utilizados empastes o morteros con cemento Portland y recubrimientos poliméricos para proteger los sitios en donde se espera menor impacto o abrasión.

### 3.7 PROPIEDADES DE DISEÑOS DE LOS MATERIALES

Las propiedades del material informadas por los fabricantes, tal como la resistencia a tensión última, típicamente no consideran la exposición por largo tiempo a condiciones ambientales y deben ser consideradas como propiedades iniciales. Debido a que la exposición por largo tiempo a diferentes tipos de ambientes puede reducir las propiedades a tensión, la ruptura por fluencia plástica y la resistencia a la fatiga de las láminas FRP, las propiedades del material utilizado en las ecuaciones de diseño deben ser reducidas con base en la condición de exposición ambiental.

Las Ecuaciones N° 3-3 hasta 3-5 suministran las propiedades a tensión que deben ser usadas en todas las ecuaciones de diseño. La resistencia a tensión última de diseño debe ser determinada utilizando el factor de reducción ambiental dado en la Tabla N° 3.1 para el tipo de fibra apropiado y la condición de exposición.

$$f_{fu} = C_E * f_{fu}^* \quad (3 - 3)$$

Donde,

$f_{fu}$  = Tensión última de diseño por tracción de FRP, [MPa].

$C_E$  = Factor de reducción ambiental.

$f_{fu}^*$  = Tensión última de diseño por tracción de FRP, especificada por el fabricante, [MPa].

Análogamente, la deformación de rotura de diseño debe también ser reducida para las condiciones de exposición ambiental.

$$\varepsilon_{fu} = C_E * \varepsilon_{fu}^* \quad (3 - 4)$$

Donde,

$\varepsilon_{fu}$  = Deformación unitaria última de diseño por tracción de FRP, [mm/mm].

$\varepsilon_{fu}^*$  = Deformación unitaria última de diseño por tracción de FRP, especificada por el fabricante, [mm/mm].

Debido a que los materiales FRP son linealmente elásticos hasta la falla, los módulos de elasticidad de diseño pueden ser entonces determinados a partir de la ley de Hooke. La expresión del módulo de elasticidad, dado en la Ecuación N° 3-5, reconoce que el módulo básicamente no es afectado por las condiciones ambientales. El módulo dado en la ecuación será el mismo valor inicial reportado por el fabricante.

$$E_f = f_{fu} / \varepsilon_{fu} \quad (3 - 5)$$

Los factores de reducción ambiental dados en la Tabla 3.1 son conservadores y son estimados en la durabilidad relativa de cada fibra. Se espera que con la investigación continua, estos valores lleguen a ser más exactos. Sin embargo, la metodología relacionada con el uso de estos factores permanecerá sin cambios.

Tabla 3.1. Factores de reducción ambiental para diferentes sistemas FRP y condiciones de exposición.<sup>5</sup>

Condición de exposición	Tipo de fibra y resina	Factor de reducción ambiental, $C_E$
Exposición interior	Carbono/epóxico	0,95
	Vidrio/epóxico	0,75
	Aramida/epóxico	0,85
Exposición exterior (puentes, muelles, y estacionamientos sin cerramiento)	Carbono/epóxico	0,85
	Vidrio/epóxico	0,65
	Aramida/epóxico	0,75
Ambientes agresivos (plantas químicas y para el tratamiento de agua residual)	Carbono/epóxico	0,85
	Vidrio/epóxico	0,50
	Aramida/epóxico	0,70

Como se ilustra en la Tabla 3.1, si el sistema FRP está localizado en un ambiente relativamente benigno, tal como interiores, el factor de reducción es cercano a la unidad. Si el sistema FRP está localizado en un ambiente agresivo en donde se esperen exposiciones prolongadas a alta humedad, ciclos hielo-deshielo, agua salada, o alcalinidad, se debe utilizar un factor de reducción menor. El factor de reducción puede reflejar el uso de un recubrimiento protector si se demuestra mediante ensayos que dicho recubrimiento disminuye los efectos de la exposición al ambiente y que además es mantenido durante la vida del sistema FRP.

## **4. DISEÑO A FLEXIÓN**

El refuerzo FRP adherido a la cara en tensión de un elemento de hormigón a flexión con las fibras orientadas a lo largo de la longitud del elemento proporcionará un incremento en la capacidad a flexión. Se han documentado incrementos globales en la capacidad a flexión entre el 10 y el 160%<sup>25-27</sup>. Sin embargo, cuando se toman en cuenta los límites de ductilidad y de servicio, incrementos del 5 al 40% son más razonables.

Este capítulo no aplica para los sistemas FRP utilizados para aumentar la capacidad a flexión de elementos en las zonas de articulación plástica esperada de marcos de momento dúctil que resisten cargas sísmicas. El diseño de dichas aplicaciones, de ser usadas, debe examinar el comportamiento del marco reforzado, considerando que las secciones reforzadas tienen capacidades de rotación y de curvatura mucho más reducidas. En este caso, debe ser investigado el efecto de la inversión de la carga cíclica sobre el refuerzo FRP.

### **4.1 CONSIDERACIONES GENERALES**

Este capítulo presenta las directrices para el cálculo del efecto del reforzamiento a flexión al adicionar refuerzo FRP longitudinal en la cara a tensión de un elemento de hormigón reforzado. Se presenta una ilustración específica de los conceptos aplicados para el reforzamiento de secciones rectangulares existentes reforzadas en la zona de tensión con acero no pre-esforzado. Los conceptos generales resumidos aquí pueden, sin embargo, ser extendidos a formas no rectangulares (secciones en T y secciones en I) y a los elementos con refuerzo del acero a compresión. En el caso de elementos pre-esforzados, la compatibilidad de deformación, con respecto al estado de la deformación en el elemento esforzado, debe ser utilizada para evaluar la contribución del FRP. Los modos de falla adicionales controlados por la rotura de los tendones pre-esforzados también deben ser considerados.

#### **4.1.1 RESISTENCIA A CORTANTE DE LA SECCIÓN**

Cuando el refuerzo FRP es utilizado para incrementar la capacidad a flexión de un elemento, es importante verificar que el elemento será capaz de resistir las fuerzas de corte asociadas con el incremento de la resistencia a flexión.

El potencial para una falla a cortante de la sección debe ser considerada comparando la resistencia a cortante de diseño de la sección con la resistencia a cortante requerida. Si se necesita capacidad a cortante adicional, se pueden utilizar láminas FRP orientadas transversalmente a la sección para resistir las fuerzas a cortante como se describirá en el próximo capítulo.

#### **4.1.2 DEFORMACIÓN DEL SUBSTRATO EXISTENTE**

A menos de que todas las cargas de un elemento, incluyendo su peso propio y cualquier fuerza de pre-esfuerzo, sean eliminadas antes de la instalación del refuerzo FRP, el sustrato al cual el FRP es aplicado estará deformado. Dichas deformaciones deben ser consideradas como deformaciones iniciales y deben ser excluidas de la deformación en el FRP<sup>28, 29</sup>. El nivel de deformación inicial sobre el sustrato adherido,  $\varepsilon_{bi}$ , puede ser determinado a partir de un análisis elástico del elemento existente, considerando todas las cargas que actúan sobre el elemento, durante la instalación del sistema FRP. Se recomienda que el análisis elástico del elemento existente esté basado en las propiedades de la sección fisurada.

#### **4.2 RESISTENCIA NOMINAL**

El enfoque de diseño por resistencia requiere que la resistencia a flexión de diseño de un elemento exceda su demanda de momento como se indica en la Ecuación N° 4-1. La resistencia a flexión de diseño,  $\phi M_n$ , se refiere a la resistencia nominal del elemento multiplicada por un factor de reducción de resistencia, y la demanda de momento,  $M_u$ , se

refiere a los efectos de carga calculados a partir de cargas mayoradas (por ejemplo,  $\alpha_{DL}M_{DL} + \alpha_{LL}M_{LL} + \dots$ ).

$$\phi M_n \geq M_u \quad (4 - 1)$$

Esta sección recomienda que la demanda de momento,  $M_u$ , de una sección sea calculada utilizando los factores de carga como lo requiere ACI-318<sup>2</sup>. Además, esta guía recomienda el uso de factores de reducción de resistencia ( $\phi$ ) requeridos por ACI-318<sup>2</sup> con un factor de reducción de resistencia adicional de 0,85 aplicado sólo a la contribución a flexión del refuerzo FRP ( $\psi_f = 0,85$ )<sup>5</sup>. Ver Ecuación N° 4-14 para una ilustración con respecto al uso del factor de reducción adicional. Este factor de reducción adicional está pensado para tener en cuenta una más baja fiabilidad del refuerzo FRP, comparado con el refuerzo interno en acero.

La capacidad nominal a flexión de un elemento de hormigón reforzado con FRP puede ser determinada con base en la compatibilidad de deformación, el equilibrio interno de las fuerzas y el control sobre el modo de falla.

#### 4.2.1 MODOS DE FALLA

La capacidad a flexión de una sección depende del modo de falla que controla. Los siguientes modos de falla a flexión deben ser investigados para una sección con reforzamiento FRP<sup>30</sup>:

- Falla 1: Rotura de la pletina o tejido CFRP (punto 1 en Figura 4.1) cuando se alcanza la resistencia a tensión de la pletina.
- Falla 2: Falla de la zona de compresión del hormigón (punto 2 en Figura 4.1), cuando es alcanzada la máxima deformación a compresión ( $\epsilon_c < 0,003$ ).
- Falla 3: Se excede la deformación a fluencia ( $\epsilon_s > \epsilon_{sy}$ ) en el acero de refuerzo (punto 3 en Figura 4.1). Generalmente la delaminación o despegue del sistema de refuerzo FRP controla la falla antes que pueda producirse fluencia del acero de refuerzo.
- Falla 4: Desprendimiento del hormigón y el CFRP (punto 4 en Figura 4.1). Debido a

un desplazamiento vertical de la superficie inferior de la viga por irregularidades locales debidas a la insuficiente preparación de la superficie y/o por desplazamientos relativos de las paredes de las fisuras por fuerzas de corte (Figura 4.2) se puede causar deflexión local de la pletina. Por esta razón se presentan grandes esfuerzos de tensión perpendiculares al CFRP y en caso de que se sobrepase la resistencia a tensión del hormigón se forma una fisura horizontal que se propaga hasta el final del CFRP y esta se puede desprender en toda su longitud. También se puede producir desprendimiento por concentración de esfuerzos en la zona de alto esfuerzo a flexión. Este fenómeno se conoce como delaminación. Otra forma de desprendimiento ocurre en la zona del final del CFRP por “desgarramiento”, efecto relacionado con el anclaje o desarrollo del CFRP (Figura 4.3).

- Falla 5: Si se sobrepasa la resistencia al corte en el CFRP, ésta falla a lo largo de las fibras y se forma una rotura interlaminar. (punto 5 en Figura 4.1).
- Falla 6: Se produce una rotura por cohesión en la capa de adhesivo (punto 6 en Figura 4.1), si los esfuerzos de corte en esta zona son muy grandes. También debido a la falla del adhesivo se pueden presentar presencia de burbujas de aire en la pega luego de la colocación del CFRP.
- Falla 7: Se puede presentar fallas de adherencia en la capa limite CFRP-pega (punto 7 en Figura 4.1) y hormigón -pega (punto 8 en Figura 4.1), sobre todo, por deficiente preparación de las superficies del hormigón o CFRP. También una instalación inadecuada en la pega es motivo de una deficiente adherencia.

Los daños de los puntos 1 a 3 de la Figura 4.1 son graves en cuanto pueden producir una falla inmediata o súbita del elemento o daños severos en la estructura y el diseño debe asegurar o prevenir que no se presenten este tipo de fallas.

Los daños de los puntos 5 a 8 de la Figura 4.1 pueden producir la falla del elemento, pero de tipo local que eventualmente puede ser reparada.

Otra causa por la cual se puede desprender el CFRP es debido a vandalismo, colisión, incendio, etc. o a agentes no inherentes al diseño.

El refuerzo con FRP debe ser diseñado de tal forma de garantizar la estabilidad del elemento en conjunto.

La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión se supone igual a  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu} = 0,003$  (aunque las deformaciones unitarias a las cuales se desarrolla el momento máximo están normalmente entre 0,003 y 0,004). Asimismo, se sabe que el FRP adherido externamente se romperá cuando la deformación alcance su límite de rotura diseñado ( $\varepsilon_f = \varepsilon_{fu}$ ) antes de que el hormigón alcance su límite de deformación máxima utilizable.

Existe la posibilidad que haya un delaminado de la cubierta (despegado del FRP) si el sustrato no puede soportar la fuerza en el FRP.

Este comportamiento es conocido como despegado, independiente del lugar donde se propague el plano de falla dentro de la región FRP-adhesivo-sustrato.

Fuera de la sección donde termina el FRP pegado, podría tomar precedencia un fallo controlado por el despegue del refuerzo. Para prevenir este modo de falla intermedia por adherencia provocado por el agrietamiento, se debería limitar la deformación efectiva en el refuerzo de FRP al nivel de deformación en el cual puede ocurrir el despegue,  $\varepsilon_{fd}$ , según se muestra en la Ecuación N° 4-2.

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_{ftf}}} \leq 0,9\varepsilon_{fu} \quad (4 - 2)$$

Donde,

$f'_c$  = Resistencia cilíndrica especificada a la compresión del hormigón, [MPa].

$E_f$  = Módulo de elasticidad a tracción de FRP, [MPa].

$n$  = Número de pliegues de refuerzo de FRP.

$t_f$  = Espesor nominal de una lámina de refuerzo de FRP, [mm].

$\varepsilon_{fu}$  = Deformación unitaria última de diseño por tracción de FRP, [mm/mm].

La Ecuación N° 4-2 es una forma modificada de la propuesta de Teng et al. 2001 al 2004<sup>31-33</sup> que se basó en una evaluación de una base de datos de pruebas de flexión de vigas que mostraban fallos por adherencia del refuerzo. Esta proposición se calibró usando mediciones promedio de las deformaciones del FRP al despegarse y la base de datos para pruebas de flexión que exhibían un despegado intermedio (causado por el agrietamiento) para determinar el coeficiente de 0,41. La fiabilidad del aporte que el FRP otorga a la resistencia a la flexión se aborda incorporando un coeficiente adicional de reducción de resistencia para el FRP,  $\psi_f$ , además del coeficiente de reducción  $\phi$  por ACI 318-08<sup>2</sup> para el hormigón estructural.

La sujeción transversal con capas de FRP mejora el comportamiento de adhesión en comparación con el que se predijo en la Ecuación N° 4-2. Se ha observado que colocar FRP transversales en forma de U a lo largo del refuerzo a flexión resulta en una mejora de la resistencia al despegue, con casos de mejoras de hasta un 30%<sup>34</sup>. Se necesita una investigación más a fondo para comprender la influencia del FRP transversal en la deformación por despegue del FRP longitudinal.

Por esta razón es muy importante efectuar previamente al trabajo de reforzamiento una etapa de Evaluación y Diagnóstico de la estructura. En el caso de estructuras a ser reparadas, estudiar su estado actual y prever los sistemas de reparación y protección necesarios para que el sistema de reforzamiento sea durable. Si se coloca un sistema de reforzamiento adherido sobre un hormigón en mal estado o con refuerzo deteriorado, y sin la debida protección del sistema a los agentes externos, no se puede garantizar la efectividad del reforzamiento y el riesgo de falla se mantiene, debido a las causas expuestas anteriormente.

En general se requiere conocer del hormigón y acero de refuerzo su calidad y características, dimensiones, cantidad de refuerzo y su localización. Especialmente se debe llevar a cabo ensayos de resistencia de adherencia a la tracción del hormigón. También se deben conocer exactamente las condiciones de carga a que va a estar sometido el elemento.

Los sistemas de saneado, reparación y protección deben efectuarse con productos especiales que garanticen la durabilidad exigida.

Como conclusión es muy importante conocer las condiciones existentes del soporte antes de hacer un proyecto de reforzamiento con elementos adheridos a la superficie. Obviamente en una estructura nueva no se requerirá en general un estudio de diagnóstico, pero si se deben tener en cuenta los sistemas de protección requeridos.

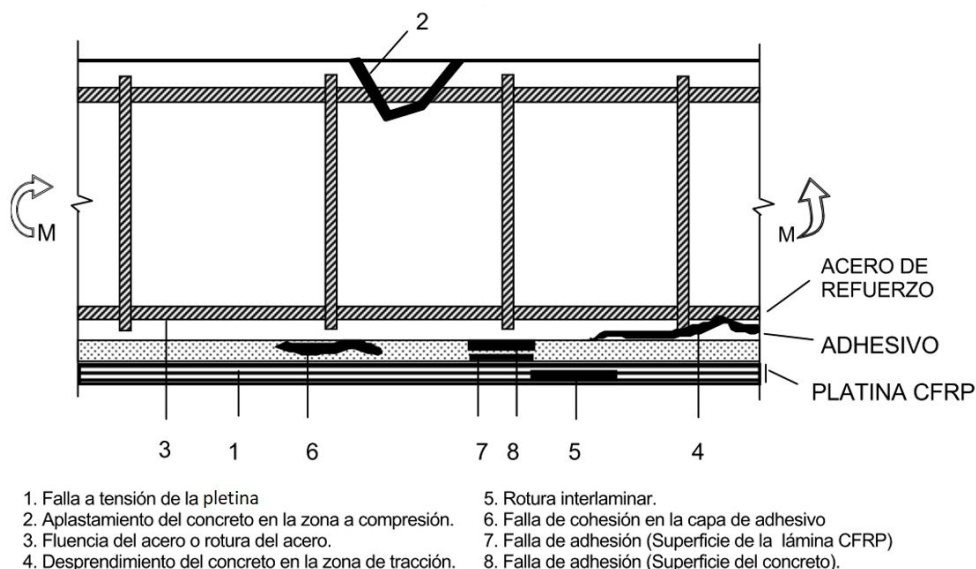


Figura 4.1. Corte longitudinal de un elemento de hormigón armado, reforzado con FRP, en donde se muestran los distintos tipos de falla.<sup>35</sup>

En la Figura 4.2, Se aprecia un desplazamiento vertical de la superficie inferior de la viga causando deflexión local de la pletina, en donde:

- M,V,P son las fuerzas actuantes de momento, corte y tracción en la sección.

- $X$  es la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el inicio de la fisura vertical.
- $S_m$  es el ancho del elemento.
- $W$  es el ancho horizontal de la fisura.
- $v$  es el salto o desplazamiento vertical.

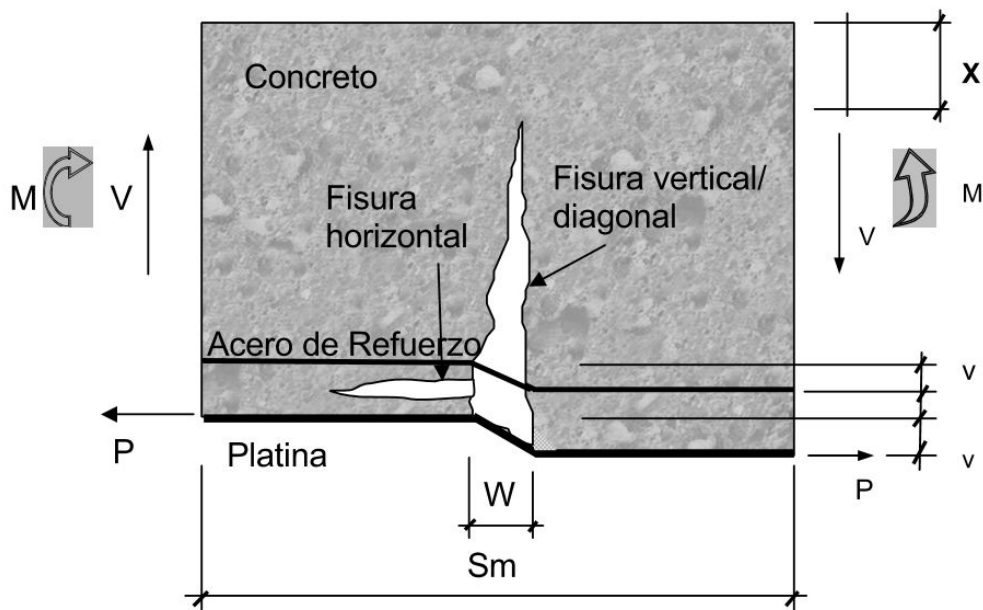


Figura 4.2. Salto en una fisura por flexión debido a grandes esfuerzos de corte.<sup>35</sup>

En la Figura 4.3, se observa una delaminación o desprendimiento en el extremo del hormigón y el refuerzo FRP. Esto, debido a que los esfuerzos de corte entre la banda de refuerzo y el sustrato FRP superan la resistencia del sustrato de hormigón sumándose adicionalmente a esfuerzos normales en el extremo de la banda de FRP.

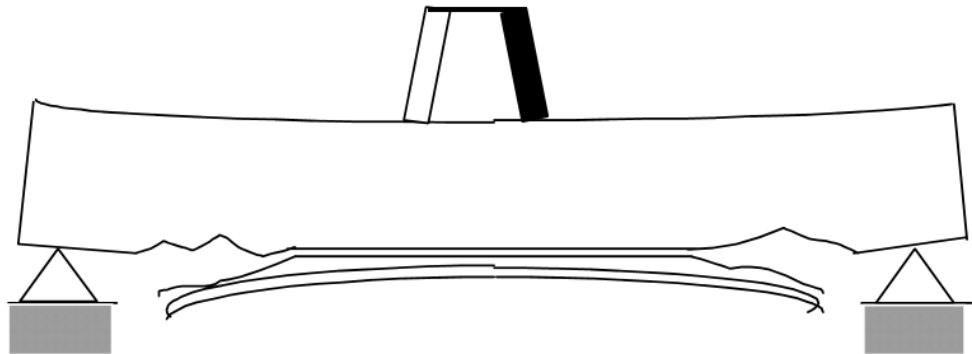


Figura 4.3. *Desgarramiento.*<sup>35</sup>

#### 4.2.2 NIVEL DE DEFORMACIÓN EN EL REFUERZO FRP

Es importante determinar el nivel de deformación en el refuerzo FRP en el estado límite último. Debido a que los materiales FRP son linealmente elásticos hasta la falla, el nivel de deformación en el FRP dictará el nivel de esfuerzo desarrollado en el FRP. El nivel de deformación máximo que puede ser alcanzado en el refuerzo FRP será regido por el nivel de deformación FRP desarrollado ya sea en el punto en el cual se produce el aplastamiento del hormigón, el punto en el cual se produce la rotura del FRP, o el punto en el cual se produce el desprendimiento del FRP del sustrato. Esta deformación máxima o deformación efectiva en el refuerzo FRP en el estado límite último, puede ser encontrado a partir de la Ecuación N° 4-3.

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left( \frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \quad (4 - 3)$$

Donde,

$\varepsilon_{cu}$  = Máxima deformación del hormigón = 0,003.

$\varepsilon_{bi}$  = Deformación inicial en el sustrato de hormigón en el momento de instalación de FRP.

$d_f$  = Profundidad efectiva del refuerzo de FRP, [mm].

En la Figura 4.4, se muestra una sección típica de una viga de hormigón armado y se detalla la profundidad efectiva del refuerzo FRP ( $d_f$ ) que se debe considerar.

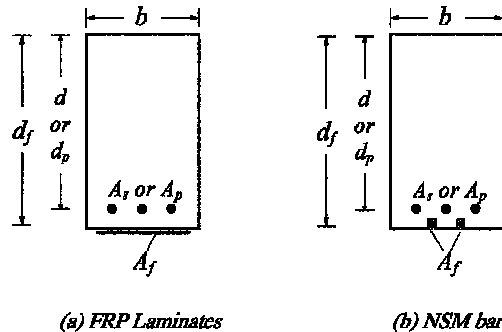


Figura 4.4. Profundidad efectiva del refuerzo FRP.<sup>5</sup>

### 4.2.3 NIVEL DE ESFUERZO EN EL REFUERZO FRP

El nivel de esfuerzo efectivo en el refuerzo FRP es el nivel máximo de esfuerzo que puede ser desarrollado en el refuerzo FRP antes de la falla a flexión de la sección. Este nivel de esfuerzo efectivo puede ser encontrado a partir del nivel de deformación en el refuerzo FRP, asumiendo un comportamiento perfectamente elástico.

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (4 - 4)$$

### 4.2.4 DUCTILIDAD

El uso del refuerzo FRP para el reforzamiento a flexión reducirá la ductilidad del elemento original. En algunos casos, la pérdida de ductilidad es insignificante. No obstante, secciones que experimentan una pérdida significativa en la ductilidad, se les debe prestar especial atención. Para mantener un grado suficiente de ductilidad, se debe verificar el nivel de deformación del acero en el estado límite último. La ductilidad adecuada es alcanzada si la deformación del acero en el punto de aplastamiento del hormigón o de falla del FRP, incluyendo despegue o delaminación, es como mínimo 0,005, de acuerdo con la definición de una sección controlada a tensión como se explica en el Capítulo 2 de ACI-318S-08<sup>2</sup>.

El enfoque tomado en este trabajo sigue la filosofía de ACI-318S-08<sup>2</sup> Apéndice B, donde una sección con baja ductilidad debe ser compensada con una alta reserva de resistencia. La mayor reserva de resistencia es lograda mediante la aplicación de un factor de reducción de resistencia de 0,65 a las secciones frágiles, en oposición a 0,90 para secciones dúctiles.

Por lo tanto, debe ser usado un factor de reducción de resistencia dado por la Ecuación N° 4-5, donde  $\epsilon_s$  es la deformación del acero en el estado límite último.

$$\phi = \begin{cases} 0,9 & \text{para } \epsilon_s \geq 0,005 \\ 0,65 + \frac{0,25(\epsilon_s - \epsilon_{sy})}{0,005 - \epsilon_{sy}} & \text{para } \epsilon_{sy} < \epsilon_s < 0,005 \\ 0,65 & \text{para } \epsilon_s \leq \epsilon_{sy} \end{cases} \quad (4 - 5)$$

Esta ecuación fija el factor de reducción en 0,90 para secciones dúctiles y 0,65 para secciones frágiles donde el acero no llega a la fluencia, y proporciona una transición lineal para el factor de reducción entre estos dos extremos (ver Figura 4.5).

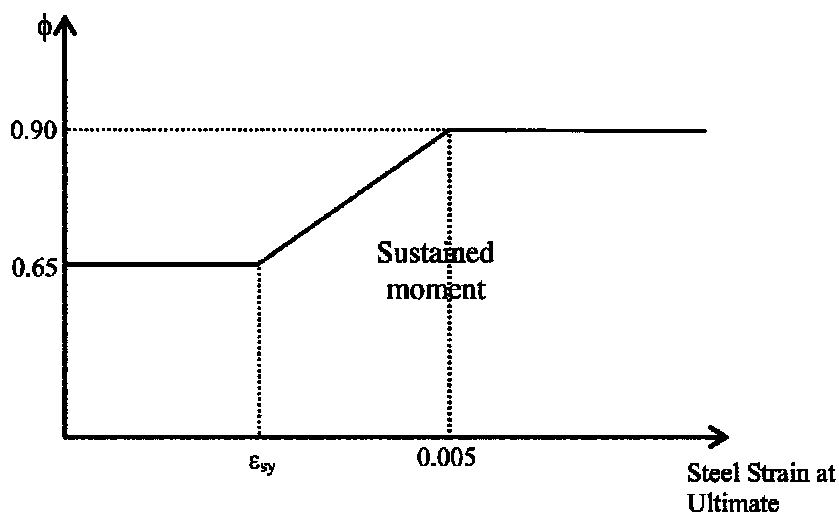


Figura 4.5. Representación gráfica del factor de reducción de resistencia como una función de la ductilidad.<sup>5</sup>

#### 4.2.5 CAPACIDAD DE SERVICIO

La capacidad de servicio de un elemento bajo cargas de servicio (deflexiones, ancho de fisuras) debe satisfacer las provisiones aplicables de ACI-318<sup>2</sup>. El efecto del refuerzo externo FRP sobre la capacidad de servicio puede ser evaluado utilizando el análisis de la sección transformada.

Para prevenir las deformaciones no elásticas de los elementos de hormigón armado con refuerzos de FRP externos, al acero de refuerzo interno existente se le debe prevenir de la fluencia bajo niveles de carga de servicio. El esfuerzo del acero bajo cargas de servicio debe estar limitado al 80% de la resistencia a fluencia, como se muestra en la Ecuación N° 4-6.

El esfuerzo de compresión en el hormigón bajo carga de servicio, debe estar limitado al 45% de la resistencia característica del hormigón como se muestra en la Ecuación N° 4-7.

$$f_{s,s} \leq 0,80f_y \quad (4 - 6)$$

$$f_{c,s} \leq 0,45f'_c \quad (4 - 7)$$

#### 4.2.6 LÍMITE DE ESFUERZO DE ROTURA POR FLUENCIA PLÁSTICA Y DE FATIGA

Para prevenir la rotura por fluencia plástica del refuerzo FRP bajo esfuerzos sostenidos o falla debido a esfuerzos cíclicos y fatiga del refuerzo FRP, los niveles de esfuerzo del refuerzo FRP bajo dichas condiciones de esfuerzo deben ser verificados. Debido a que esos niveles de esfuerzo estarán dentro del rango de respuesta elástica del elemento, los esfuerzos pueden ser calculados utilizando un análisis elástico.

##### 4.2.6.1 Límite de esfuerzo de rotura por fluencia plástica.

Para prevenir la falla de un elemento reforzado con FRP debido a la rotura por fluencia plástica del FRP, límites de esfuerzo para esas condiciones deben ser impuestos al refuerzo FRP. El nivel de esfuerzo en el refuerzo FRP puede ser calculado utilizando un análisis

elástico y un momento aplicado, debido a todas las cargas sostenidas (las cargas muertas y la carga viva). Investigaciones han indicado que el vidrio, la aramida y las fibras de carbono pueden soportar 0,30, 0,50, y 0,90 veces sus resistencias últimas, respectivamente, antes de encontrarse con un problema de rotura por fluencia plástica<sup>36</sup>. El esfuerzo sostenido debe estar limitado según se expresa en la Ecuación N° 4-8 para mantener seguridad.

Los valores para asegurar los niveles de esfuerzo sostenido son dados en la Tabla 4.1. Estos valores se basan en los límites de esfuerzo para la rotura por fluencia con un factor de seguridad impuesto de 1/0,60.

$$f_{f,s} \leq \text{Esfuerzo límite de rotura por fluencia plástica} \quad (4 - 8)$$

Tabla 4.1. Límites de esfuerzo para carga de servicio de rotura por fluencia plástica para refuerzo FRP.<sup>5</sup>

	Tipo de Fibra		
Tipo de esfuerzo	Vidrio (GFRP)	Aramida (AFRP)	Carbono (CFRP)
Esfuerzo límite de rotura por fluencia plástica	0,20 $f_{fu}$	0,30 $f_{fu}$	0,55 $f_{fu}$

#### 4.2.6.2 Límite de esfuerzo de fatiga.

Si el elemento estructural está sujeto a regímenes de fatiga, el nivel de esfuerzo en el FRP debe estar limitado a los valores indicados en la Tabla 4.1. El nivel de esfuerzo inducido puede ser calculado por un análisis elástico y un momento aplicado debido a todas las cargas sostenidas más el momento máximo inducido en un ciclo de carga de fatiga.

## 4.2.7 APLICACIÓN A UNA SECCIÓN RECTANGULAR REFORZADA CON ACERO

Con el propósito de ilustrar los conceptos presentados en este capítulo, esta sección describe la aplicación de dichos conceptos a una sección rectangular reforzada singular (no pre-esforzada).

### 4.2.7.1 Resistencia última.

La Figura 4.6 ilustra la deformación interna y la distribución de esfuerzo para una sección rectangular bajo flexión en el estado límite último.

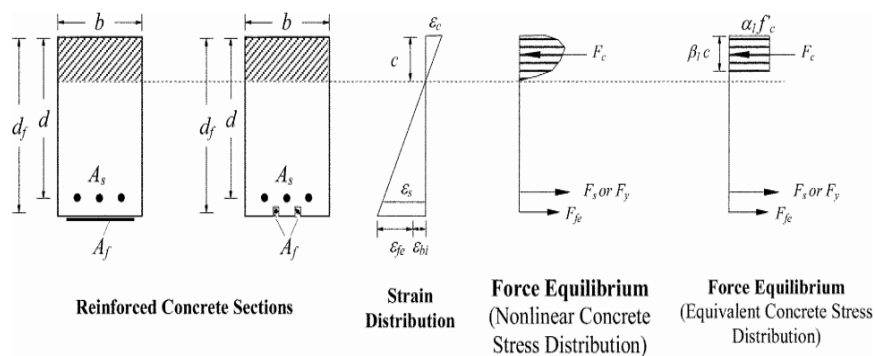


Figura 4.6. Distribución del esfuerzo y de la deformación internos para una sección rectangular bajo flexión en estado último.<sup>5</sup>

El procedimiento de cálculo utilizado para determinar la resistencia última debe satisfacer la compatibilidad de deformación y el equilibrio de fuerzas y debe considerar el modo de falla que gobierna. Muchos procedimientos de cálculo pueden derivarse para satisfacer estas condiciones. El procedimiento de cálculo aquí descrito es uno de estos procedimientos que ilustra un método de ensayo y error.

El procedimiento de ensayo y error implica la selección de una profundidad del eje neutro,  $c$ ; calculando el nivel de deformación en cada material utilizando compatibilidad de

deformación; calculando el nivel de esfuerzo asociado en cada material; y verificando el equilibrio de fuerzas internas. Si las fuerzas internas resultantes no están en equilibrio, la profundidad del eje neutro debe ser revisada y el procedimiento repetido.

Para cualquier profundidad asumida del eje neutro,  $c$ ; el nivel de deformación en el refuerzo FRP puede ser calculado con la Ecuación N° 4-9 presentada en la sección 4.2.2 y reescrita a continuación por conveniencia. Esta ecuación considera el modo de falla que gobierna para la profundidad del eje neutro asumida. Si el primer término de la ecuación controla, el aplastamiento del hormigón controla la falla a flexión de la sección. Si el segundo término controla, la falla en FRP (rotura o desprendimiento) controla la falla a flexión de la sección.

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left( \frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \quad (4 - 9)$$

El nivel de esfuerzo efectivo en el refuerzo FRP puede ser encontrado a partir del nivel de deformación en el FRP (Ecuación N°4-4) y reescrita por conveniencia, asumiendo un perfecto comportamiento elástico.

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} \quad (4 - 10)$$

Con base en el nivel de deformación en el refuerzo FRP, el nivel de deformación en el acero a tracción no pre-esforzado puede ser calculado con la Ecuación N° 4-11 utilizando compatibilidad de deformaciones.

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left( \frac{d - c}{d_f - c} \right) \quad (4 - 11)$$

El esfuerzo en el acero es calculado a partir del nivel de deformación en el acero asumiendo un comportamiento elasto-plástico.

$$f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y \quad (4 - 12)$$

Con el nivel de deformación y esfuerzo en el refuerzo FRP y del acero determinado para la profundidad del eje neutro asumida, el equilibrio de la fuerza interna puede ser verificado utilizando la Ecuación N° 4-13.

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b} \quad (4 - 13)$$

Los términos  $\alpha_1$  y  $\beta_1$  en la Ecuación N° 4-13 son parámetros que definen un bloque rectangular de esfuerzos en el hormigón, equivalente a la distribución real no lineal de esfuerzos. Si el aplastamiento del hormigón es el modo de falla que controla (antes o después de la fluencia del acero),  $\alpha_1$  y  $\beta_1$  pueden ser tomados como los valores asociados con el bloque de esfuerzo de Whitney ( $\alpha_1 = 0,85$  y  $\beta_1$  según la Sección 10.2.7.3 de ACI 318<sup>2</sup>).

Si controla la falla de rotura del FRP, delaminación del recubrimiento o desprendimiento, el bloque de esfuerzo de Whitney arrojará resultados razonables. Puede emplearse un bloque de esfuerzos más preciso para el nivel de deformación real alcanzado en el hormigón en el estado límite último. Aún más, también pueden ser usados métodos que consideran la distribución no lineal de esfuerzo en el hormigón.

La profundidad real del eje neutro “c”, se encuentra satisfaciendo simultáneamente las Ecuaciones N° 4-9, 4-10, 4-11, 4-12 y 4-13, de esta manera se establece equilibrio de fuerza interna y compatibilidad de deformación.

La capacidad nominal a flexión de la sección con refuerzo FRP puede ser calculada a partir de la Ecuación N° 4-14 <sup>5</sup>. Un factor de reducción adicional,  $\psi_f$ , es aplicado a la contribución de la resistencia a flexión del refuerzo FRP. Se recomienda un factor  $\psi_f = 0,85$ .

$$\phi M_n = \phi \left[ A_s f_s \left( d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left( h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \right] \quad (4 - 14)$$

#### 4.2.7.2 Esfuerzo en el acero bajo cargas de servicio.

El nivel de esfuerzo en el acero de refuerzo puede ser calculado con base en un análisis elástico fisurado de la sección de hormigón armado, con reforzamiento como es indicado en la Ecuación N° 4-15 <sup>5</sup>.

$$f_{s,s} = \frac{\left[ M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f \left( d_f - \frac{kd}{3} \right) \right] (d - kd) E_s}{A_s E_s \left( d - \frac{kd}{3} \right) (d - kd) + A_f E_f \left( d_f - \frac{kd}{3} \right) (d_f - kd)} \quad (4 - 15)$$

En forma similar al hormigón armado convencional, la profundidad del eje neutro en servicio,  $kd$ , puede ser calculada tomando el primer momento de las áreas de la sección transformada. El área transformada del FRP puede ser obtenida multiplicando el área de FRP por la relación de módulos del FRP y el hormigón. Aunque este método ignora la diferencia en el nivel de deformación inicial del FRP, dicho nivel de deformación inicial no influencia en gran medida la profundidad del eje neutro en el rango de respuesta elástica del elemento.

El esfuerzo del acero bajo cargas de servicio calculado en la Ecuación N° 4-15 debe compararse con los límites descritos en la Sección 4.2.5.

#### 4.2.7.3 Esfuerzo en el FRP bajo cargas de servicio.

El nivel de esfuerzo en el refuerzo FRP puede ser calculado utilizando la Ecuación N° 4-16 con  $M_s$  igual al momento debido a todas las cargas de servicio (cargas muertas y la porción sostenida de la carga viva). La Ecuación N° 4-16 <sup>5</sup> suministra el nivel de esfuerzo en el refuerzo FRP bajo un momento aplicado dentro del rango de respuesta elástica del elemento  $M_s$ .

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left( \frac{E_f}{E_s} \right) \left( \frac{d_f - kd}{d - kd} \right) - \varepsilon_{bi} E_f \quad (4 - 16)$$

## 5. DISEÑO A CORTANTE

### 5.1 CONSIDERACIONES GENERALES

El refuerzo FRP ha demostrado incrementar la resistencia a cortante de las vigas y columnas de hormigón existentes mediante la envoltura total o parcial de los elementos<sup>37-40</sup>. La orientación de las fibras en sentido transversal al eje del elemento, o perpendicular a las fisuras potenciales a cortante, es efectiva para proporcionar resistencia adicional a cortante<sup>41</sup>. Incrementar la resistencia a cortante puede dar como resultado fallas a flexión, las cuales son de naturaleza relativamente más dúctil en comparación con las fallas a cortante.

Este capítulo presenta una guía para el cálculo del reforzamiento a cortante como consecuencia de la adición de refuerzo a cortante con FRP a una viga o columna de hormigón armado. La resistencia a cortante adicional que puede proporcionar el sistema FRP depende de muchos factores, incluyendo la geometría de la viga o columna, el esquema de la envoltura y la resistencia del hormigón existente, pero siempre debe estar limitada según los conceptos del Capítulo 3 de este trabajo.

El reforzamiento a cortante utilizando FRP externamente, puede ser proporcionado en sitios de articulaciones plásticas o de inversión de esfuerzos, así como para mejorar el comportamiento a flexión post-fluencia de los elementos en estructuras resistentes a momento que resisten cargas sísmicas sólo con la envoltura completa de la sección (ver Figura 5.1). Para refuerzo FRP externo en forma de tiras, el espaciado de centro a centro entre las tiras, no debe exceder la suma de  $d/4$  más el ancho de la tira.

## 5.2 ESQUEMAS DE ENVOLTURAS

Los tres tipos de esquema de envoltura FRP utilizados para incrementar la resistencia a cortante de vigas o columnas rectangulares o prismáticas son ilustrados en la Figura N° 5.1. Envoltura completa del sistema FRP alrededor de la sección sobre sus cuatro caras es el esquema más eficiente y es el más utilizado en aplicaciones de columnas donde existe acceso a las cuatro caras. En las aplicaciones de vigas, en donde una losa monolítica hace impracticable envolver completamente el elemento, la resistencia a cortante puede ser mejorada envolviendo el sistema FRP alrededor de tres caras del elemento (Envoltura en “U”) o adhiriéndolo a dos caras del elemento.

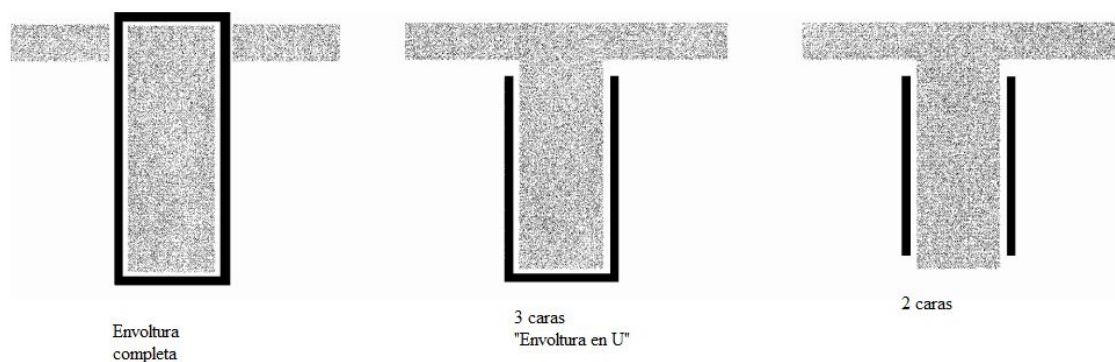


Figura 5.1. *Esquemas típicos de envoltura para reforzamiento a cortante utilizando láminas FRP.*<sup>5</sup>

Aunque las tres técnicas han demostrado mejorar la capacidad a cortante de un elemento, la sección con envoltura completa es la más eficiente, seguida por la de tres caras o envoltura en “U”. La adherencia a dos caras de la viga es el esquema menos eficiente.

En todos los esquemas de envoltura, el sistema FRP puede ser instalado continuamente a lo largo de la luz libre del elemento o colocado como tiras. Las consideraciones de durabilidad, como se discute en la sección 3.3 de este trabajo, deben ser consideradas para el uso de refuerzo FRP continuo que envuelve completamente el elemento.

### 5.3 RESISTENCIA NOMINAL AL CORTE

La resistencia nominal a cortante de un elemento de hormigón armado con un sistema FRP debe exceder la resistencia a cortante requerida (Ecuación N° 5-1). La resistencia a cortante requerida de un elemento de hormigón con reforzamiento FRP debe ser calculada con los factores de carga requeridos por ACI-318. La resistencia a cortante debe ser calculada utilizando el factor de reducción de resistencia,  $\phi$ , citado por ACI-318S-08<sup>2</sup>.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (5 - 1)$$

La capacidad nominal a cortante de un elemento de hormigón con refuerzo FRP puede ser determinada adicionando la contribución del refuerzo FRP a las contribuciones del acero de refuerzo (estribos, ganchos o espirales) y del hormigón (Ecuación N° 5-2). Un factor de reducción adicional,  $\psi_f$ <sup>5</sup>, es aplicado a la contribución del sistema FRP.

$$\phi V_n = \phi(V_s + V_c + \psi_f V_f) \quad (5 - 2)$$

Para el reforzamiento a cortante en 3 caras de la sección, se recomienda un factor de reducción adicional de 0,85. Para el reforzamiento a cortante de secciones completamente envueltas, se recomienda un factor de reducción adicional de 0,95. Estas recomendaciones del comité ACI-440<sup>5</sup> son ilustradas en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1. Factores de reducción adicional recomendados para el refuerzo a cortante con FRP.<sup>5</sup>

$\psi_f = 0,95$	Elementos completamente envueltos
$\psi_f = 0,85$	3 caras envueltas en U o capas adheridas a la superficie

#### 5.4 CONTRIBUCIÓN DEL SISTEMA FRP EN LA RESISTENCIA A CORTANTE

En la Figura 5.2 se ilustran las variables utilizadas para el diseño de refuerzo a cortante, en donde,

- $b_w$  = Ancho del alma de la sección de hormigón o diámetro circular, [mm].
- $d$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de refuerzo en tensión, [mm].
- $d_f$  = Profundidad efectiva del refuerzo de flexión de FRP, [mm].
- $s_f$  = Distancia entre los centros de franjas del FRP, [mm].
- $h$  = Altura de la sección de hormigón armado, [mm].
- $w_f$  = Ancho nominal de una lámina de refuerzo de FRP, [mm].
- $\alpha$  = Ángulo que forma la fibra extrema en tracción con la franja del FRP, ( $^\circ$ ).

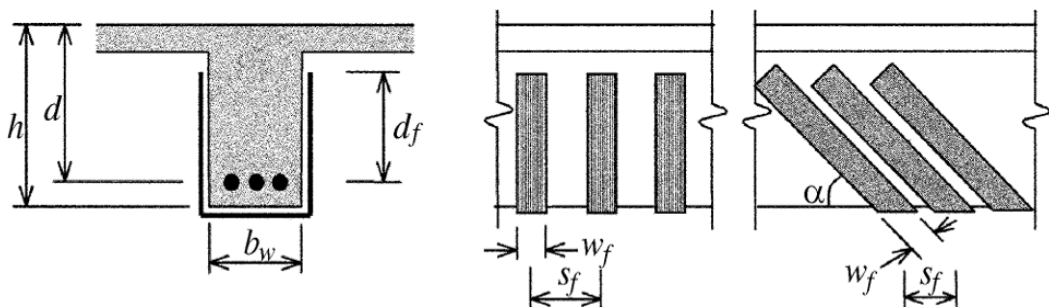


Figura 5.2. Ilustración de las variables dimensionales utilizadas para los cálculos del reforzamiento a cortante para reparación, rehabilitación o reforzamiento utilizando láminas FRP.<sup>5</sup>

La contribución del sistema FRP a la resistencia a cortante de un elemento está basada en la orientación de la fibra y en un patrón de fisura asumido<sup>42</sup>. La resistencia a cortante proporcionada por el refuerzo FRP, puede ser determinada calculando la fuerza resultante del esfuerzo a tensión en el FRP a través de la fisura asumida. La contribución a cortante del refuerzo FRP está dada por la Ecuación N° 5-3<sup>5</sup>.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{s_f} \quad (5 - 3)$$

Donde,

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \quad (5 - 4)$$

Donde,

$d_{fv}$  = Profundidad del refuerzo a corte del FRP como se muestra en la Figura 5-2 ( $d_f$ ), [mm].

$f_{fe}$  = Tensión efectiva en el refuerzo FRP en el estado límite último, [MPa].

$h$  = Altura de la sección de hormigón armado, [mm].

$t_f$  = Espesor nominal de una lámina de refuerzo de FRP.

$w_f$  = Ancho nominal de una lámina de refuerzo de FRP, [mm].

$s_f$  = Distancia entre los centros de franjas del FRP, [mm].

$n$  = Número de pliegues de refuerzo de FRP.

$\alpha$  = Ángulo que forma la fibra extrema en tracción con la franja del FRP, (°).

El esfuerzo a tensión en el refuerzo a cortante FRP en estado último es directamente proporcional al nivel de deformación que puede ser desarrollado en el refuerzo a cortante FRP en estado último como se describe en la Ecuación N°4-4.

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f$$

#### 5.4.1 DEFORMACIÓN EFECTIVA EN LÁMINAS FRP

La deformación efectiva es la deformación máxima que puede ser alcanzada por el sistema FRP en la etapa de carga última y es controlada por el modo de falla del sistema FRP y del elemento de hormigón armado con reforzamiento. El ingeniero debe considerar todos los modos de falla posibles y utilizar una deformación efectiva representativa del modo de falla crítico. Las siguientes subsecciones dan una guía para la determinación de esta deformación efectiva, para diferentes configuraciones de láminas FRP, utilizadas para el reforzamiento a cortante de los elementos de hormigón reforzado.

##### 5.4.1.1 Elementos completamente envueltos

Para elementos de vigas y columnas de hormigón reforzado completamente envueltos por el sistema FRP, se ha observado que ocurre pérdida de la traba del agregado del hormigón en deformaciones de la fibra menores que la deformación última. Para descartar este modo de falla, la deformación máxima usada para el diseño debe ser limitada a 0,4% para aplicaciones que pueden ser completamente envueltas con el sistema FRP (Ecuación N° 5-6).

$$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq 0,75\varepsilon_{fu} \quad (5 - 6)$$

Esta limitación en la deformación está basada en ensayos<sup>43</sup> y experiencia. No se deben usar deformaciones superiores para aplicaciones de reforzamiento a cortante con FRP.

##### 5.4.1.2 Elementos envueltos en U o capas adheridas a la superficie

En los sistemas que no encierran la sección completa (dos y tres caras envueltas) se ha observado que se delaminan del hormigón, antes de la pérdida de la trabazón del agregado

de la sección. Por esta razón, los esfuerzos de adherencia deben ser analizados para determinar el grado de utilidad de estos sistemas y el nivel de deformación efectiva que pueda ser alcanzado<sup>44</sup>. La deformación efectiva es calculada utilizando el coeficiente de reducción de adherencia,  $\kappa_v$ , aplicable a cortante.

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0,004 \quad (5 - 7)$$

El coeficiente de reducción de adherencia está en función de la resistencia del hormigón, el tipo de esquema de envoltura utilizado, y la rigidez de la lámina. El coeficiente de reducción de adherencia puede ser calculado a partir de las Ecuaciones N° 5-8 a 5-11<sup>42</sup>.

$$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11.900 \varepsilon_{fu}} \leq 0,75 \quad (5 - 8)$$

Donde,

$k_1$  = Factor de modificación, que considera la resistencia del hormigón.

$k_2$  = Factor de modificación, que considera el esquema de envoltura del FRP.

$L_e$  = Longitud de adherencia efectiva de la lámina de FRP, [mm].

$\varepsilon_{fu}$  = Deformación unitaria última de diseño por tracción de FRP, [mm/mm].

La longitud de adherencia efectiva  $L_e$ , es la longitud sobre la cual se mantiene la mayoría del esfuerzo de adherencia. Esta longitud está dada por la Ecuación N° 5-9.

$$L_e = \frac{23.300}{(n t_f E_f)^{0,58}} \quad (5 - 9)$$

El coeficiente de reducción de adherencia también depende de dos factores de modificación,  $k_1$  y  $k_2$ , los cuales contemplan la resistencia del hormigón y el tipo de esquema de envoltura usado, respectivamente. Las expresiones para estos factores de modificación están dadas en las Ecuaciones N° 5-10 y 5-11.

$$k_1 = \left( \frac{f'_c}{27} \right)^{2/3} \quad (5 - 10)$$

$$k_2 = \begin{cases} \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}}, & \text{para refuerzo en U} \\ \frac{d_{fv} - 2L_e}{d_{fv}}, & \text{para refuerzo por 2 caras} \end{cases} \quad (5 - 11)$$

La metodología para determinar  $\kappa_v$ , ha sido validada en secciones de elementos de hormigón en donde se produce alto cortante y bajo momento, como los que se producen en las cercanías de un apoyo de una viga simplemente apoyada, cargada uniformemente. Esta metodología no ha sido validada para el reforzamiento a cortante, en secciones sometidas a alto cortante y alto momento simultáneamente, sin embargo, se sugiere que el valor  $\kappa_v$  determinado es suficientemente conservador para ambos casos.

Los anclajes mecánicos pueden ser usados en los puntos de terminación para desarrollar mayores fuerzas a tensión<sup>45</sup>. La efectividad que dichos anclajes mecánicos, junto con el nivel de esfuerzo a tensión que puedan desarrollar, debe ser sustentada a través de una evaluación física representativa. En ningún caso, sin embargo, la deformación efectiva en las láminas FRP debe exceder 0,004.

#### 5.4.2 ESPACIADO EN LÁMINAS FRP

El espaciado de las tiras FRP utilizadas para el reforzamiento a cortante debe ser investigado para evaluar su contribución a la resistencia a cortante. El espaciado debe ajustarse a los límites estipulados por ACI 318S-08<sup>2</sup> para el refuerzo a cortante del acero interno. El espaciado de las tiras CFRP está definido como la distancia entre ejes centrales de las tiras.

### 5.4.3 LÍMITES DE REFORZAMIENTO

El refuerzo a cortante total debe calcularse como la suma de la contribución del refuerzo a cortante FRP y del refuerzo a cortante del acero. El refuerzo a cortante total debe estar limitado con base en el criterio dado para el acero sólo en ACI 318S-08<sup>2</sup> Sección 11.5.6.9. Este límite está indicado en la Ecuación N° 5-12.

$$V_s + V_f \leq 0,66\sqrt{f'_c}bd \quad (5 - 12) \text{ En unidades SI}$$

## **6. DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A CARGA AXIAL O A UNA COMBINACIÓN DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN**

Las columnas de hormigón armado pueden ser confinadas mediante refuerzo de FRP, mejorando así su resistencia y ductilidad. Como resultado, su resistencia nominal aumenta, lo que se expresa en un aumento de la resistencia requerida. Por otro lado, mejorar la ductilidad requiere de cálculos más complejos que determinen la capacidad de un elemento de soportar deformaciones o giros sin una pérdida de su capacidad nominal. Este capítulo trata solamente acerca de los elementos confinados con sistemas FRP.

### **6.1 COMPRESIÓN AXIAL PURA**

Los sistemas con FRP pueden ser usados para incrementar la resistencia de compresión axial de un elemento de hormigón armado, al confinarlos con un refuerzo de FRP<sup>46, 47</sup>. Este confinamiento se consigue orientando las fibras de forma transversal a su eje longitudinal. En esta orientación, las fibras se asemejan a una espiral o un amarre que refuerza el acero. Cualquier fibra que esté alineada longitudinalmente a la fuerza de compresión axial de un elemento de hormigón no contribuirá en absoluto.

Los refuerzos de FRP otorgan un confinamiento pasivo al elemento a compresión, que permanece sin tensionar hasta que se dilate y agriete. Es por esto que el contacto entre el refuerzo de FRP y el elemento de hormigón es crucial.

Dependiendo del nivel de confinamiento, la curva de esfuerzo-deformación uniaxial de una columna de hormigón armado, se puede representar por una de las curvas de la Figura 6.1, donde  $f'_{cc}$  y  $f'_c$  corresponden a las resistencias máximas del hormigón confinado y sin confinar, respectivamente. Estas fuerzas se calculan como carga máxima menos la contribución del acero de refuerzo, dividido por el área transversal del hormigón. La

deformación máxima del elemento sin confinar que corresponde a  $0,85f'_c$  (curva (a)) es  $\epsilon_{cu}$ .

La deformación  $\epsilon_{ccu}$ , definida como: “deformación última por compresión axial, de una sección de hormigón ligeramente confinada, correspondiente a  $0,85f'_{cc}$  o deformación última por compresión axial, de una sección de hormigón fuertemente confinada con FRP, correspondiente a la falla del hormigón” (Figura 6.1), corresponde a:

- a)  $0,85f'_{cc}$ , en el caso de un elemento con bajo nivel de confinamiento (curva (b));
- y
- b) la deformación de rotura para un elemento con un nivel alto de confinamiento, tanto para el caso de debilitamiento, en donde la tensión de rotura es mayor que  $0,85f'_{cc}$  (ver curva (c)), como para el caso de endurecimiento (curva (d)).

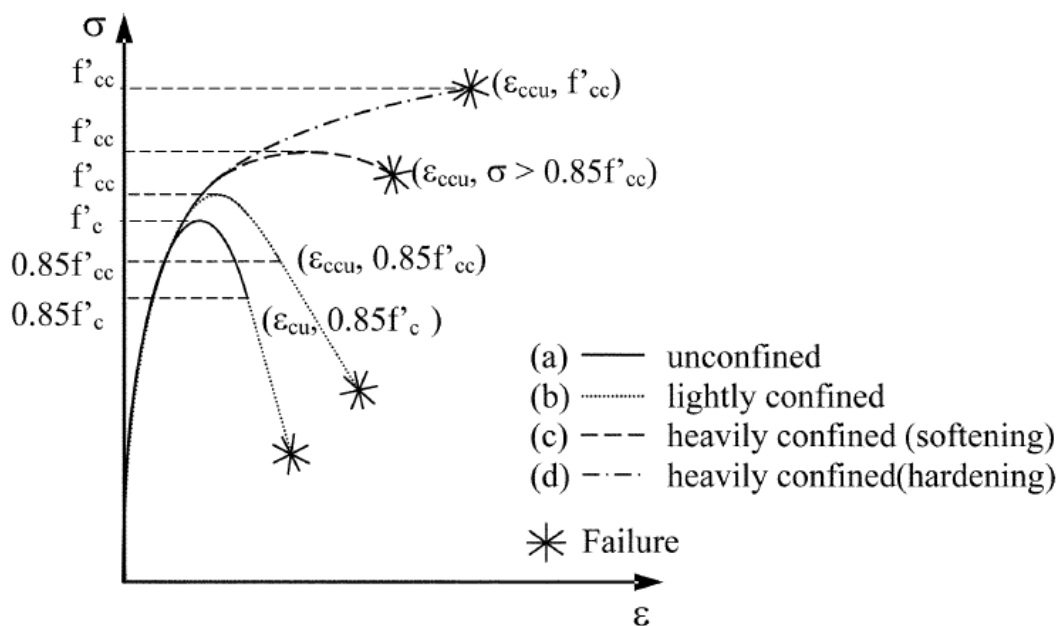


Figura 6.1. *Cuerva esfuerzo-deformación de las columnas de hormigón armado confinadas y sin confinar.*<sup>48</sup>

La definición de  $\varepsilon_{ccu}$  en  $0,85f'_{cc}$  o menor es arbitraria, aunque consistente con el modelo del hormigón convencional<sup>49</sup>, de tal forma que la rama descendente de la curva de esfuerzo-deformación a ese nivel de tensión ( $0,85f'_{cc}$  o mayor) no es tan sensible al procedimiento de ensayo, en términos de velocidad de carga y equipo usado.

Es posible calcular la resistencia de diseño a la compresión axial de un elemento de hormigón de peso normal confinado con un refuerzo de FRP usando la resistencia del hormigón confinado (Ecuación N° 6-1); con los factores de reducción de resistencia  $\phi$  para columnas estribadas con espiral y estribos de amarre requeridos por ACI 318-08<sup>2</sup>.

Para elementos no pretensados con un refuerzo de espiral de acero, se tiene:

$$\phi P_n = \phi 0,85 [0,85 f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (6 - 1a)$$

Para elementos no pretensados con un refuerzo de estribos de amarre de acero, se tiene:

$$\phi P_n = \phi 0,8 [0,85 f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (6 - 1b)$$

Donde  $f'_{cc}$  es la resistencia a compresión en el hormigón confinado con FRP, [MPa].

En la literatura existen varios modelos que simulan el comportamiento de esfuerzo-deformación de secciones de compresión confinadas con FRP<sup>50-52</sup>. El comité del ACI 440-2R<sup>5</sup> ha adoptado el modelo de esfuerzo-deformación para hormigón confinado con FRP de Lam y Teng (2003a, b)<sup>52, 53</sup>, que aparece en la Figura 6.2 y que se calcula mediante las siguientes expresiones:

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f'_c} \varepsilon_c^2 & \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon'_t \\ f'_c + E_2 \varepsilon_c & \text{para } \varepsilon'_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases} \quad (6 - 2a)$$

$$E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_c}{\varepsilon_{ccu}} \quad (6 - 2b)$$

$$\varepsilon'_t = \frac{2f'_c}{E_c - E_2} \quad (6 - 2c)$$

Donde,

$E_2$  = Pendiente de la curva esfuerzo-deformación de la sección confinada con FRP, [MPa].

$E_c$  = Módulo de elasticidad del hormigón, [MPa].

$\varepsilon_c$  = Deformación unitaria del hormigón, [mm/mm].

$\varepsilon'_t$  = Deformación unitaria de transición en la curva de esfuerzo-deformación del hormigón, confinado con FRP, [mm/mm].

$f_c$  = Esfuerzo de compresión en el hormigón, [MPa].

$f'_c$  = Resistencia cilíndrica especificada a la compresión del hormigón, [MPa].

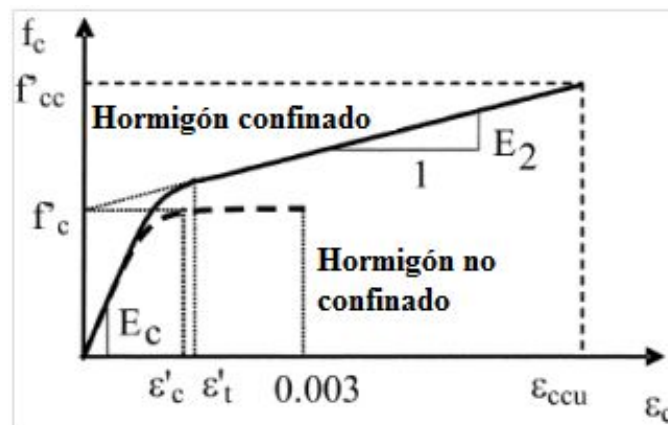


Figura 6.2. Modelo de esfuerzo-deformación de Lam y Teng para hormigón confinado con FRP. <sup>50-52</sup>

La resistencia máxima a la compresión del hormigón confinado  $f'_{cc}$  y la presión máxima de confinamiento  $f_l$  se calculan usando la Ecuación N° 6-3 y 6-4, respectivamente<sup>52, 53</sup>, junto con un factor de reducción adicional  $\psi_f = 0,95$ . El valor de esta reducción se basa en el juicio del A.C.I.

$$f'_{cc} = f'_c + \psi_f 3,3\kappa_a f_l \quad (6 - 3)$$

$$f_l = \frac{2E_f n t_f \varepsilon_{fe}}{D} \quad (6 - 4)$$

En la Ecuación N° 6-3,  $f'_c$  es la resistencia cilíndrica a la compresión del hormigón sin confinar, y el factor de eficiencia  $\kappa_a$  representa la geometría de la sección, tanto circular como no circular, según se muestra en los subcapítulos 6.2 y 6.3. En la Ecuación N° 6-4, el nivel de deformación efectiva en el FRP en el fallo  $\varepsilon_{fe}$  es dado por:

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_\varepsilon \varepsilon_{fu} \quad (6 - 5)$$

El factor de eficiencia de deformación del FRP  $\kappa_\varepsilon$  representa el fallo prematuro del sistema FRP<sup>54</sup>, posiblemente debido al estado de deformación multiaxial al cual es sometido en contraposición a la deformación axial pura usada para caracterizar el material. Este comportamiento también puede estar relacionado con las regiones de concentración de la deformación que se ocasionan por el agrietamiento del hormigón al dilatarse.

Basándose en calibración experimental usando principalmente muestras de hormigón confinadas con CFRP (únicamente carbono), Lam y Teng (2003a)<sup>52</sup> arrojaron un valor promedio de 0,586. De forma similar, existe una base de datos de 251 resultados de prueba<sup>55</sup> que dio un valor de  $\kappa_\varepsilon = 0,58$  mientras que las pruebas experimentales en columnas a mediana y gran escala dieron resultados de  $\kappa_\varepsilon = 0,58$  y 0,61, respectivamente<sup>56</sup>.

De acuerdo a las pruebas realizadas por Lam y Teng (2003a,b)<sup>52, 53</sup>, el índice  $f_l/f'_c$  no debería ser menor que 0,08. Este es el nivel mínimo de confinamiento que se necesita para obtener una segunda rama que no descienda en el comportamiento de esfuerzo-deformación, según se muestra en la curva (d) de la Figura N° 6.1. Usando su modelo analítico, Spoelstra y Monti (1999)<sup>57</sup> confirmaron esta limitación para secciones transversales circulares. Se

recomienda usar un factor de eficiencia de deformación  $\kappa_e = 0,55$  y un índice de confinamiento mínimo  $f_l/f'_c$  de 0,08 (esto es,  $\frac{f_{lu}nt_f}{f'_c D} \geq 0,073$ ).

Se puede obtener la capacidad de deformación máxima en el hormigón confinado con FRP  $\varepsilon_{ccu}$  mediante la Ecuación N° 6-6. Esta deformación debería estar limitada al valor dado en la Ecuación N° 6-7, para prevenir un exceso de agrietamiento y la eventual pérdida de integridad del hormigón. Llegado el caso, se debería recalculer el valor máximo  $f'_{cc}$  correspondiente de la curva de esfuerzo-deformación<sup>58</sup>.

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon'_c \left( 1,50 + 12\kappa_b \frac{f_l}{f'_c} \left( \frac{\varepsilon_{fe}}{\varepsilon'_c} \right)^{0,45} \right) \quad (6 - 6)$$

$$\varepsilon_{ccu} \leq 0,01 \quad (6 - 7)$$

En la Ecuación N° 6-6, el factor de eficiencia  $\kappa_b$  representa la geometría de la sección en el cálculo de la deformación axial última, según se indica en los subcapítulos 6.2 y 6.3.

La mejora de resistencia para elementos a compresión con un  $f'_c$  de 70 [MPa] o más, no ha sido comprobada experimentalmente.

## 6.2 SECCIONES TRANSVERSALES CIRCULARES

Los refuerzos de FRP son más efectivos al momento de confinar elementos con secciones transversales circulares<sup>48, 54, 55, 56, 59-61</sup>. El sistema FRP otorga una presión de confinamiento circunferencialmente uniforme a la expansión radial del elemento a compresión cuando las fibras se alinean de forma transversal al eje longitudinal del elemento. Para este tipo de secciones, se pueden considerar los coeficientes de forma  $\kappa_a$  y  $\kappa_b$  en las Ecuaciones N° 6-3 y 6-6, respectivamente, como 1,0.

### 6.3 SECCIONES TRANSVERSALES NO CIRCULARES

Los ensayos han mostrado que confinar elementos cuadrados y rectangulares con refuerzos de FRP puede incrementar marginalmente la resistencia a la compresión axial máxima  $f'_{cc}$  del elemento<sup>54, 55, 60, 62, 63</sup>. Las cláusulas en esta guía no son recomendadas para los elementos con proporciones laterales  $h/b$  mayores que 2,0, o para dimensiones de cara  $b$  o  $h$  que excedan los 900 [mm], a menos que algún ensayo demuestre su efectividad.

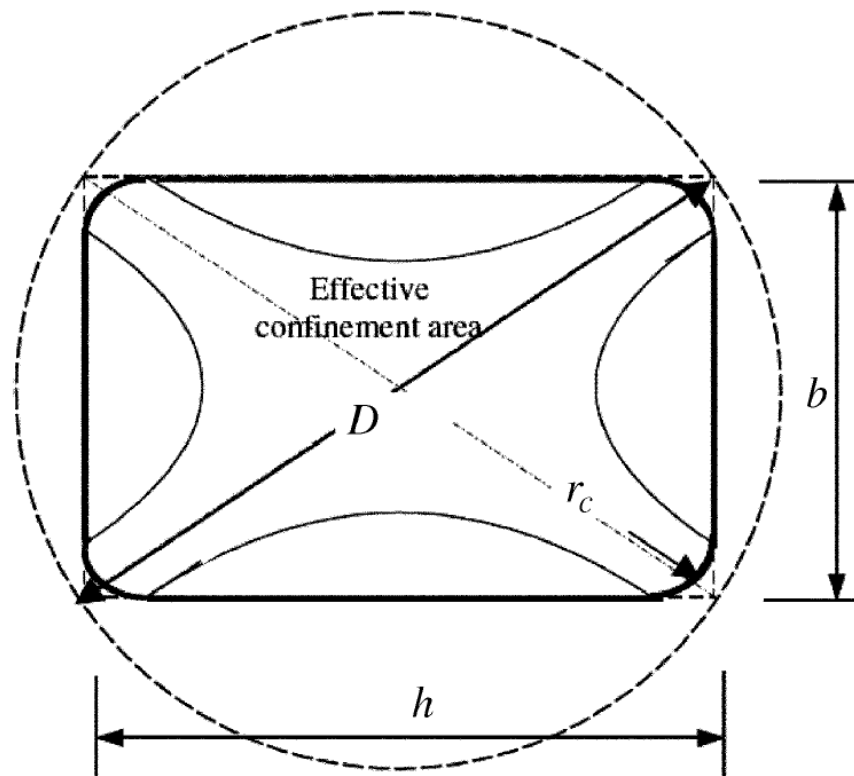


Figura 6.3. Sección transversal equivalente (Lam y Teng, 2003b).<sup>53</sup>

Para las secciones transversales no circulares,  $f_l$  en la Ecuación N° 6-4 corresponde a la presión de confinamiento máxima de una sección transversal circular equivalente con un diámetro  $D$  igual a la diagonal de la sección transversal rectangular.

$$D = \sqrt{b^2 + h^2} \quad (6 - 8)$$

Los coeficientes de forma  $\kappa_a$  en la Ecuación N° 6-3 y  $\kappa_b$  en la Ecuación N° 6-6 (secciones transversales no circulares) dependen de dos parámetros: el área transversal del hormigón confinado eficazmente  $A_e$ , y el índice de proporción  $h/b$ , según se muestra en las Ecuaciones N° 6-9 y N° 6-10, respectivamente.

$$\kappa_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h}\right)^2 \quad (6 - 9)$$

$$\kappa_b = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{h}{b}\right)^{0,5} \quad (6 - 10)$$

El enfoque teórico más aceptado para la definición de  $A_e$  consiste de cuatro parábolas dentro de las cuales el hormigón está completamente confinado, y por fuera, el nivel de confinamiento es insignificante (Figura 6.3). La forma de las parábolas y el área de confinamiento efectivo resultante es una función de las dimensiones de la columna ( $b$  y  $h$ ), el radio de las esquinas  $r_c$  y el índice de refuerzo longitudinal del acero  $\rho_g$ , y se puede expresar como:

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \frac{\left[\left(\frac{b}{h}\right)(h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b}\right)(b - 2r_c)^2\right]}{3A_g} - \rho_g}{1 - \rho_g} \quad (6 - 11)$$

### 6.3.1 CONSIDERACIONES DE SERVICIO

A medida que las cargas se aproximan a sus niveles mayorados, el hormigón podría comenzar a sufrir daños a causa de un agrietamiento considerable en la dirección radial. El refuerzo de FRP contiene el daño y mantiene la integridad estructural de la columna. No obstante, a niveles de carga de servicio, se debería evitar este tipo de daño. De esta manera, el FRP sólo actuará durante condiciones de sobrecarga que, por naturaleza, son temporales.

Para asegurar que no habrá un agrietamiento radial bajo condiciones de carga de servicio, la deformación transversal en el hormigón debería permanecer por debajo de su deformación por agrietamiento a nivel de carga de servicio. Esto equivale a limitar el esfuerzo a compresión en el hormigón a  $0,65f'_c$ . Junto con esto, el esfuerzo de servicio en el acero longitudinal debería permanecer por debajo de  $0,60f_y$  para evitar la deformación plástica bajo cargas cíclicas o prolongadas. Al mantener la deformación especificada del hormigón en su nivel de servicio, el esfuerzo del FRP será mínimo. El refuerzo se deformará a niveles considerables sólo cuando el hormigón sufra un esfuerzo transversal por sobre la deformación por agrietamiento y la expansión transversal aumente. Las deformaciones por carga de servicio en el FRP no deberían exceder nunca el límite de deformación por rotura por flujo plástico. Además, las deformaciones axiales bajo cargas de servicio deberían ser investigadas para evaluar su efecto en el rendimiento de la estructura.

#### **6.4 COMPRESIÓN AXIAL Y FLEXIÓN COMBINADAS**

Los refuerzos de FRP también le otorgan una mejora en su resistencia a un elemento sujeto a una combinación de compresión axial y flexión<sup>64-73</sup>.

Cuando la excentricidad de la sollicitación presente en un elemento sea menor o igual a  $0,1h$ , la Ecuación N° 6-1 sirve para predecir el efecto del confinamiento de FRP en términos de la mejora de resistencia. Cuando es mayor que  $0,1h$  la metodología y las ecuaciones mostradas en la sección 6.1 pueden determinar las propiedades del hormigón de la sección transversal del elemento que está bajo deformación por compresión. Con estos datos, se puede construir un diagrama  $P_n - M_n$  para el elemento confinado con FRP usando procedimientos bien establecidos<sup>74</sup>.

Se aplican las siguientes limitaciones para los elementos sujetos a compresión axial y flexión combinadas:

- Se debería limitar la deformación efectiva en el refuerzo de FRP al valor dado en la Ecuación N° 6-12 para asegurar la integridad del cortante del hormigón confinado.

$$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq \kappa_{\varepsilon} \varepsilon_{fu} \quad (6 - 12)$$

- La mejora de resistencia sólo puede ser considerada cuando la aplicación de la carga axial última y el momento último de flexión,  $P_u$  y  $M_u$ , caen por encima de la línea que conecta el origen y el punto de balance en el diagrama  $P_n - M_n$ , para el elemento sin confinar (Figura 6.4). Esta limitación surge del hecho que la mejora de la resistencia sólo es relevante para los elementos cuyo modo de fallo determinante es la rotura por compresión<sup>74</sup>.

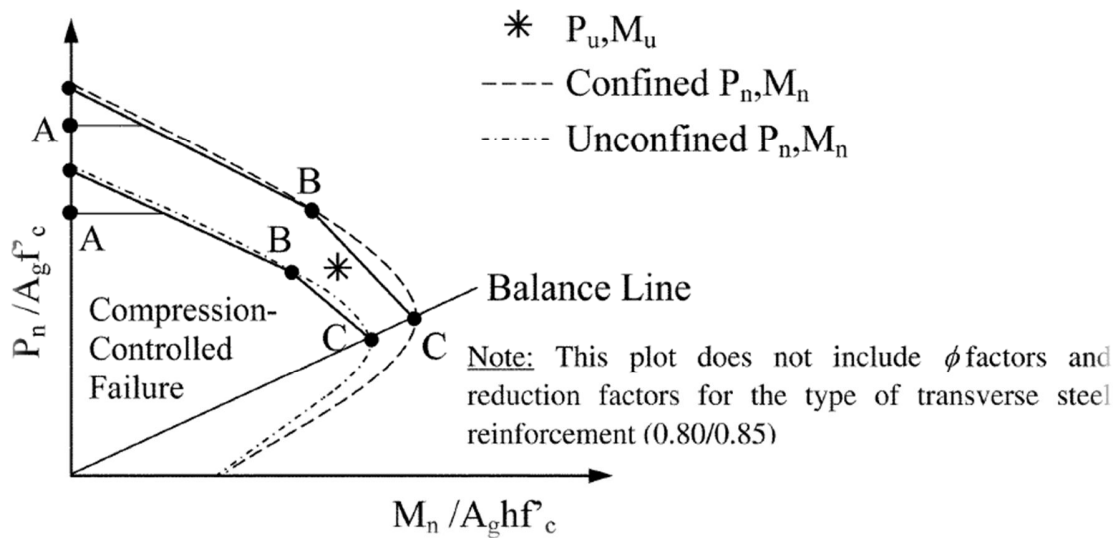


Figura 6.4. Diagrama de interacción representativo.<sup>5</sup>

Se puede construir un diagrama  $P_n - M_n$  al conseguir un equilibrio de fuerza y compatibilidad de deformación usando el modelo del comportamiento de esfuerzo-deformación para el hormigón confinado con FRP expuesto en la Ecuación N° 6-2. Por simplicidad, la porción de los diagramas  $P_n - M_n$  confinados y sin confinar que corresponden a fallas controlados por compresión, se pueden reducir a dos curvas bi-lineales que pasan por tres puntos (Figura 6.4).

## 6.5 MEJORA DE LA DUCTILIDAD

El incremento en la ductilidad en una sección se consigue al lograr desarrollar mayores deformaciones por compresión en el hormigón antes de un fallo de compresión<sup>75</sup>. El refuerzo de FRP sirve también para retrasar el pandeo del refuerzo de acero longitudinal en compresión y para contener los empalmes por traslapo de los mismos.

Para aplicaciones sísmicas, el diseño de los refuerzos de FRP debería otorgar la suficiente tensión de confinamiento como para permitir deformaciones de compresión del hormigón asociadas con las exigencias de desplazamiento. La deformación de compresión máxima en el hormigón para un elemento confinado con FRP aparece en la Ecuación N° 6-6. De acuerdo con el capítulo 5, las fuerzas del cortante también deberían ser evaluadas para prevenir el fallo a cortante frágil, según ACI 318-08<sup>2</sup>.

### 6.5.1 SECCIONES TRANSVERSALES CIRCULARES

La deformación de compresión máxima para los elementos confinados con FRP con secciones transversales circulares aparece en la Ecuación N° 6-6, con un  $f'_{cc}$  según la Ecuación N° 6-3 y usando  $\kappa_b = 1,0$

### 6.5.2 SECCIONES TRANSVERSALES NO CIRCULARES

La deformación de compresión máxima para los elementos confinados con FRP con secciones cuadradas o rectangulares se presenta en la Ecuación N° 6-6, con un  $f'_{cc}$  según la Ecuación N° 6-3 y usando  $\kappa_b$  de acuerdo a la Ecuación N° 6-10. Se considerará insignificante al efecto de confinamiento de los refuerzos de FRP para secciones rectangulares con proporciones  $h/b$  mayores que 2,0, o para dimensiones de cara  $b$  o  $h$  que excedan los 900 [mm], a menos que algún ensayo demuestre su efectividad.

## 6.6 TRACCIÓN AXIAL PURA

Se pueden usar los sistemas FRP para otorgar resistencia a la tracción adicional a un elemento de hormigón. Debido a la naturaleza lineal-elástica de los materiales de FRP, la contribución por tracción al sistema FRP está directamente relacionada con su nivel de deformación, y se calcula usando la “Ley de Elasticidad de Hooke”.

El diseño de la resistencia a tracción y la capacidad de transferir tensiones al sustrato por medio de la adherencia limitan a la capacidad de tracción otorgada por el FRP<sup>76</sup>. Se puede determinar la deformación efectiva en el FRP basándose en los criterios para el reforzamiento a cortante dado por las Ecuaciones N° 5-6 hasta N° 5-10. El valor de  $k_1$  en la Ecuación N° 5-8 puede ser considerado como 1,0. Se necesita una longitud de adherencia mínima de  $2L_e$  (donde  $L_e$  es la longitud de adherencia definida con anterioridad en la Ecuación N° 5-9), para conseguir tal nivel de deformación.

## 7. DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ANÁLISIS

La estructura consiste en un edificio con 2 niveles enterrados (subterráneos), con diafragma rígido en cada nivel, materializado por una losa de hormigón armado, según se muestra en la Figura 7.1.

El proyecto inmobiliario completo consiste en 2 torres de 22 pisos cada una, destinadas al uso habitacional y dilatadas de la estructura subterránea, que está destinada principalmente al estacionamiento de vehículos. Las torres habitacionales se dilataron de la estructura subterránea (Figura 7.1), porque éstas fueron diseñadas con aislación sísmica en la base.

Las acciones horizontales producto del sismo son resistidas por muros y marcos de hormigón armado en ambos sentidos.

El edificio fue originalmente destinado a estacionamientos de vehículos en el cielo del segundo subterráneo, considerando una carga de tierra de altura  $h = 30$  [cm] en el cielo del primero. El caso de análisis, considera el cambio de su uso estructural.

Tales cambios implican el aumento de cargas en el cielo del segundo subterráneo, ya que se destinará el 50% del área a bodegas y 50% del área a estacionamiento de vehículos. Por otro lado, en el cielo del subterráneo 1, se incrementa la carga de tierra de 30 [cm] a 45 [cm] por exigencia municipal. Lo anterior genera un cambio (aumento) de las solicitaciones, requiriendo más resistencia de la que posee.

### **BASES DE CÁLCULO ESTRUCTURAL**

Ubicación: Litoral Norte de Chile

#### Materiales:

- Hormigón Clase H-40.

Resistencia cilíndrica a la compresión a los 28 días,  $f'_c = 3500$  [ $t_f/m^2$ ].

Módulo de elasticidad del hormigón  $E_c = 4.700\sqrt{f'_c} = 2.780.000 [t_f/m^2]$ .

- Acero para hormigón A630-420H,  
Tensión de fluencia del acero no pre-esforzado,  $f_y = 42.000 [t_f/m^2]$ .  
Módulo de elasticidad del acero  $E_s = 21.000.000 [t_f/m^2]$ .

Solicitaciones Sísmicas:

- Cargas sísmicas según NCh 433of96 Mod.2009 y D.S. N°61 Minvu 2011.
- Zona Sísmica 3.
- Suelo Tipo A. Obtenido del estudio de mecánica de suelos.
- Categoría del edificio II (Coeficiente de Importancia = 1).
- $R_o = 11$  (Factor de modificación de la respuesta estructural).

Cargas Verticales:

- Sobrecarga de Uso para Pisos según NCh 1537of2009.

Se muestra a continuación los estados de cargas originales v/s el estado de cargas nuevas exigidas para el proyecto (Tabla 7.1 y 7.2).

Tabla 7.1. *Estado de cargas originales utilizadas en el diseño del proyecto.*

Estado de Cargas Originales			
Losa cielo 2° Subterráneo		Losa cielo 1° Subterráneo	
Peso Propio Hormigón Armado.	$\gamma = 2,5 [t_f/m^2]$	Peso Propio Hormigón Armado.	$\gamma = 2,5 [t_f/m^2]$
Peso Propio Adicional	50 [kg <sub>f</sub> /m <sup>2</sup> ]	Peso Propio Adicional Tierra, $\gamma = 2 [t_f/m^2]$ h = 30 [cm]	600 [kg <sub>f</sub> /m <sup>2</sup> ]
Sobrecarga Uso Estacionamientos	300 [kg <sub>f</sub> /m <sup>2</sup> ]	Sobrecarga Uso	500 [kg <sub>f</sub> /m <sup>2</sup> ]

Tabla 7.2. Estado de cargas nuevas del proyecto.

Estado de Cargas Nuevas			
Losa cielo 2° Subterráneo		Losa cielo 1° Subterráneo	
Peso Propio Hormigón Armado.	$\gamma = 2,5 \text{ [tf/m}^2\text{]}$	Peso Propio Hormigón Armado.	$\gamma = 2,5 \text{ [tf/m}^2\text{]}$
Peso Propio Adicional	50 $\text{[kgf/m}^2\text{]}$	Peso Propio Adicional Tierra, $\gamma = 2 \text{ [tf/m}^2\text{]}$ h = 45 cm	900 $\text{[kgf/m}^2\text{]}$
Sobrecarga Uso Estacionamientos	300 $\text{[kgf/m}^2\text{]}$	Sobrecarga Uso	500 $\text{[kgf/m}^2\text{]}$
Sobrecarga Uso Bodegas	600 $\text{[kgf/m}^2\text{]}$		

Tensiones admisibles del suelo de fundación:

- Tensión admisible estática = 8,0  $\text{[kgf/cm}^2\text{]}$ .
- Tensión admisible dinámica = 10  $\text{[kgf/cm}^2\text{]}$ .

Las tensiones son obtenidas del estudio de mecánica de suelos.

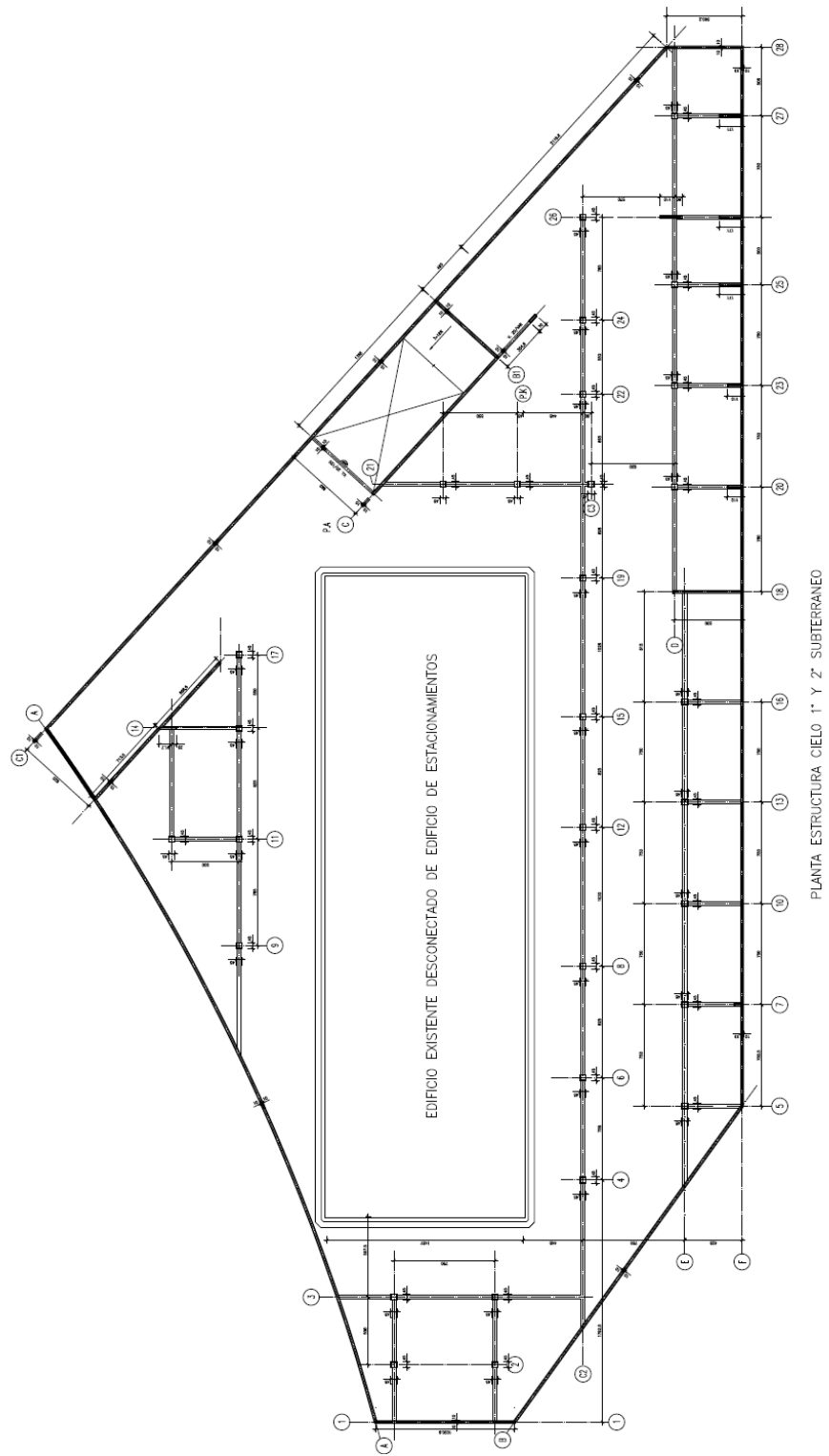


Figura 7.1. *Planta Estructuras Cielo 1° y 2° Subterráneo.*

La Figura 7.2 muestra el espectro elástico para la zona sísmica 3 y suelo tipo A, donde:

- $S_{ae}$  = Aceleración espectral de diseño elástico [ $m/s^2$ ].
- $T$  = Período de vibración [s].

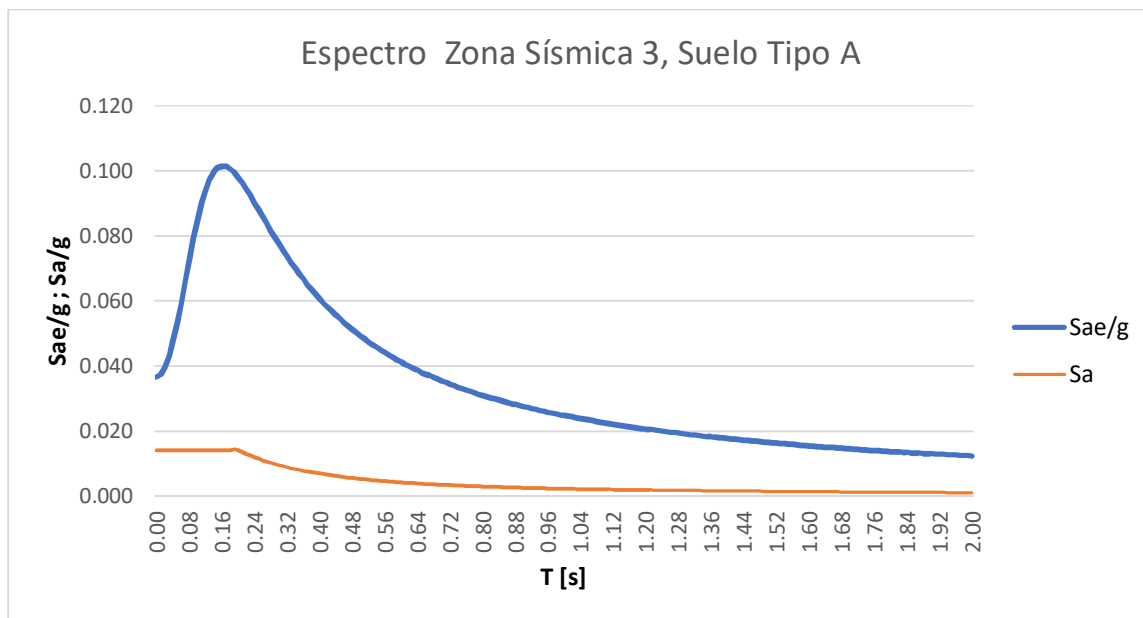


Figura 7.2. Espectro de norma según NCh433of96 Decreto N°61 para zona sísmica 3, suelo tipo A.

## **8. ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DECISIÓN DE REFUERZO**

El primer paso fue analizar sísmicamente la estructura considerando el estado original de las cargas y se comprobó que la armadura existente cumple con la normativa de diseño<sup>2</sup>.

El segundo paso fue analizar sísmicamente la estructura considerando el nuevo estado de cargas; debido a un incremento de cargas gravitacionales de peso propio y sobrecarga de uso, producto de un cambio de uso de la estructura.

Se comprobó numéricamente la insuficiente resistencia de algunos elementos estructurales, debido a un aumento de las solicitaciones estáticas. La estructura no se vio afectada con las nuevas solicitaciones sísmicas.

De esta forma, se justificó la necesidad de reforzar los elementos estructurales necesitados, con el fin de adecuar la estructura a su nuevo uso.

### **8.1 ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN NCH433 OF.96 DECRETO N°61 (CARGAS ORIGINALES)**

Se utiliza el espectro elástico de la NCh433 Of.96 [INN, 1996] D.S. N°61<sup>77</sup>. Se muestra en la Tabla 8.1 el resultado de análisis para cargas originales, con los factores de modificación de respuesta, porcentajes de corte máximo y mínimo, períodos en cada dirección de análisis, cortes basales, momentos volcantes y el brazo de palanca que representa la altura medida desde el nivel basal y en donde actúa el corte basal efectivo.

Tabla 8.1. *Resumen ejecutivo del análisis sísmico bajo el estado de cargas originales.*

Dirección de la sollicitación	Sismo X	Sismo Y
Peso Sísmico [tf]	5.315,7	5.315,7
Corte Basal Mínimo [tf]	318,9 (6,0% PS Total)	318,9 (6,0% PS Total)
Corte Basal Máximo [tf]	669,8 (12,6% PS Total)	669,8 (12,6% PS Total)
Periodo Predominante [s]	0,04	0,07
Corte Elástico [tf]	1.882,4	2.883,8
R*	3,20	4,16
Factor de Mayoración	1,00	1,00
Factor de Minoración	1,00	0,97
R**	3,20	4,31
Corte Basal Efectivo (Qb) [tf]	588,0 (11,06% PS Total)	669,8(12,60% PS Total)
Momento Volcante (Mv) [tf-m]	3.241,2	3.721,7
Brazo de Palanca (Mv/Qb) [m]	5,5 (86,13% H-Total)	5,6 (86,80% H-Total)

## 8.2 ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN NCH433 OF.96 DECRETO N°61 (CARGAS NUEVAS)

Se muestra en la Tabla 8.2 el resultado de análisis para cargas nuevas, con los factores de modificación de respuesta y porcentajes de corte máximo y mínimo en cada dirección de análisis.

Tabla 8.2. *Resumen ejecutivo del análisis sísmico bajo el estado de cargas nuevas.*

Dirección de la sollicitación	Sismo X	Sismo Y
Peso Sísmico [tf]	6.136,2	6.136,2
Corte Basal Mínimo [tf]	368,2 (6,00% PS Total)	368,2 (6,00% PS Total)
Corte Basal Máximo [tf]	773,2 (12,6% PS Total)	773,2 (12,6% PS Total)
Periodo Predominante [s]	0,05	0,07
Corte Elástico [tf]	2.272,0	3.556,9

R*	3,36	4,36
Factor de Mayoración	1,00	1,00
Factor de Minoración	1,00	0,95
R**	3,36	4,60
Corte Basal Efectivo (Qb) [tf]	676,2 (11,02% PS Total)	773.2 (12,60% PS Total)
Momento Volcante (Mv) [tf-m]	3.795,0	4.370,2
Brazo de Palanca (Mv/Qb) [m]	5,6 (87,67% H-Total)	5,7 (88,30% H-Total)

### 8.3 COMPARACIÓN DE ESFUERZOS EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Se presenta, a modo de ejemplo, una situación tipo para una columna y viga determinada.

En las Tablas 8.3 y 8.4 se muestra las solicitaciones y armadura requerida, para el estado de cargas originales y el estado de cargas nuevas del proyecto, de la columna del eje K-2 en el subterráneo 1 y subterráneo 2 respectivamente (Figura 8.1).

La descripción de las solicitaciones y armadura es la siguiente:

- $N_{pp}$ ,  $N_{sc}$ ,  $N_{sx}$ ,  $N_{sy}$  = Cargas axiales debidas al peso propio, sobrecarga, sismo en sentido X y sismo en sentido Y.
- $V_{pp}$ ,  $V_{sc}$ ,  $V_{sx}$ ,  $V_{sy}$  = Cortes debidos al peso propio, sobrecarga, sismo en sentido X y sismo en sentido Y.
- $M_{pp}$ ,  $M_{sc}$ ,  $M_{sx}$ ,  $M_{sy}$  = Momentos debidos al peso propio, sobrecarga, sismo en sentido X y sismo en sentido Y.
- $A_s$  = Armadura requerida por flexión en viga y flexión-compresión en columna. En la Tabla 8.4, el área de acero “ $A_s$ ” obtenida para la columna es determinada para una cara o extremo de la columna.
- $A_{v/s}$  = Armadura requerida por cortante.

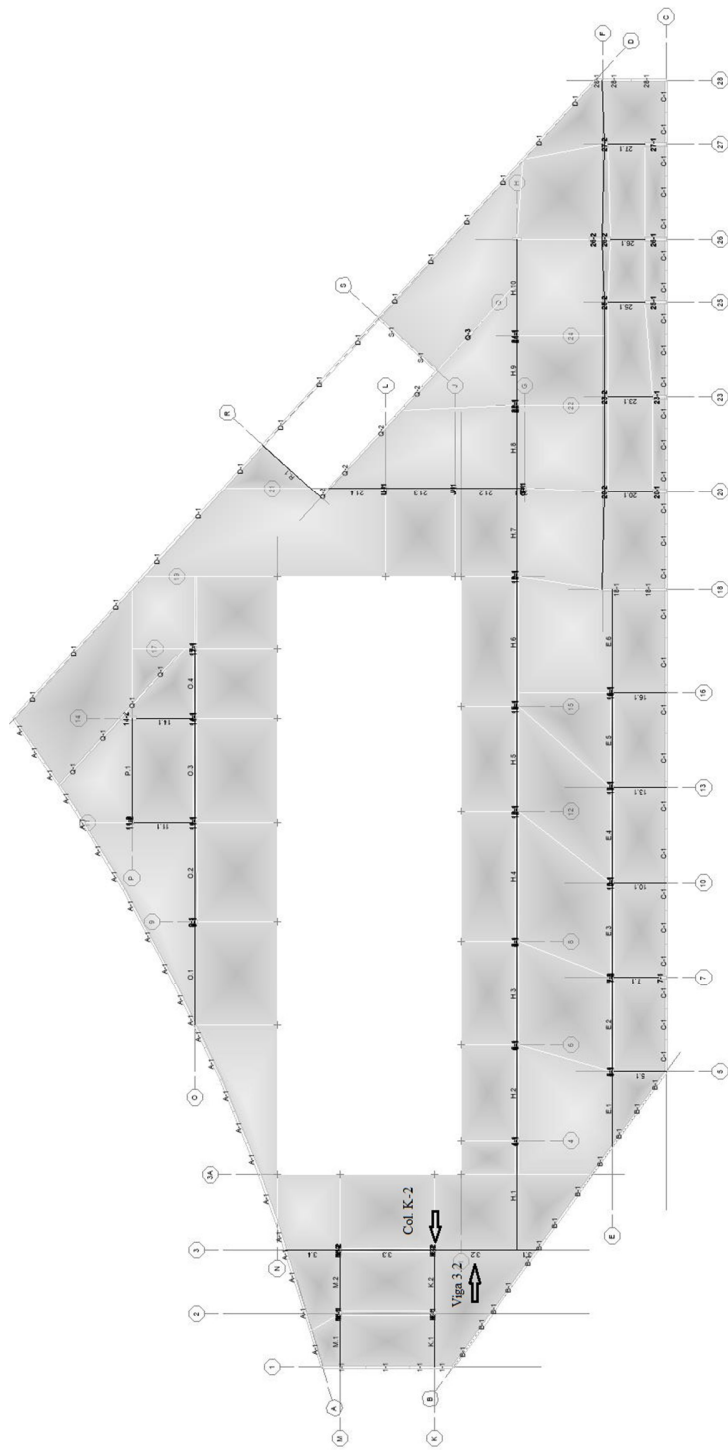


Figura 8.1. Modelo Cielo Subterráneo 1° del Edificio de Estacionamientos.

Tabla 8.3. Solicitaciones, armaduras de flexo-compresión y corte para columna Eje K-2 en subterráneo 1, bajo estado de cargas originales y estado de cargas nuevas.

Eje K-2 Columna 30x30 [cm <sup>2</sup> ], Subterráneo 1			
Estado Cargas Originales		Estado Cargas Nuevas	
Npp [tf]	67,7	Npp [tf]	85,1
Nsc [tf]	11,5	Nsc [tf]	11,5
Nsx [tf]	0,0	Nsx [tf]	0,0
Nsy [tf]	0,0	Nsy [tf]	0,0
Vpp [tf]	3,2	Vpp [tf]	4,0
Vsc [tf]	0,7	Vsc [tf]	0,7
Vsx [tf]	0,0	Vsx [tf]	0,0
Vsy [tf]	0,0	Vsy [tf]	0,0
Mpp [tf*m]	5,9	Mpp [tf*m]	7,5
Msc [tf*m]	1,2	Msc [tf*m]	1,2
Msx [tf*m]	0,0	Msx [tf*m]	0,0
Msy [tf*m]	0,0	Msy [tf*m]	0,0
As [cm <sup>2</sup> ]	4,7	As [cm <sup>2</sup> ]	10,5
Av/s [cm <sup>2</sup> /m]	3,8	Av/s [cm <sup>2</sup> /m]	3,8

Tabla 8.4. Solicitaciones, armaduras de flexo-compresión y corte para columna Eje K-2 en subterráneo 2, bajo estado de cargas originales y estado de cargas nuevas.

Eje K-2 Columna 30x30 [cm <sup>2</sup> ], Subterráneo 2			
Estado Cargas Originales		Estado Cargas Nuevas	
Npp [tf]	101,3	Npp [tf]	118,5
Nsc [tf]	18,1	Nsc [tf]	18,1
Nsx [tf]	0,0	Nsx [tf]	0,0
Nsy [tf]	0,0	Nsy [tf]	0,0
Vpp [tf]	0,3	Vpp [tf]	0,3
Vsc [tf]	0,1	Vsc [tf]	0,1
Vsx [tf]	0,0	Vsx [tf]	0,0
Vsy [tf]	0,0	Vsy [tf]	0,0
Mpp [tf*m]	0,4	Mpp [tf*m]	0,4

Msc [tr*m]	0,1	Msc [tr*m]	0,1
Msx [tr*m]	0,0	Msx [tr*m]	0,0
Msy [tr*m]	0,0	Msy [tr*m]	0,0
As [cm <sup>2</sup> ]	0,1	As [cm <sup>2</sup> ]	4,8
Av/s [cm <sup>2</sup> /m]	3,8	Av/s [cm <sup>2</sup> /m]	3,8

En la Tabla 8.5 se comparan los esfuerzos de una viga del eje 3.2 (ver Figura 8.1), en su estado o diseño original y su armadura requerida, con la cual fue diseñada, v/s su estado nuevo de cargas y armadura requerida.

Tabla 8.5. *Solicitaciones y armaduras para una viga estática ubicada en el eje 3.2, bajo estado de cargas originales y estado de cargas nuevas.*

Viga 30x80 [cm <sup>2</sup> ], Cielo subterráneo 1			
Estado Cargas Originales		Estado Cargas Nuevas	
Mpp [tr*m]	26,4	Mpp [tr*m]	32,9
Msc [tr*m]	10,8	Msc [tr*m]	10,8
Vpp [tr]	21,5	Vpp [tr]	26,8
Vsc [tr]	8,7	Vsc [tr]	8,7
As [cm <sup>2</sup> ]	18,0	As [cm <sup>2</sup> ]	21,1
Av/s [cm <sup>2</sup> /m]	7,6	Av/s [cm <sup>2</sup> /m]	10,0

#### 8.4 DECISIÓN DE REFUERZO

A lo largo del tiempo, las condiciones de servicio de una estructura pueden variar. En este caso existe un aumento de sollicitación que exige una mejora del nivel de prestación de servicio de la estructura. Por lo tanto, el refuerzo de la estructura es necesario ya que se supera el estado límite último de resistencia. Una decisión puede ser demoler la estructura o parte de ella y restituirla para los nuevos requerimientos. La alternativa es el refuerzo.

La decisión está basada para lograr un equilibrio entre los factores económicos y de servicio.

Al optar por el refuerzo, se modifican las características de la estructura de modo de alcanzar un nivel de seguridad predeterminado mayor que el original. Hay varias técnicas a utilizar en el refuerzo de estructuras; por ejemplo, incrementar el tamaño de los elementos o añadir una nueva estructura complementaria del refuerzo. En estos casos, se produce un problema con arquitectura relevante que puede interferir en la funcionalidad de la edificación.

Antes de tomar alguna decisión sobre el tipo de refuerzo, conviene plantearse algunos cuestionamientos:

- Es necesario una inspección detallada para evaluar el estado actual de la estructura. El punto de partida es importante para garantizar una solución efectiva.
- La necesidad de refuerzo suele ser importante si hay un cambio de uso o un aumento de las cargas. También si existe riesgo de daño relevante y posterior colapso estructural.
- El refuerzo en edificación viene condicionado por el espacio arquitectónico. Esta condicional geométrica es determinante para definir el sistema de refuerzo.

- Las condiciones de obra son un factor para tener en cuenta. El tiempo de ejecución y las interferencias producidas, con tal de mantener la estructura en funcionamiento son un factor importante.
- Finalmente, el criterio económico determinará la viabilidad de la solución. A pesar de que el refuerzo con FRP (Polímeros reforzados con fibras) es, en estos momentos del mercado, más caro en materiales, la velocidad de ejecución y la durabilidad hacen que sea competitivo a largo plazo.

Para ejecutar el refuerzo estructural se ha decidido utilizar materiales compuestos a base de polímeros reforzados con fibras de carbono (CFRP), adheridas a la estructura existente con resinas epóxicas. Se elaboró el diseño de refuerzo, ajustado según las necesidades de cada sección tipo.

## 9. CASOS DE DISEÑO

Para el desarrollo de los procedimientos de diseño a flexión, corte y carga axial, se considerarán los antecedentes del capítulo 7 de este trabajo.

### 9.1 REFORZAMIENTO A FLEXIÓN DE UNA VIGA INTERIOR

La viga de hormigón armado del eje 3.2 ubicada en el cielo del subterráneo 1, cuya sección transversal se muestra en la Figura 9.1, simplemente apoyada en un extremo y continua en el otro, está sometida a un incremento de cargas gravitacionales (Tabla 7.2) por cambio en su uso. Un análisis de la viga existente indica que la viga no tiene suficiente resistencia a flexión y cortante para soportar la nueva demanda.

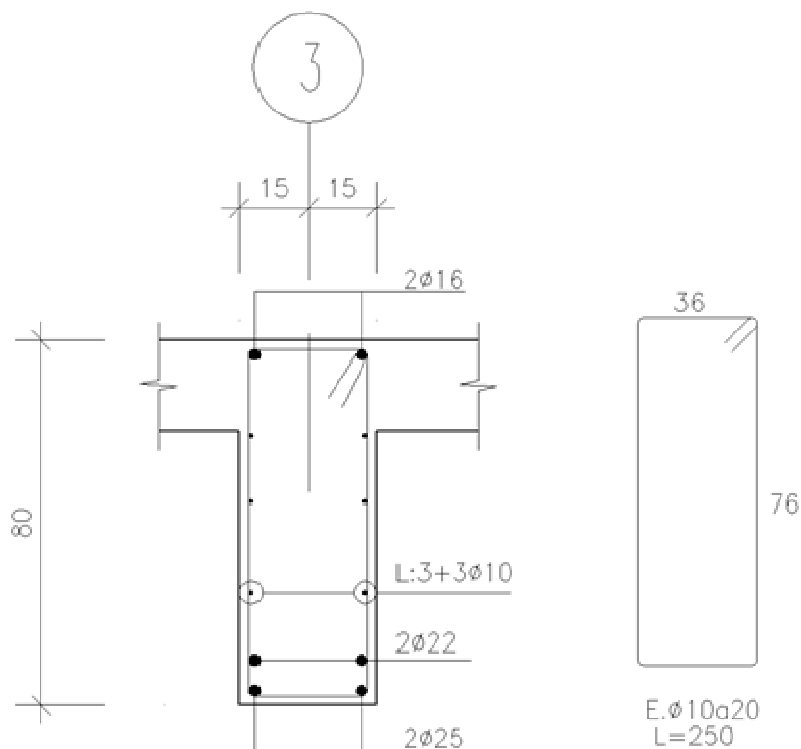


Figura 9.1. Sección transversal de la viga del eje 3 en CSI°.

La deformación a largo plazo de la viga, para el estado de cargas originales, es de 0,004 [m]; menor que la deformación admisible impuesta por la norma de  $L/480 = 0,017$  [m] (ver Figura 9.2), con  $L=8,12$  [m].

La deformación a largo plazo de la viga, para el estado de cargas nuevas, es de 0,0044 [cm]; (ver Figura 9.3).

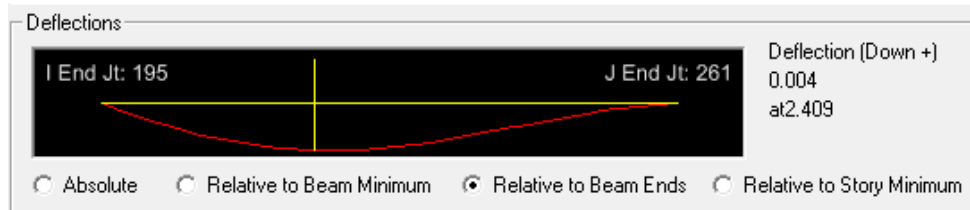


Figura 9.2. Deformación a largo plazo de la viga del eje 3.2 en CSI° para el estado de cargas originales del proyecto.

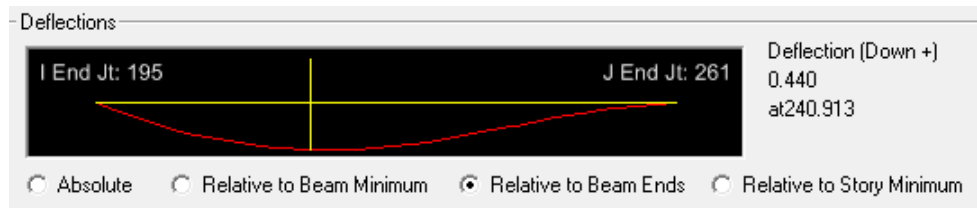


Figura 9.3. Deformación a largo plazo de la viga del eje 3.2 en CSI° para el estado de cargas nuevas del proyecto.

El momento nominal de la sección de la viga sin CFRP es:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 45,6 [t_f - m]$$

Donde,

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = 8,19 [cm]$$

$$\varepsilon_s = 0,002$$

$$\phi = 0,9$$

$$d = 73,4 [cm]$$

$$b = 30 [cm]$$

$$f_y = 4.200 [kg_f/cm^2]$$

$$f'_c = 350 [kg_f/cm^2]$$

$$A_s = 17,42 [cm^2]$$

En la Tabla 9.1 están resumidas las demandas de momento en la cara inferior de la viga.

Tabla 9.1. *Momentos correspondientes.*

Esfuerzo de Flexión	Cargas Originales	Cargas Nuevas
Momento de peso propio $M_{PP}$ [t <sub>f</sub> -m]	26,4	32,9
Momento de sobrecarga $M_{SC}$ [t <sub>f</sub> -m]	10,8	10,8
Momento de servicio $M_S$ [t <sub>f</sub> -m]	37,5	43,7
Momento límite sin reforzamiento $1.1M_{PP}+0.75M_{SC}$ [t <sub>f</sub> -m]	No aplica	44,3
Momento último $1.2M_{PP}+1.6M_{SC}$ $M_u$ [t <sub>f</sub> -m]	48,9	56,7
Armadura de acero requerida [cm <sup>2</sup> ]	18,0	21,1

Para reforzar la viga existente de hormigón armado, se propone utilizar el sistema CFRP, específicamente dos capas ( $n = 2$ ) de pletinas  $w_f = 50$  [mm] de ancho, para ser adheridos a la cara inferior de la viga, utilizando la técnica de aplicación en húmedo.

- Módulo  $E_f = 1.650.000$  [kgf/cm<sup>2</sup>].
- Resistencia última a la tracción  $f_{fu}^* = 29.000$  [kgf/cm<sup>2</sup>].
- Deformación a la rotura  $\varepsilon_{fu}^* = 0,018$ .
- Espesor de la placa  $t_f = 1,2$  [mm].

Por inspección, el nivel de reforzamiento es razonable en tanto cumpla el criterio de reforzamiento límite en la Ecuación N° 3-1. Esto es, la capacidad de momento existente  $\phi M_n = 45,6$  [t<sub>f</sub> - m], es mayor que el momento límite sin reforzamiento  $1,1M_{PP} + 0,75M_{SC} = 44,3$  [t<sub>f</sub> - m]. Los cálculos de diseño utilizados para verificar esta configuración se muestran a continuación.

### Paso 1. Cálculo de las propiedades de diseño del material del sistema FRP.

La viga está localizada en un espacio interior y será utilizado un material CFRP. Por lo tanto, según la Tabla 3.1 se sugiere un factor de reducción ambiental de 0,95.

$$f_{fu} = C_E * f_{fu}^* = (0,95) * (29.000) = 27.550 [kg_f/cm^2]$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E * \varepsilon_{fu}^* = (0,95)(0,018) = 0,0171$$

### Paso 2. Cálculos preliminares.

Propiedades del hormigón.

$$\beta_1 = 0,81 \text{ (A.C.I. 10.2.7.3) (Ver Figura 4.6)}$$

$$E_c = 4.700\sqrt{f'_c} = 2.780.000 [t_f/m^2] = 278.000 [kg_f/cm^2].$$

Propiedades del acero de refuerzo.

$$\rho_s = \frac{A_s}{bd} = 0,00791 \text{ (Cuantía de refuerzo)}$$

$$n_s = \frac{E_s}{E_c} = \frac{21.000.000 [t_f/m^2]}{2.780.000 [t_f/m^2]} = 7,55 \text{ (Relación modular)}$$

$$\rho_s n_s = 0,0597$$

Propiedades del refuerzo CFRP adherido externamente.

$$A_f = n t_f w_f = (2)(1,2)(50) = 120 [mm^2] = 1,2 [cm^2]$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} = 0,00054 \text{ (Cuantía de refuerzo CFRP)}$$

$$n_f = \frac{E_f}{E_c} = \frac{16.500.000 [t_f/m^2]}{2.780.000 [t_f/m^2]} = 5,93 \text{ (Relación modular)}$$

$$\rho_f n_f = 0,0032$$

### Paso 3. Determinación del estado de deformación inicial existente en la cara interior.

El estado de deformación inicial existente se calcula asumiendo que la viga está fisurada y que las únicas cargas que actúan sobre la viga en el momento de la instalación del CFRP son cargas muertas. Un análisis de la sección fisurada de la viga existente da:

$$k = \sqrt{(\rho_s n_s)^2 + 2\rho_s n_s} - \rho_s n_s = 0,291 \text{ (Ver Figura 4.7)}$$

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + n_s A_s (d - kd)^2 = 453.635 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ (Inercia de la sección fisurada)}$$

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{PP}(h-kd)}{I_{cr} E_c} = 0,00122 \text{ (Deformación inicial existente)}$$

### Paso 4. Determinación de la deformación unitaria en el refuerzo CFRP en el estado de delaminación o desprendimiento.

De la Ecuación N° 4-2 se tiene:

$$nE_f t_f = (2)(1.650.000)(0,12) = 396.000 \text{ [kgf/cm]}$$

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \leq 0,9\varepsilon_{fu} \Rightarrow 0,41 \sqrt{\frac{350}{396.000}} = 0,012 \leq 0,015 \text{ Ok}$$

### Paso 5. Estimación de c, profundidad del eje neutro.

Una estimación inicial es  $c = 0,25d = 18,4 \text{ [cm]}$ . El valor de c es ajustado después de verificar equilibrio.

### Paso 6. Determinación del nivel de deformación efectiva en el refuerzo a flexión con CFRP.

El nivel de deformación efectivo en el CFRP puede ser encontrado a partir de la Ecuación N°4-3:

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left( \frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} = 0,003 \left( \frac{80 - 18,4}{18,4} \right) - 0,00122 = 0,00882 \leq \varepsilon_{fd} = 0,012$$

$\varepsilon_{fd}$  = Deformación máxima en el refuerzo FRP para prevenir delaminación.

$d_f$  = Profundidad efectiva del refuerzo de FRP.

Notar que, para la profundidad del eje neutro seleccionado, el aplastamiento del hormigón será el modo de falla, por lo tanto, controla esta condición. Si no fuese así, la falla sería en CFRP.

### **Paso 7. Cálculo de la deformación en el acero de refuerzo existente.**

La deformación en el acero de refuerzo puede ser calculada utilizando triángulos semejantes de acuerdo con la Ecuación N° 4-11:

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left( \frac{d - c}{d_f - c} \right) = (0,00882 + 0,00122) \left( \frac{73,4 - 18,4}{80 - 18,4} \right) = 0,009$$

### **Paso 8. Cálculo del nivel de resistencia en el refuerzo de acero y en el CFRP.**

Las resistencias son calculadas con las Ecuaciones N° 4-10 y 4-12:

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} = (1.650.000)(0,00882) = 14.553 \text{ [kg}_f\text{/cm}^2\text{]}$$

$$f_s = E_s \varepsilon_s = (2.100.000)(0,009) = 18.900 \text{ [kg}_f\text{/cm}^2\text{]} \neq f_y \Rightarrow \text{asumir } f_s = f_y$$

### **Paso 9. Cálculo de las fuerzas resultantes internas y verificación del equilibrio.**

El equilibrio de fuerza es verificado mediante una estimación inicial de “c” con la Ecuación N° 4-13. Ya que el aplastamiento del hormigón controla la falla  $\alpha_1$  puede ser tomado como 0,85.

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b} = \frac{(17,42)(4.200) + (1,2)(14.553)}{(0,85)(350)(0,81)(30)} = 12,54 \text{ [cm]}$$

Como  $c=12,54$  [cm]  $\neq 18,4$  [cm] del paso 5, se debe repetir los pasos 6 a 9 hasta que el equilibrio sea alcanzado.

### Paso 10. Ajuste de "c" hasta que el equilibrio de las fuerzas sea alcanzado.

Los pasos 6 a 9 fueron repetidos muchas veces con diferentes valores de c hasta que el equilibrio fue alcanzado. Los resultados de la iteración final son resumidos a continuación:

$$c = 0,182d = 13,4 \text{ [cm]}$$

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left( \frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} = 0,003 \left( \frac{80 - 13,4}{13,4} \right) - 0,00122 = 0,0137 \leq \varepsilon_{fd} = 0,012$$

No cumple, por lo tanto  $\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{fd} = 0,012$

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left( \frac{d - c}{d_f - c} \right) = (0,012 + 0,00122) \left( \frac{73,4 - 13,4}{80 - 13,4} \right) = 0,0119$$

$$f_s = f_y$$

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} = (1.650.000)(0,012) = 19.800 \text{ [kg}_f\text{/cm}^2\text{]}$$

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b} = \frac{(17,42)(4.200) + (1,2)(19.800)}{(0,85)(350)(0,81)(30)} = 13,4 \text{ [cm]}$$

El valor final de "c" seleccionado para la iteración final es correcto.

### Paso 11. Cálculo de la resistencia de diseño a flexión de la sección.

La resistencia de diseño a flexión es calculada utilizando la Ecuación N° 4-14. Un factor de reducción adicional  $\psi_f = 0,85$ , es aplicado a la contribución del sistema CFRP. Ya que  $\varepsilon_s = 0,0119 > 0,005$ , un factor de reducción de resistencia  $\phi = 0,9$  es apropiado según la Ecuación N° 4-5.

$$\phi M_n = \phi \left[ A_s f_s \left( d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left( h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \right] = 58,1 \text{ [t}_f\text{ - m]} \geq M_u = 56,8 \text{ [t}_f\text{ - m]}$$

Por lo tanto, la sección reforzada es capaz de resistir el nuevo momento requerido.

### Paso 12. Verificación de los esfuerzos de servicio en el refuerzo de acero y en el CFRP.

Cálculo de la profundidad elástica al eje neutro fisurado mediante la suma del primer momento de las áreas de la sección transformada. Esto puede ser simplificado para una viga rectangular sin refuerzo a compresión como sigue:

$$k = \sqrt{(\rho_s n_s + \rho_f n_f)^2 + 2 \left( \rho_s n_s + \rho_f n_f \left( \frac{h}{d} \right) \right)} - (\rho_s n_s + \rho_f n_f) = 0,298$$

$kd = 21,9$  [cm], por lo tanto, es similar al factor del paso 3.

Cálculo del nivel de esfuerzo en el acero de refuerzo utilizando la Ecuación N° 4-15 y verificación de que sea menor al límite recomendado por la Ecuación N° 4-6:

$$f_{s,s} = \frac{\left[ M_s + \varepsilon_{bi} A_f E_f \left( d_f - \frac{kd}{3} \right) \right] (d - kd) E_s}{A_s E_s \left( d - \frac{kd}{3} \right) (d - kd) + A_f E_f \left( d_f - \frac{kd}{3} \right) (d_f - kd)} = 3.258 \text{ [kg}_f\text{/cm}^2\text{]}$$

$$f_{s,s} \leq 0,80 f_y = 3.360 \text{ [kg}_f\text{/cm}^2\text{]} \text{ Ok.}$$

Cálculo del nivel de esfuerzo en el CFRP usando la Ecuación N° 4-16 y verificación de que sea menor que el límite de esfuerzo de rotura por fluencia plástica dado en la Tabla 4.1.

$$f_{f,s} = f_{s,s} \left( \frac{E_f}{E_s} \right) \left( \frac{d_f - kd}{d - kd} \right) - \varepsilon_{bi} E_f = 874 \text{ [kg}_f\text{/cm}^2\text{]}$$

Para un sistema CFRP, el límite de esfuerzo de rotura por fluencia plástica es obtenido de la Tabla N° 4.1:

$$f_{f,s} \leq 0,55 f_{fu} = 15.152 \text{ [kg}_f\text{/cm}^2\text{]} \text{ Ok.}$$

## 9.2 REFORZAMIENTO A CORTANTE DE UNA VIGA T INTERIOR

La resistencia a cortante nominal proporcionada por el hormigón es:

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} bd = 22,1 [t_f]$$

La resistencia a cortante nominal proporcionada por el acero de refuerzo a cortante es:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = 24,7 [t_f]$$

De esta manera, la resistencia a cortante de diseño de la viga existente es:

$$\phi V_{n,existente} = 0,75(V_c + V_s)_{existente} = 35,1 [t_f]$$

La resistencia a cortante requerida mayorada, en una distancia “d”, lejos del apoyo está dada en la Tabla 9.2.

Tabla 9.2. Cortes correspondientes

Esfuerzo de Corte	Cargas Originales	Cargas Nuevas
Corte de peso propio $V_{PP}$ [ $t_f$ ]	21,5	26,8
Corte de sobrecarga $V_{SC}$ [ $t_f$ ]	8,7	8,7
Corte de servicio $V_S$ [ $t_f$ ]	30,2	35,5
Corte límite sin reforzamiento $1.1V_{PP}+0.75V_{SC}$ [ $t_f$ ]	No aplica	36,0
Corte último $1.2V_{PP}+1.6V_{SC}$ $V_u$ [ $t_f$ ]	39,7	46,1
Armadura de acero requerida [ $cm^2/m$ ]	7,6	10,0

La Figura 9.4 muestra el diagrama de corte con las ubicaciones en las cuales se requiere reforzamiento a cortante a lo largo de la longitud de la viga.

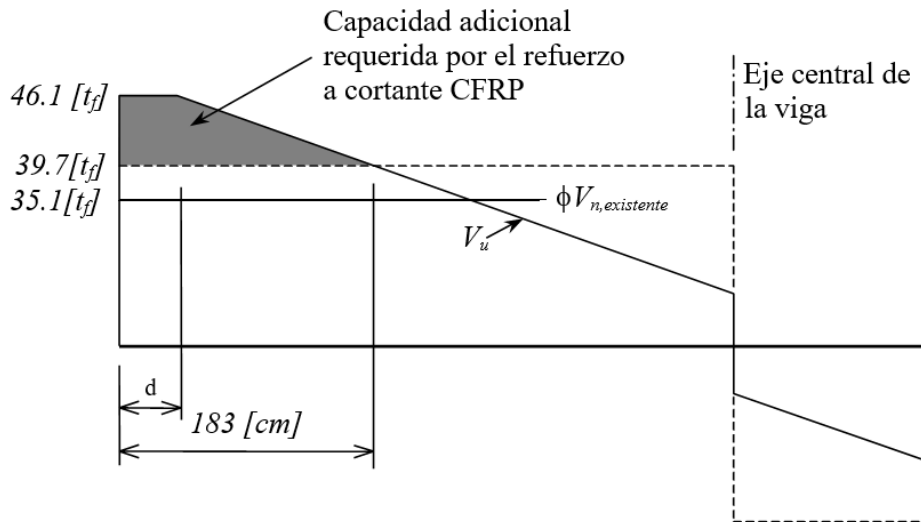


Figura 9.4. Diagrama de corte que muestra la demanda v/s la capacidad existente. El reforzamiento con CFRP debe corregir la deficiencia que se muestra sombreada.

El refuerzo suplementario a cortante con FRP es diseñado como se muestra en la Figura 9.5. Cada tira CFRP consiste en una capa ( $n = 1$ ) de una hoja de carbono flexible instalada mediante la aplicación en húmedo. Las propiedades del material reportado por el fabricante del sistema CFRP son las siguientes:

- Espesor del tejido  $t_f = 0,334 [mm]$
- Módulo  $E_f = 2.200.000 [kg_f/cm^2]$ .
- Resistencia última a la tracción  $f_{fu}^* = 32.000 [kg_f/cm^2]$ .
- Deformación a la rotura  $\varepsilon_{fu}^* = 0,0155$ .
- Ancho de la hoja  $w_f = 25 [cm]$ .
- Espaciado entre cada hoja  $s_f = 30 [cm]$ .
- Longitud de la tira CFRP  $L = 183 [cm]$ .

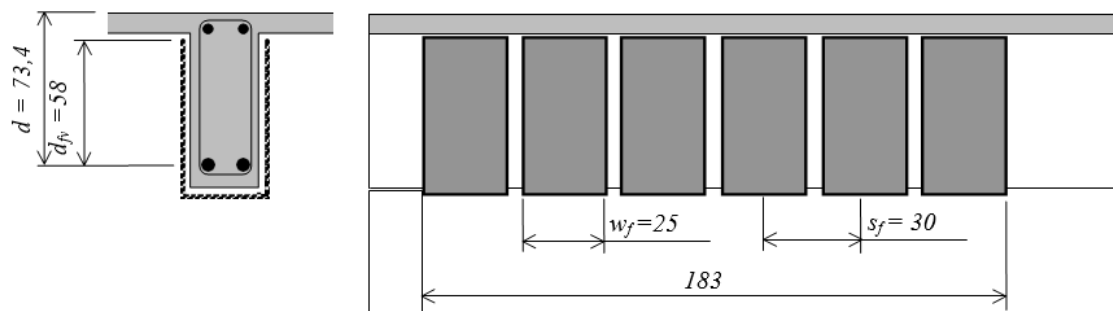


Figura 9.5. Configuración del refuerzo suplementario a cortante con CFRP.

### Paso 1. Cálculo de las propiedades de diseño del material del sistema FRP.

La viga está localizada en un espacio interior y será utilizado un material CFRP. Por lo tanto, según la Tabla 3.1 se sugiere un factor de reducción ambiental de 0,95.

$$f_{fu} = C_E * f_{fu}^* = (0,95) * (32.000) = 30.400 \text{ [kg}_f\text{/cm}^2\text{]}$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E * \varepsilon_{fu}^* = (0,95)(0,0155) = 0,0147$$

### Paso 2. Determinación del nivel de deformación efectiva en el refuerzo a cortante con CFRP.

La deformación efectiva en envoltura en “U” con CFRP debe ser determinada utilizando el coeficiente de reducción de adherencia  $\kappa_v$ . Este coeficiente puede ser calculado usando las Ecuaciones N° 5-8 a 5-11.

$$L_e = \frac{23.300}{(nt_f E_f)^{0,58}} = \frac{23.300}{(1)(0,334)(220.000)^{0,58}} = 35,1 \text{ [mm]} \quad (\text{Longitud de adherencia efectiva})$$

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27}\right)^{2/3} = 1,19 \quad \text{y} \quad k_2 = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} = \frac{58 - 35,1}{58} = 0,94$$

$$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11.900 \varepsilon_{fu}} = \frac{(1,19)(0,94)(35,1)}{(11.900)(0,0147)} = 0,22 \leq 0,75$$

La deformación efectiva puede ser calculada usando la Ecuación N° 5-7:

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} = (0,22)(0,0147) = 0,0032 \leq 0,004$$

### **Paso 3. Cálculo de la contribución del refuerzo CFRP en la capacidad a cortante.**

El área del refuerzo a cortante CFRP puede ser calculada como sigue:

$$A_{fv} = 2nt_f w_f = 2(1)(0,334)(250) = 167 [mm^2] = 1,67 [cm^2]$$

El esfuerzo efectivo en el refuerzo a cortante puede ser calculado a partir de la ley de Hooke.

$$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe} = (2.200.000)(0,0032) = 7.040 [kg_f/cm^2]$$

La contribución a cortante del CFRP puede entonces ser calculada según la Ecuación N° 5-3:

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{s_f} = \frac{(1,67)(7.040)(1)(58)}{30} = 22,73 [t_f]$$

### **Paso 4. Cálculo de la capacidad a cortante de la sección.**

La resistencia a cortante de diseño, puede ser calculada a partir de la Ecuación N° 5-2, con  $\psi_f = 0,85$  para envoltura en “U”:

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi (V_s + V_c + \psi_f V_f) = 0,75(22,9 + 25,1 + (0,85)(22,73)) = 50,5 [t_f] \geq V_u \\ &= 46,1 [t_f] \end{aligned}$$

Por lo tanto, la sección reforzada es capaz de resistir el nuevo corte último requerido.

### **Paso 5. Verificación del límite de reforzamiento.**

Este límite está indicado en la Ecuación N° 5-12.

$$V_s + V_f \leq 0,66 \sqrt{f'_c} b d \Rightarrow (25,1 + 22,73) = 47,83 [t_f] \leq 90,8 [t_f] \quad \text{Ok.}$$

### 9.3 REFORZAMIENTO A CARGA AXIAL Y FLEXIÓN DE UNA COLUMNA

La columna de hormigón armado del eje K ubicada en el cielo del subterráneo 1, cuya sección transversal se muestra en la Figura 9.6, sometida a las cargas originales y cargas nuevas por cambio en su uso, descrita en el capítulo 8.3 de este trabajo, indica que la columna no tiene suficiente armadura a flexión para soportar la nueva resistencia requerida.

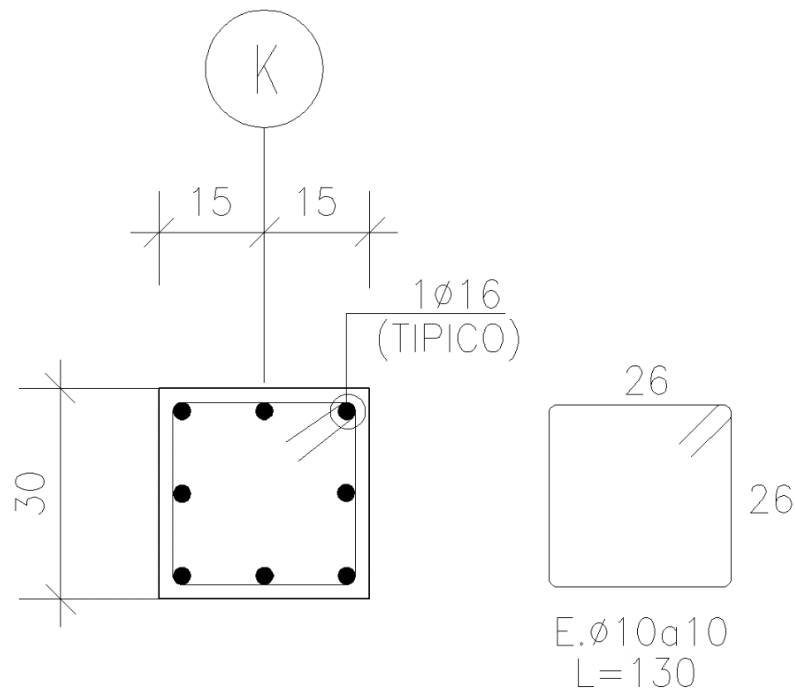


Figura 9.6. Sección transversal de la columna del eje K en CSI°.

En la Tabla 9.3 están resumidas las cargas axiales y momentos flectores requeridos en la sección.

Tabla 9.3. Cargas axiales y momentos flectores últimos requeridos.

Resistencia Requerida	Cargas Originales	Cargas Nuevas
Carga axial última $N_u$ [tf]	99,64	120,52
Momento último $M_u$ [tf-m]	9,0	10,92

Las propiedades de la sección son las siguientes:

- Área de la sección  $A_g = 900 [cm^2]$ .
- Área total de acero  $A_{st} = 16,08 [cm^2]$ .
- Cuantía de acero  $\rho_g = 1,78\%$ .
- $\phi = 0,65$ .
- $\phi P_n = \phi 0,8[0,85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] = 171,9 [t_f]$ .

Las propiedades del material reportado por el fabricante del sistema CFRP son las siguientes:

- Módulo  $E_f = 2.200.000 [kg_f/cm^2]$ .
- Resistencia última a la tracción  $f_{fu}^* = 32.000 [kg_f/cm^2]$ .
- Deformación a la rotura  $\varepsilon_{fu}^* = 0,0155$ .
- Espesor del tejido  $t_f = 0,334 [mm]$

### **Paso 1. Cálculo de las propiedades de diseño del material del sistema FRP.**

La columna está localizada en un espacio interior y será utilizado un material CFRP. Por lo tanto, según la Tabla 3.1 se sugiere un factor de reducción ambiental de 0,95.

$$f_{fu} = C_E * f_{fu}^* = (0,95) * (32.000) = 30.400 [kg_f/cm^2]$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E * \varepsilon_{fu}^* = (0,95)(0,0155) = 0,0147$$

### **Paso 2. Determinación del diagrama de interacción para la columna sin refuerzo CFRP.**

Los puntos A, B y C del diagrama de interacción de la Figura 6.4 pueden ser obtenidos por procedimientos conocidos y también mediante las siguientes ecuaciones, considerando  $\psi_1 = 1$ ;  $f'_{cc} = f'_c$ ;  $E_2 = 0$  y  $\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} = 0,003$

Punto A:

$$\phi P_{n(A)} = \phi 0,8[0,85f'_{cc}(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] = 171,9 [t_f].$$

$$\phi M_{n(A)} = 0 [t_f - m]$$

Punto B:

Para los puntos B y C del diagrama de interacción se ocupan las siguientes ecuaciones:

$$\phi P_{n(B,C)} = \phi \left\{ A(y_t)^3 + B(y_t)^2 + C(y_t) + D + \sum A_{si} f_{si} \right\}$$

$$\phi M_{n(B,C)} = \phi \left\{ E(y_t)^4 + F(y_t)^3 + G(y_t)^2 + H(y_t) + I + \sum A_{si} f_{si} d_i \right\}$$

Los coeficientes se describen en las siguientes ecuaciones:

$$A = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{12f'_c} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 \quad B = \frac{b(E_c - E_2)}{2} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \quad C = -bf'_c$$

$$D = bcf'_c + \frac{bcE_2}{2} (\varepsilon_{ccu})$$

$$E = \frac{-b(E_c - E_2)^2}{16f'_c} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 \quad F = b \left( c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_2)^2}{12f'_c} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)^2 + \frac{b(E_c - E_2)}{3} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right)$$

$$G = - \left[ \frac{b}{2} f'_c + b \left( c - \frac{h}{2} \right) \frac{(E_c - E_2)}{2} \left( \frac{\varepsilon_{ccu}}{c} \right) \right] \quad H = bf'_c \left( c - \frac{h}{2} \right)$$

$$I = \frac{bc^2}{2} f'_c - bcf'_c \left( c - \frac{h}{2} \right) + \frac{bc^2 E_2}{3} (\varepsilon_{ccu}) - \frac{bcE_2}{2} \left( c - \frac{h}{2} \right) (\varepsilon_{ccu})$$

$$c = \begin{cases} d & \text{para punto B del diagrama (N - M)} \\ d \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{ccu}} & \text{para punto C del diagrama (N - M)} \end{cases}$$

$$y_t = c \frac{\varepsilon'_t}{\varepsilon_{ccu}}$$

**Paso 3. Determinación del diagrama de interacción para la columna con refuerzo CFRP.**

Punto A:

Determinación de la máxima resistencia requerida a la compresión  $f'_{cc}$  del hormigón confinado con CFRP:

$$f'_{cc} = f'_c + \psi_f 3,3 \kappa_a f_l = 646,7 \text{ [kg}_f/\text{cm}^2\text{]}$$

Determinación de la máxima presión de confinamiento  $f_l$  debido al encamisado con CFRP:

$$f_l = \frac{2E_f n t_f \varepsilon_{fe}}{D} = 178,9 \text{ [kg}_f/\text{cm}^2\text{]}$$

Donde:

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_e \varepsilon_{fu} = 0,0086$$

$$n = 6 \text{ capas}$$

$$D = \sqrt{b^2 + h^2} = 42,43 \text{ [cm]}$$

$$\kappa_a = \frac{A_e}{A_c} \left(\frac{b}{h}\right)^2 = 0,529$$

$$\frac{A_e}{A_c} = \frac{1 - \left[ \left(\frac{b}{h}\right)(h - 2r_c)^2 + \left(\frac{h}{b}\right)(b - 2r_c)^2 \right]}{3A_g} - \rho_g}{1 - \rho_g} = 0,529$$

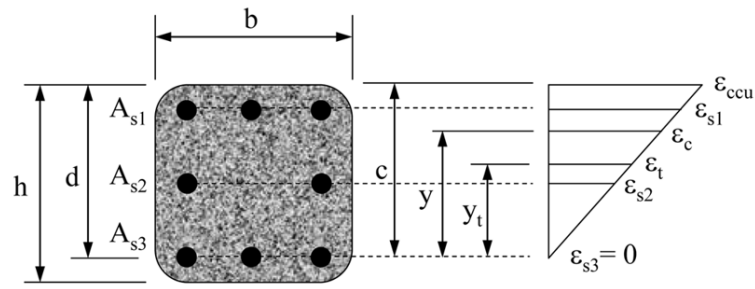
$$r_c = 2,5 \text{ [cm]}$$

Determinación de la máxima resistencia nominal a la compresión del hormigón confinado con CFRP:

$$\phi P_{n(A)} = \phi 0,8 [0,85 f'_{cc} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] = 287,8 \text{ [t}_f\text{]}$$

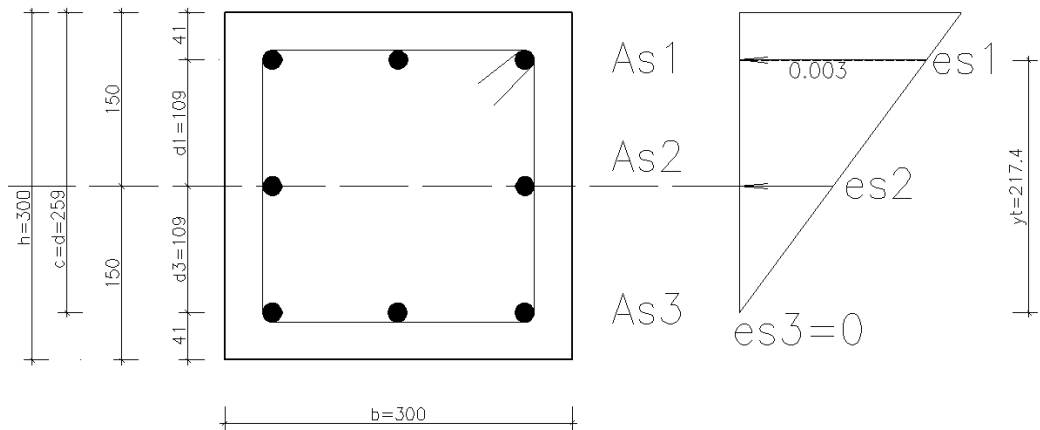
Punto B:

Este punto del diagrama de interacción, para la columna en su estado existente y con refuerzo CFRP, se determina con una distribución de la tensión correspondiente a una tensión cero en la capa de refuerzo de acero longitudinal más cercana a la cara a la tracción, y una tensión de compresión  $\epsilon_{ccu}$  en la cara de compresión (ver Figura 9.7).



(a) Point B

Figura 9.7. Distribución de deformaciones para punto B del diagrama de interacción ( $\phi P_n - \phi M_n$ ).



PUNTO B SIN CFRP

Figura 9.8. Distribución de deformaciones para punto B del diagrama de interacción ( $\phi P_n - \phi M_n$ ) sin refuerzo CFRP.

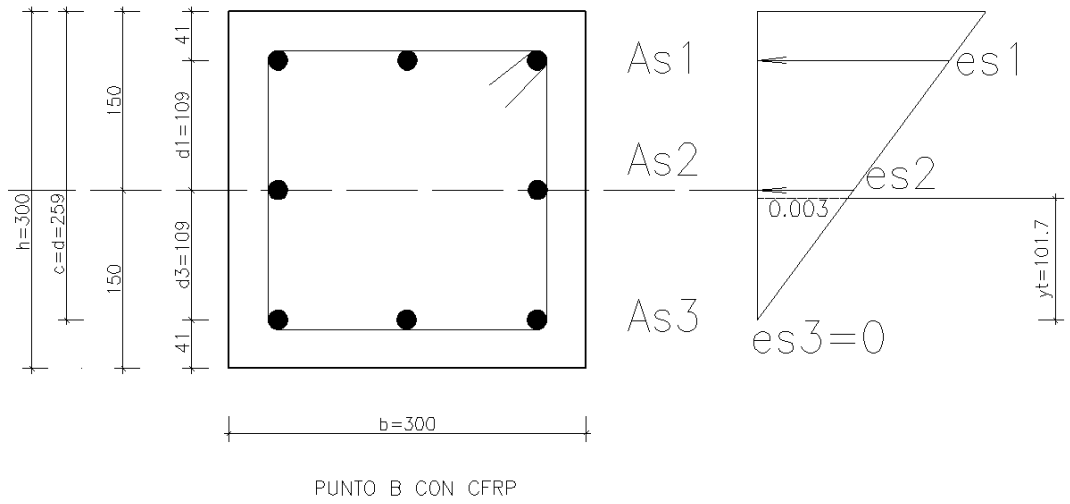
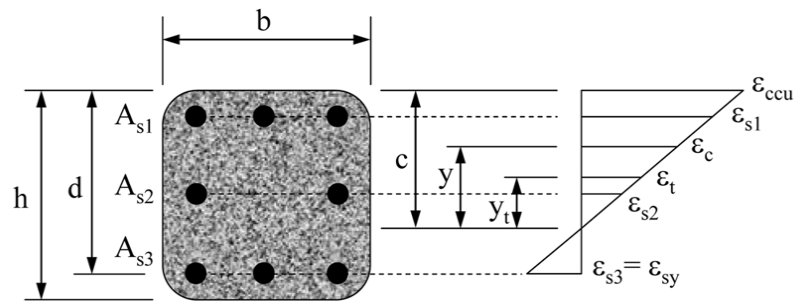


Figura 9.9. Distribución de deformaciones para punto B del diagrama de interacción  $(\phi P_n - \phi M_n)$  con refuerzo CFRP.

Los cálculos para la determinación del punto B para la columna sin refuerzo y con refuerzo CFRP son entregados en el Anexo A.

Punto C:

Este punto del diagrama de interacción, para la columna en su estado existente y con refuerzo CFRP, se determina con una distribución de la deformación correspondiente a la falla balanceada, con una tensión máxima de compresión en el hormigón  $\epsilon_{ccu}$  y una deformación por tensión correspondiente a la fluencia  $\epsilon_{sy}$  en el refuerzo de acero longitudinal más próximo a la fibra extrema en tracción (ver Figura 9.10).



(b) Point C

Figura 9.10. Distribución de deformaciones para punto C del diagrama de interacción ( $\phi P_n - \phi M_n$ ).

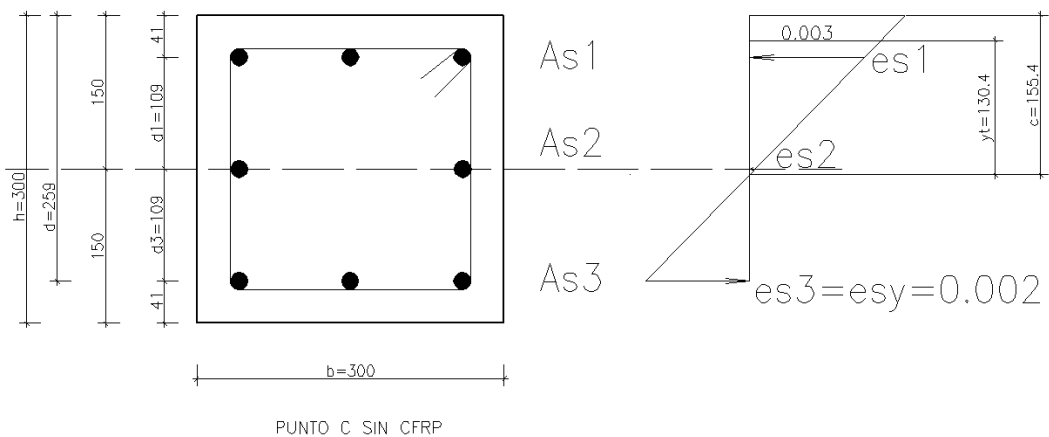


Figura 9.11. Distribución de deformaciones para punto C del diagrama de interacción ( $\phi P_n - \phi M_n$ ) sin refuerzo CFRP.

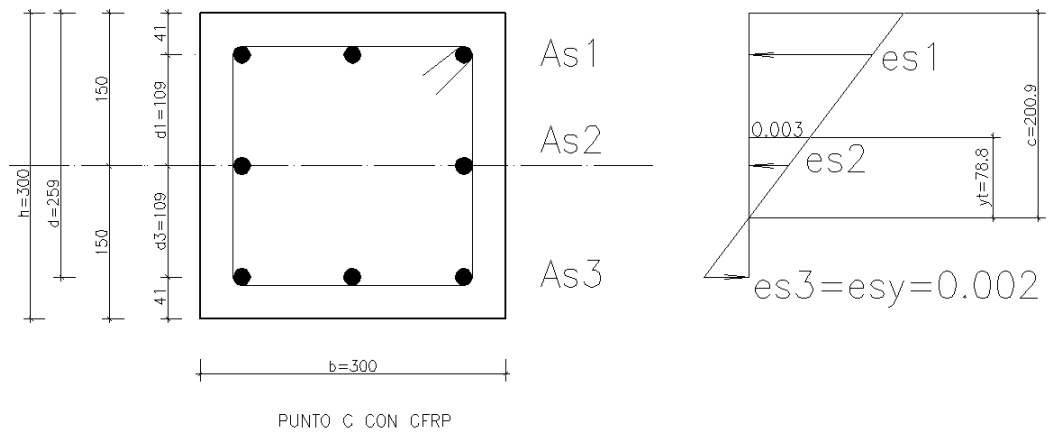


Figura 9.12. Distribución de deformaciones para punto C del diagrama de interacción  $(\phi P_n - \phi M_n)$  con refuerzo CFRP.

Los cálculos para la determinación del punto C para la columna sin refuerzo y con refuerzo CFRP son entregados en el Anexo A.

Diagrama de Interacción:

La Tabla 9.4 resume la resistencia nominal a flexión y carga axial, para la columna sin y con refuerzo CFRP para los puntos A, B y C. Estos puntos son graficados en la Figura 9.13.

Tabla 9.4. Resistencias nominales para la columna sin y con refuerzo CFRP (6 capas).

Punto	n=0 (pliegues)		n=6 (pliegues)	
	$\phi M_n$ [tf-m]	$\phi P_n$ [tf]	$\phi M_n$ [tf-m]	$\phi P_n$ [tf]
A	0.0	171.9	0.0	287.8
B	8.3	155.0	9.8	220.1
C	10.7	78.6	13.4	159.8
D	5.58	0	5.58	0
Esfuerzos últimos	9	99.64	10.92	120.52

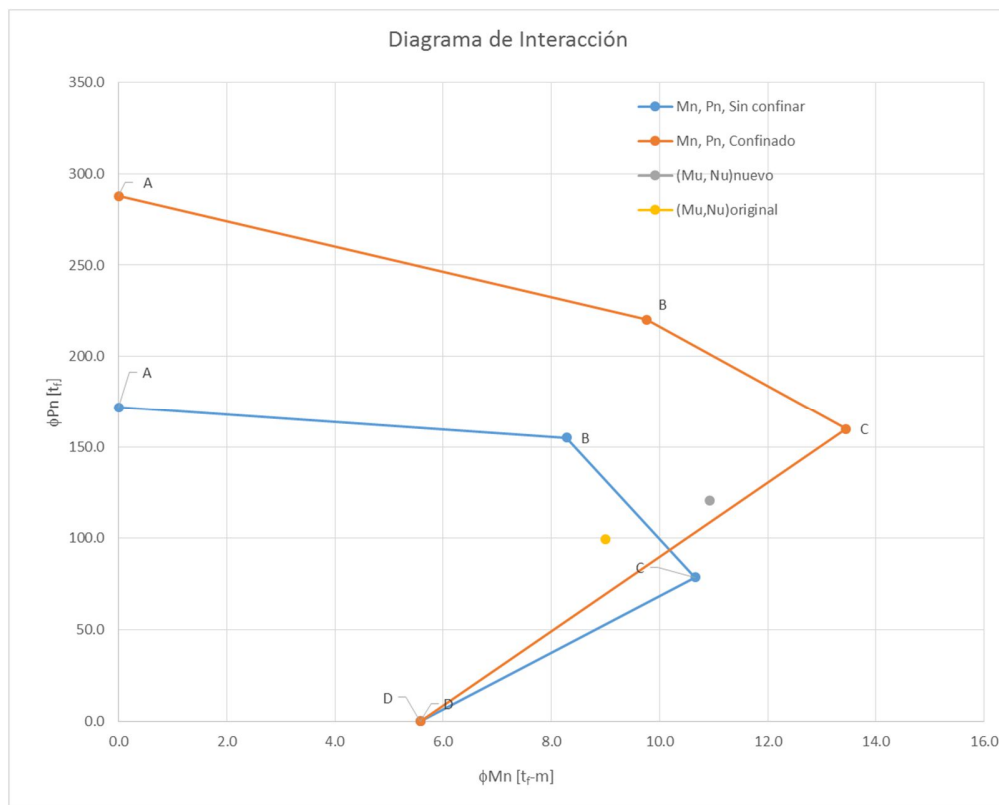


Figura 9.13. Diagrama de interacción ( $\phi P_n - \phi M_n$ ) de la columna sin y con refuerzo CFRP.

## **10. COMPARACION ECONÓMICA DEL USO DE LOS CFRP V/S OTROS MATERIALES**

Para los distintos sistemas de refuerzo, se presentan distintos productos y tecnologías. El sistema más habitual que se ha venido utilizando para el refuerzo de elementos de hormigón, es el pegado de pletinas metálicas por medio de resinas epóxicas. Los sistemas de refuerzo exterior de polímeros reforzados con fibras (FRP) y, en particular, los correspondientes a fibra de carbono son la solución alternativa y sustitutiva del anterior. Por este motivo, se hace a continuación una comparación entre estos sistemas:

- Costo de Material.

El acero es un material económico comparativamente respecto a otros materiales. En cambio, las fibras de carbono son un material más costoso. Se requiere gran cantidad de energía en su fabricación. Esto, unido a las economías de escala, hace que el costo del material sea relativamente mayor, ya que no existe competencia de mercado acerca del producto. Se puede estimar que, para la misma capacidad resistente, las fibras de carbono son entre 2 a 3 veces más caras que el acero.

- Costo de Instalación.

Las fibras de carbono son un material extraordinariamente ligero y fácil de manejar. Esto hace que su aplicación e instalación sea muy rápida y prácticamente sin la ayuda de herramientas y máquinas auxiliares, por un número limitado de operarios. En cambio, las pletinas metálicas son pesadas y rígidas. Necesitan medios auxiliares y ser apretados hasta que endurezca la resina de adhesión. Un menor tiempo de ejecución implica disminución en costos financieros, sueldos de funcionarios, consumos de electricidad, agua, gas, entre otros. Por esto el costo de la ejecución de estos sistemas tradicionales son más altos.

- Costo de Mantenimiento.

Las pletinas metálicas presentan el problema de la corrosión. Es necesario protegerlas y probablemente, pintarlas varias veces a lo largo de su vida. Por el contrario, las fibras de carbono no presentan ese problema, por lo que el costo de mantenimiento es muy inferior.

- Durabilidad.

Debido a lo indicado anteriormente, la durabilidad esperable en los refuerzos realizados con sistemas a base de fibras de carbono es bastante superior a los realizados en acero. Las fibras de carbono, al no sufrir corrosión, no son afectadas ni por ambiente marino, húmedo o con agresión química. Salvo los impactos mecánicos o una radiación solar excesiva.

- Masas Sísmicas.

Las intervenciones realizadas no aumentan la masa de los elementos estructurales reforzados. Este aspecto resulta de extrema importancia, sobre todo, en el campo sísmico donde las sollicitaciones son proporcionales a las masas en juego.

- Reversibilidad de la Intervención.

Las intervenciones realizadas son completamente reversibles, por cuanto los refuerzos y las capas de adhesivo pueden ser eliminados hasta recuperar completamente la situación precedente a la intervención.

- Costos Asociados.

Cuando se realiza un refuerzo hay que pensar que suele ser de una instalación que ya está en funcionamiento, por ejemplo, un edificio habitado. Por eso hay que tener en cuenta que el efectuar el refuerzo conlleva unos costos asociados, aparte de los propios de la ejecución: cortar el tráfico, parar la fábrica, desalojar o molestar a los habitantes del edificio. Estos costos, la mayor parte de las veces, son incluso mayores que los de la propia ejecución del refuerzo.

Los costos asociados a un refuerzo con fibras de carbono son inferiores a los de cualquier método alternativo. Este suele ser el criterio, no pocas veces, de elección de la forma de reforzar, que le da una gran ventaja a los nuevos métodos que se presentan.

A continuación, se muestra un cuadro comparativo con ciertos parámetros en donde se visualiza el aporte que tiene cada sistema, estructura de hormigón reforzada con pletinas CFRP y reforzada con pletinas metálicas.

ESTRUCTURA EN CONCRETO REFORZADO PLETINA METALICA		ESTRUCTURA EN CONCRETO REFORZADO PLETINA CFRP	
Peso propio	Alto		Bajo
Resistencia a la tensión	Alta		Muy alta
Espesor general	Bajo		Muy bajo
Corrosión	Sí		Ninguna
Longitud de las pletinas	Limitada		Cualquiera
Manejo	Difícil, rígido		Flexible, fácil
Capacidad de carga	En cualquier dirección		En dirección longitudinal únicamente
Cruces	Complejo		Fácil
Comportamiento a la fatiga	Adecuado		Sobresaliente
Costo de materiales	Bajo		Alto
Costo de instalación	Alto		Bajo
Aplicación	Con equipo de elevación y elementos de fijación		Sin herramientas

Figura 10.1. Comparación entre pletinas metálicas y pletinas de polímeros reforzados con fibras de carbono CFRP (fuente Sika S.A.).

Respecto a la Figura 10.1, se puede apreciar que la estructura reforzada con pletinas CFRP posee mayores ventajas en comparación con las pletinas metálicas, pero la gran desventaja de usar este método es el costo de materiales. Esto, se puede deber a que esta técnica hoy en día no es la más utilizada en la construcción, lo que hace que sea más costoso

en ese ítem. Actualmente el uso de CFRP es ampliamente utilizado, lo que está provocando una mayor competencia de mercado, disminuyendo así los costos asociados a los materiales.

El diseño más demandado para refuerzo, corresponde en incrementar la resistencia a flexión. A continuación, se muestra como ejemplo, la viga reforzada a flexión del capítulo 9.1 según especificaciones del ACI 440-2R<sup>5</sup>. Como sabemos, se trata de una viga cuya capacidad a momento positivo debe ser incrementada debida a variaciones en las solicitaciones (ver Figura 9.1).

La viga posee como armadura inferior  $2\phi 25 + 2\phi 22$  ( $A_s = 17,42 [cm^2]$  y  $\phi M_n = 47,3 [t_f - m]$ )

En la Tabla 9.1 se muestran las solicitaciones de diseño y refuerzo para momento positivo de la viga.

Para obtener la nueva resistencia requerida ( $A_s = 21,1 [cm^2]$  y  $\phi M_n = 56,76 [t_f - m]$ ) ( $A_s = 21,1 [cm^2]$  y  $\phi M_n = 56,76 [t_f - m]$ ), se debería añadir  $2\phi 16$  ( $A_s = 4,02 [cm^2]$ ), lo que obviamente es complicado. Esta labor requiere de picado, aplicación de puente de adherencia, aplicación de hormigón, junto con moldajes, alzaprimas que se requieran, mano de obra tiempo de al menos 28 días para puesta en servicio.

Los sistemas de refuerzo tienen una puesta en servicio de un par de días, no requieren de alzaprimado y no son vulnerables frente a la corrosión.

En las siguientes tablas se muestran los costos asociados a las alternativas de refuerzos planteadas en la viga reforzada en el capítulo 9.

Tabla 10.1. Refuerzo con reemplazo de barras y hormigón de relleno

Partida	PU	Unidad	Cantidad	Total
Moldaje	11454	m2	1,46	16723
Barra $\phi$ 16	1800	ml	14	25200
Estribos $\phi$ 8mm	410	ml	4	1640
Desbaste hormigón	51129	ml	4,56	233148
Puente de adherencia	5382	m2	0,91	4898
Descimbre moldaje	600	m2	1,46	876
Hormigón de relleno	60513	m3	0,55	33282
Alzaprima	8000	un	2	16000
Mano de obra (2)	16000	día	0,4	6400
			<b>Total</b>	<b>338.167</b>

Tabla 10.2. Refuerzo exterior con pletina CFRP

Partida	PU	Unidad	Cantidad	Total
Regularización superficie	20175,6	m2	0,66	13316
Pletinas CFRP	31000	ml	6,6	204600
Adhesivo	6300	kg	2,31	14553
Mano de obra (2)	40000	día	1,5	120000
			<b>Total</b>	<b>352.469</b>

Tabla 10.3. Refuerzo exterior con pletinas metálicas

Partida	PU	Unidad	Cantidad	Total
Regularización superficie	20175,6	m2	0,66	13316
Pletinas metálicas	13000	ml	8	104000
Pernos	50	un	12	600
Moldaje	11454	m2	1,46	16723
alzaprima	8000	un	8	64000
Mortero epóxico	10050	kg	5	50250
Anticorrosivo	1800	lt	4,31	7758
Mano de obra	20000	día	0,6	12000
			<b>Total</b>	<b>268.647</b>

Finalmente, el uso de fibras de carbono como reforzamiento de estructuras de hormigón son una alternativa atractiva, con su uso se obtiene menores tiempos de ejecución y logra eliminar los costos de mantención ya que no sufren corrosión. Si bien el costo de material es más elevado para el caso de las CFRP, se obtiene un menor costo final debido a que el costo de instalación es bajo porque no se necesitan herramientas especiales y además el tiempo es menor lo cual ahorra en mano de obra. Se espera que al aumentar el uso de estas fibras como refuerzo disminuyan los costos de materiales, provocando que las empresas prefieran esta tecnología en la construcción.

## 11. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

### 11.1 COMENTARIOS

El FRP es un invento suizo para reforzamiento estructural que tiene aproximadamente 70% de fibra y un 30% de polímero, cuya principal característica es su comportamiento lineal hasta la falla, y la resistencia es casi diez veces mayor al del acero, lo que hace que este material mejore la capacidad resistente de los elementos de hormigón armado, requiriendo menor cuantía y espacio.

El uso de FRP para refuerzo estructural tiene una corta historia, por lo que son necesarios ensayos de laboratorio, así como estudios científicos con datos analíticos para ampliar su uso. En consecuencia, el uso de FRP para refuerzo estructural y aplicaciones de rehabilitación debe ser llevado a cabo con precaución y con el juicio de un ingeniero competente que comprenda el comportamiento de la fibra juntamente con el hormigón y el acero.

Excepto para investigadores y un reducido grupo de técnicos, este tipo de refuerzo sigue siendo desconocido para la mayoría de los profesionales. De hecho, aunque las firmas fabricantes de las láminas de fibra de carbono editan sus propios manuales de diseño, son escasos los códigos técnicos que existen en la actualidad, pudiendo citar, los publicados por la Federación Internacional del Hormigón (F.I.B., 2001)<sup>9</sup>, el Instituto Americano del Hormigón (A.C.I. 2008)<sup>2</sup>, el Instituto Arquitectónico de Japón (A.I.J., 2002)<sup>83</sup> o el Código Suizo (Vogel y Ulaga, 2003)<sup>84</sup>. Sin embargo, el código que reúne de mejor manera los métodos de diseño es el ACI440-2R<sup>5</sup>, que abarca todo lo que es reparación y reforzamiento estructural con FRP.

Con respecto a los métodos y ecuaciones de diseño, su evolución es más lenta que la de los materiales compuestos, ya que en la actualidad son adaptaciones de los métodos tradicionales de cálculo para estructuras de hormigón armado en los que se introducen

coeficientes de seguridad adicionales para tener en cuenta, entre otros factores, las incertidumbres de cálculo.

## **11.2 CONCLUSIONES**

El sistema de materiales FRP compuesto de fibras embebidas en una matriz polimérica, registra propiedades físico-mecánicas que son deseables para ser usadas como reforzamiento estructural del hormigón. La fibra de carbono representa el material más apto para el refuerzo de estructuras de hormigón armado, gracias a la inalterabilidad de las características mecánicas de dichas fibras ante la presencia de humedad, disolventes, ácidos, agentes atmosféricos, etc., lo que hace que puedan operar en ambientes agresivos por grandes períodos de tiempo bajo carga permanente ya que su mantenimiento y reparación son muy fáciles.

Es importante conocer las condiciones existentes en obra antes de realizar un proyecto de recuperación estructural asociado a reforzamiento con elementos FRP.

Los procedimientos de diseño expuestos en los capítulos 4,5 y 6 son programables y se muestran en este trabajo para ejemplificar las aplicaciones de los diversos factores que involucran el refuerzo con CFRP.

Con respecto a las ventajas que poseen las Fibras de Carbono, la más importante sin duda es la gran resistencia que le otorgan a las estructuras, debido a las grandes capacidades mecánicas que poseen, en desmedro de los métodos tradicionales de reforzamiento como son la pega de pletinas metálicas.

Otra ventaja es que las Fibras de Carbono poseen un bajo peso lo que disminuye considerablemente el área a reforzar o reparar, facilitan su instalación, no se corroen con el paso del tiempo y el éxito del reforzamiento con esta técnica no requiere de mano de obra muy especializada, sino que de materiales de alta tecnología y calidad.

En cuanto a las desventajas de esta tecnología de refuerzo, persiste el costo relativamente mayor de estos materiales en comparación con las técnicas tradicionales de reforzamiento, el desconocimiento de la técnica en general y de las ventajas que trae la refinación de este método mediante el uso de fibras de carbono. Esto ha contribuido a que exista cierta reserva del medio constructivo a incorporar esta tecnología, sin embargo se estima que este costo bajará en los próximos años con motivo de la utilización masiva de productos compuestos de fibras de carbono, y a la alta competencia entre las empresas productoras.

## REFERENCIAS

1. A.C.I. Subcomité 440F-09, “Guidelines for Selection. Design and Installation Systems for External Strengthening of Concrete Structures”.
2. ACI 318S-08, American Concrete Institute, “Building Code Requeriments for Reinforced Concrete, 2008.
3. ETL-1110-2-548 “Composite Materials for civil engineering structures”, 1997.
4. “Engineered Materials Handbook”, Engineers Guide to Composite Materials.
5. ACI 440.2R “Guide for the Design and Construction of externally bonded FRP systems for strengthening Concrete Structures”. Reported by ACI Committee 440.
6. NCh 430 Of98. Instituto Nacional de Normalización, “Hormigón armado – Requisitos de diseño y cálculo”.
7. Decreto Supremo N°60. “Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado”, 2011.
8. ACI-216R “Guide for the Determining the fire Endurance of Concrete Elements”.
9. FIB 2001, “Externally bonded FRP Reinforcement for RC Structures”, CEB-FIB. Bulletin 14. Thecnical Report, 130 p, Lausanne, Switzeland.
10. Proaño R. ,2011. “Comportamiento de Vigas de concreto armado reforzadas externamente con pletinas de fibras de carbono”. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Ingeniería. Facultad de Ingeniería Civil. Lima.
11. 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.
12. 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.
13. 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.

14. ASTM E119 “Standar Test Methods for Fire Test of Building Construcccion and Materials”.
15. Bazán J., 2015. “Estudio experimental y numérico del comportamiento de flexión de vigas de concreto armado reforzadas con bandas FRP”. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Ingeniería. Facultad de Ingeniería Civil. Lima.
16. Priestley, M.J.N, Calvi, G.M., and Kowalsky, M.J. (2007). “Displacement Based Seismic Design of Structures”.
17. Mosallam Ayman S, 2000. “Strength and ductility of reinforced concrete moment frame connections strengthened with quasi-isotropic laminates”.
18. Motavalli, M.; Terrasi, G. P.; and Meier, U., 1997, “On the Behavior of Hybrid Aluminum/CFRP Box Beams at Low Temperatures,” *Composites— Part A: Applied Science and Manufacturing*, V. 28, No. 2, pp. 121-129.
19. Soudki, K. A., and Green, M. F., 1997, “Freeze-Thaw Response of CFRP Wrapped Concrete,” *Concrete Interna- tional*, V. 19, No. 8, Aug., pp. 64-67.
20. Green, M.; Bisby, L.; Beaudoin, Y.; and Labossiere, P., 1998, “Effects of Freeze-Thaw Action on the Bond of FRP Sheets to Concrete,” *Proceedings of the First International Conference on Durability of Composites for Construction*, Sherbrooke, QC, Canada, Oct., pp. 179-190.
21. Steckel, G.; Hawkins, G.; and Bauer, J., 1999, “Durability Issues for Composites in Infrastructure,” *44th International SAMPE Symposium*, Long Beach, CA, May, pp. 2194-2208.
22. Soudki, K. A., and Green, M. F., 1997, “Freeze-Thaw Response of CFRP Wrapped Concrete,” *Concrete Interna- tional*, V. 19, No. 8, Aug., pp. 64-67.
23. Christensen, J. B.; Gilstrap, J. M.; and Dolan, C. W., 1996, “Composite Materials Reinforcement of Masonry Structures,” *Journal of Architectural Engineering*, V. 2, No. 12, pp. 63-70.
24. Toutanji, H., 1999, “Stress-Strain Characteristics of Concrete Columns Externally Confined with Advanced Fiber Composite Sheets,” *ACI Materials Journal*, V. 96, No. 3, May-June, pp. 397-404.

25. Meier, U., and Kaiser, H., 1991, "Strengthening of Structures with CFRP Laminates," *Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures*, ASCE Specialty Conference, pp. 224-232.
26. Ritchie, P.; Thomas, D.; Lu, L.; and Conneley, G., 1991, "External Reinforcement of Concrete Beams Using Fiber Reinforced Plastics," *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 4, July-Aug., pp. 490-500.
27. Sharif, A.; Al-Sulaimani, G.; Basunbul, I.; Baluch, M.; and Ghaleb, B., 1994, "Strengthening of Initially Loaded Reinforced Concrete Beams Using FRP Plates," *ACI Structural Journal*, V. 91, No. 2, Mar.-Apr., pp. 160-168.
28. Arduini, M., and Nanni, A., 1997, "Behavior of Pre-Cracked RC Beams Strengthened with Carbon FRP Sheets," *Journal of Composites in Construction*, V. 1, No. 2, pp. 63-70.
29. Nanni, A., and Gold, W., 1998, "Strength Assessment of External FRP Reinforcement," *Concrete International*, V. 20, No. 6, June, pp. 39-42.
30. Ganga Rao, H. V. S., and Vijay, P. V., 1998, "Bending Behavior of Concrete Beams Wrapped with Carbon Fabric," *Journal of Structural Engineering*, V. 124, No. 1, pp. 3-10.
31. Teng, J. G.; Smith, S. T.; Yao, J.; and Chen, J. F., 2001, "Intermediate Crack Induced Debonding in RC Beams and Slabs," *Construction and Building Materials*, V. 17, No. 6-7, pp. 447-462. Toutanji, H.
32. Teng, J. G.; Chen, J. F.; Smith, S. T.; and Lam, L., 2002, *FRP Strengthened RC Structures*, John Wiley & Sons, West Sussex, UK, 266 pp.
33. Teng, J. G.; Lu, X. Z.; Ye, L. P.; and Jiang, J. J., 2004, "Recent Research on Intermediate Crack Induced Debonding in FRP Strengthened Beams," *Proceedings of the 4th International Conference on Advanced Composite Materials for Bridges and Structures*, Calgary, AB, Canada.
34. CECS146-2003, "Technical specification for strengthening concrete structures with carbon fiber reinforced polymer laminate", 2003.
35. Manual Sika Chile, *Especificaciones Técnicas, Catálogo de Productos*, Centro de Diagnóstico del Hormigón.

36. Yamaguchi, T.; Kato, Y.; Nishimura, T.; and Uomoto, T., 1997, "Creep Rupture of FRP Rods Made of Aramid, Carbon and Glass Fibers," Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), V. 2, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, pp. 179-186.
37. Malvar, L.; Warren, G.; and Inaba, C., 1995, "Rehabilitation of Navy Pier Beams with Composite Sheets," Second FRP International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Ghent, Belgium, Aug., pp. 533-540.
38. Chajes, M.; Januska, T.; Mertz, D.; Thomson, T.; and Finch, W., 1995, "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Externally Applied Composite Fabrics," ACI Structural Journal, V. 92, No. 3, May-June, pp. 295-303.
39. Norris, T.; Saadatmanesh, H.; and Ehsani, M., 1997, "Shear and Flexural Strengthening of R/C Beams with Carbon Fiber Sheets," Journal of Structural Engineering, V. 123, No. 7, pp. 903-911.
40. Kachlakev, D., and McCurry, D., 2000, "Testing of Full-Size Reinforced Concrete Beams Strengthened with FRP Composites: Experimental Results and Design Methods Verification," Report No. FHWA-OR-00-19, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 109 pp.
41. Sato, Y.; Ueda, T.; Kakuta, Y.; and Tanaka, T., 1996, "Shear Reinforcing Effect of Carbon Fiber Sheet Attached to Side of Reinforced Concrete Beams," Advanced Composite Materials in Bridges and Structures, M. M. El-Badry, ed., pp. 621-627.
42. Khalifa, A.; Gold, W.; Nanni, A.; and Abel-Aziz, M., 1998, "Contribution of Externally Bonded FRP to the Shear Capacity of RC Flexural Members," Journal of Composites in Construction, ASCE, V. 2, No. 4, pp. 195-203.
43. Priestley, M.; Seible, F.; and Calvi, G., 1996, "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley and Sons, New York, 704 pp.
44. Triantafillou, T. C., 1998a, "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites," ACI Structural Journal, V. 95, No. 2, Mar.-Apr., pp. 107-115.

45. Khalifa, A.; Alkhrdaji, T.; Nanni, A.; and Lansburg, S., 1999, "Anchorage of Surface-Mounted FRP Reinforcement," *Concrete International*, V. 21, No. 10, Oct., pp. 49-54.
46. Pham, T. M., and Hadi, M. N. S. (2014). "Predicting Stress and Strain of FRP Confined Rectangular/Square Columns Using Artificial Neural Networks." *Journal of Composites for Construction*, 18(6), 04014019.
47. Bai, Yu-Lei; Dai, Jian-Guo; and Teng, J. G., 2014, "Cyclic Compressive Behavior of Concrete Confined with Large Rupture Strain FRP Composites".
48. Rocca, S.; Galati, N.; and Nanni, A., 2006, "Experimental Evaluation of FRP Strengthening of Large-Size Reinforced Concrete Columns," Report No. UTC-142, University of Missouri-Rolla, MO. Rocca, S.; Galati
49. Hognestad, E., 1951, "A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members," Bulletin 399, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, IL. Iacobucci.
50. Teng, J. G.; Chen, J. F.; Smith, S. T.; and Lam, L., 2002, *FRP Strengthened RC Structures*, John Wiley & Sons, West Sussex, UK, 266 pp.
51. De Lorenzis, L., and Tepfers, R., 2003, "Comparative Study of Models on Confinement of concrete Cylinders with Fiber-Reinforced Polymer Composites," *Journal of Composites for Construction*, ASCE, V. 7, No. 3, pp. 219-237.
52. Lam, L., and Teng, J., 2003a, "Design-Oriented Stress- Strain Model for FRP-Confined Concrete," *Construction and Building Materials*, V. 17, pp. 471-489.
53. Lam, L., and Teng, J., 2003b, "Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined Concrete in Rectangular Columns," *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, V. 22, No. 13, pp. 1149-1186. Luo, S., and Wong, C. P.
54. Pessiki, S.; Harries, K. A.; Kestner, J.; Sause, R.; and Ricles, J. M., 2001, "The Axial Behavior of Concrete Confined with Fiber Reinforced Composite Jackets," *Journal of Composites in Construction*, ASCE, V. 5, No. 4, pp. 237-245.
55. Harries, K. A., and Carey, S. A., 2003, "Shape and 'Gap' Effects on the Behavior of Variably Confined Concrete," *Cement and Concrete Research*, V. 33, No. 6, pp. 881-890.

56. Carey, S. A., and Harries, K. A., 2005, "Axial Behavior and Modeling of Small-, Medium-, and Large-Scale Circular Sections Confined with CFRP Jackets," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 4, July-Aug., pp. 596-604.
57. Spoelstra, M. R., and Monti, G., 1999, "FRP-Confined Concrete Model," *Journal of Composites for Construction*, ASCE, V. 3, No. 3, pp. 143-150.
58. Concrete Society, 2004, "Design Guidance for Strengthening Concrete Structures Using Fibre Composite Materials," Technical Report No. 55 (TR55), second edition, Surrey, 128 pp.
59. Demers, M., and Neale, K., 1999, "Confinement of Reinforced Concrete Columns with Fibre Reinforced Composites Sheets-An Experimental Study," *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 26, pp. 226-241.
60. Youssef, M. N., 2003, "Stress Strain Model for Concrete Confined by FRP Composites," PhD dissertation, University of California-Irvine, Irvine, CA, 310 pp.
61. Matthys, S.; Toutanji, H.; Audenaert, K.; and Taerwe, L., 2005, "Axial Load Behavior of Large-Scale Columns Confined with Fiber-Reinforced Polymer Composites," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 2, Mar.-Apr., pp. 258-267.
62. Rocca, S.; Galati, N.; and Nanni, A., 2008, "Review of Design Guidelines for FRP Confinement of Reinforced Concrete Columns of Noncircular Cross Sections," *Journal of Composites for Construction*, ASCE, V. 12, No. 1, Jan.-Feb., pp. 80-92.
63. Wang, Y. C., and Restrepo, J. I., 2001, "Investigation of Concentrically Loaded Reinforced Concrete Columns Confined with Glass Fiber-Reinforced Polymer Jackets," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 3, May-June, pp. 377-385.
64. Nosh, K. J., 1996, "Retrofit of Rectangular Reinforced Concrete Columns using Carbon Fiber," MS thesis, University of Washington, Seattle, WA, 194 pp.
65. Saadatmanesh, H.; Ehsani, M. R.; and Jin, L., 1996, "Seismic Strengthening of Circular Bridge Pier Models with Fiber Composites," *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 6, Nov.-Dec., pp. 639-647.
66. Chaallal, O., and Shahawy, M., 2000, "Performance of Fiber-Reinforced Polymer-Wrapped Reinforced Concrete Column under Combined Axial-Flexural Loading," *ACI Structural Journal*, V. 97, No. 4, July-Aug., pp. 659-668.

67. Sheikh, S., and Yau, G., 2002, "Seismic Behavior of Concrete Columns Confined with Steel and Fiber-Reinforced Polymers," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 1, Jan.-Feb., pp. 72-80.
68. Iacobucci, R.; Sheikh, S.; and Bayrak, O., 2003, "Retrofit of Square Concrete Columns with Carbon Fiber-Reinforced Polymer for Seismic Resistance," *ACI Structural Journal*, V. 100, No. 6, Nov.-Dec., pp. 785-794.
69. Bousias, S.; Triantafillou, T.; Fardis, M.; Spathis, L.; and O'Regan, B., 2004, "Fiber-Reinforced Polymer Retrofitting of Rectangular Reinforced Concrete Columns with or without Corrosion," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 4, July-Aug., pp. 512-520.
70. Elnabesity, G., and Saatcioglu, M., 2004, "Seismic Retrofit of Circular and Square Bridge Columns with CFRP Jackets," *Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Calgary, AB, Canada, 8 pp. (CD-ROM).
71. Harajli, M., and Rteil, A., 2004, "Effect of Confinement Using Fiber-Reinforced Polymer or Fiber-Reinforced Concrete on Seismic Performance of Gravity Load-Designed Columns," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 1, Jan.-Feb., pp. 47-56.
72. Sause, R.; Harries, K. A.; Walkup, S. L.; Pessiki, S.; and Ricles, J. M., 2004, "Flexural Behavior of Concrete Columns with Carbon Fiber Composite Jackets," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 5, Sept.-Oct., pp. 708-716.
73. Memon, M., and Sheikh, S., 2005, "Seismic Resistance of Square Concrete Columns Retrofitted with Glass Fiber-Reinforced Polymer," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 5, Sept.-Oct., pp. 774-783.
74. Bank, L. C., 2006, *Composites for Construction: Structural Design with FRP Materials*, John Wiley & Sons, Hoboken, NJ, 560 pp.
75. Seible, F.; Priestley, M. J. N.; Hegemier, G. A.; and Innamorato, D., 1997, "Seismic Retrofit of RC Columns with Continuous Carbon Fiber Jackets," *Journal of Composites for Construction*, ASCE, V. 2, No. 1, pp. 52-62.
76. Nanni, A.; Bakis, C. E.; Boothby, T. E.; Lee, Y. J.; and Frigo, E. L., 1997, "Tensile Reinforcement by FRP Sheets Applied to RC," 9C/1-8, ICE 97 International Composites Exposition, Nashville, TN, Jan., pp. 9C/1 to 8.

77. NCh 433 Of96 mod 2009. Instituto Nacional de Normalización, “Diseño sísmico de edificios”, 2009.
78. NCh 1537 Of2009. Instituto Nacional de Normalización, “Diseño estructural – Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso”.
79. NCh 3171 Of2010. Instituto Nacional de Normalización, “Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas”.
80. “Rehabilitación y Mantenimiento de Estructuras de Concreto”, Paulo Helene y Fernanda Pereria.
81. Cornelli A., 2002, “Refuerzo y rehabilitación de estructuras con láminas de fibra de carbono”, XVII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, 19p., Rosario, Argentina.
82. R. Park & T. Paulay. “Estructuras de concreto reforzado”. Editorial Limusa.
83. A.I.J., Architectural Institute of Japan, Design and Construction Guideline of Continuous Fiber Reinforced Concrete, AIJ (2002)
84. Vogel, T. y T. Ulaga, Design Concepts of the New Swiss Code on Externally Bonded Reinforcement. 6th International Symposium on Fibre Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures, Singapore (2003).

## ANEXOS

Cálculos para la determinación del punto B para la columna sin refuerzo y con refuerzo CFRP.

*Determinación del punto B para la columna sin refuerzo CFRP.*

Diag. P-M	B	
h	300	[mm]
b	300	[mm]
d	259	[mm]
c	259	[mm]
$\varepsilon'_t$	0.0025	[mm/mm]
$y_t$	217.4	[mm]
$A_{s1}$	603	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{s2}$	402	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{s3}$	603	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{s4}$	0	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{st}$	1608	[mm <sup>2</sup> ]
$A_g$	90000	[mm <sup>2</sup> ]
$d_1$	109	[mm]
$d_2$	0	[mm]
$d_3$	109	[mm]
$d_4$	0	[mm]
$\varepsilon_{s1}$	0.0030	[mm/mm]
$\varepsilon_{s2}$	0.0015	[mm/mm]
$\varepsilon_{s3}$	0.0000	[mm/mm]
$\varepsilon_{s4}$	0.0000	[mm/mm]
$f_{s1}$	420	[MPa]
$f_{s2}$	315.84	[MPa]
$f_{s3}$	0	[MPa]
$f_{s4}$	0	[MPa]
$E_s$	210000	[MPa]
$E_c$	27800	[MPa]
$E_2$	0	[MPa]
$f_c$	35	[MPa]
$f_{cc}$	35	[MPa]
$f_y$	420	[MPa]
$\varepsilon_{ccu}$	0.003	[mm/mm]
$\varepsilon_{cu}$	0.003	[mm/mm]
$\phi$	0.65	

A	-0.074	[N/mm <sup>3</sup> ]
B	48.30	[N/mm <sup>2</sup> ]
C	-10500	[N/mm]
D	2719500	[N]
E	-0.056	[N/mm <sup>3</sup> ]
F	40.27	[N/mm <sup>2</sup> ]
G	-10514.83	[N/mm]
H	1144500	[N]
I	55749750	[N-mm]

$\phi P_{n(A)}$	171.9	[t <sub>f</sub> ]
$\phi P_{n(B)}$	155.0	[t <sub>f</sub> ]
$\phi M_{n(B)}$	8.3	[t <sub>f</sub> -m]

Determinación del punto B para la columna con refuerzo CFRP.

Diag. P-M	B	
h	300	[mm]
b	300	[mm]
d	259	[mm]
c	259	[mm]
$\varepsilon'_t$	0.0027	[mm/mm]
$y_t$	101.7	[mm]
$A_{s1}$	603	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{s2}$	402	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{s3}$	603	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{s4}$	0	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{st}$	1608	[mm <sup>2</sup> ]
$A_g$	90000	[mm <sup>2</sup> ]
$d_1$	109	[mm]
$d_2$	0	[mm]
$d_3$	109	[mm]
$d_4$	0	[mm]
$\varepsilon_{s1}$	0.0064	[mm/mm]
$\varepsilon_{s2}$	0.0032	[mm/mm]
$\varepsilon_{s3}$	0.0000	[mm/mm]
$\varepsilon_{s4}$	0.0000	[mm/mm]
$f_{s1}$	420	[MPa]
$f_{s2}$	420	[MPa]
$f_{s3}$	0	[MPa]
$f_{s4}$	0	[MPa]
$E_s$	210000	[MPa]
$E_c$	27800	[MPa]
$E_2$	1993.6	[MPa]
$f_c$	35	[MPa]
$f_{cc}$	48.8	[MPa]
$f_y$	420	[MPa]
$\varepsilon_{ccu}$	0.0069	[mm/mm]
$\varepsilon_{cu}$	0.003	[mm/mm]
$r_c$	25	[mm]
$A_c/A_c$	0.529	
$\kappa_a$	0.529	
$\kappa_b$	0.529	
$t_f$	0.334	[mm]
n	6	capas
$E_f$	220000	[MPa]
$\Psi_f$	0.95	
D	424.3	[mm]
$\varepsilon_{fe}$	0.004	[mm/mm]
$\varepsilon_{fu}$	0.0147	[mm/mm]
$\kappa_e$	0.586	
$f_i$	7.90	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_i/f_c > 0.08$	0.2256	Ok
$\phi$	0.65	

Ok

A	-0.339	[N/mm <sup>3</sup> ]
B	103.28	[N/mm <sup>2</sup> ]
C	-10500	[N/mm]
D	3254732.1	[N]
E	-0.254	[N/mm <sup>3</sup> ]
F	105.76993	[N/mm <sup>2</sup> ]
G	-16508.01	[N/mm]
H	1144500	[N]
I	89826193	[N-mm]

$\phi P_{n(A)}$	287.8	[tr]
$\phi P_{n(B)}$	220.1	[tr]
$\phi M_{n(B)}$	9.8	[tr-m]

Cálculos para la determinación del punto C para la columna sin refuerzo y con refuerzo CFRP.

*Determinación del punto C para la columna sin refuerzo CFRP.*

Diag. P-M	C	
h	300	[mm]
b	300	[mm]
d	259	[mm]
c	155.4	[mm]
$\varepsilon'_t$	0.0025	[mm/mm]
$y_t$	130.4	[mm]
$A_{s1}$	603	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{s2}$	402	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{s3}$	603	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{s4}$	0	[mm <sup>2</sup> ]
$A_{st}$	1608	[mm <sup>2</sup> ]
$A_g$	90000	[mm <sup>2</sup> ]
$d_1$	109	[mm]
$d_2$	0	[mm]
$d_3$	109	[mm]
$d_4$	0	[mm]
$\varepsilon_{s1}$	0.0026	[mm/mm]
$\varepsilon_{s2}$	0.0001	[mm/mm]
$\varepsilon_{s3}$	0.0020	[mm/mm]
$\varepsilon_{s4}$	0.0000	[mm/mm]
$f_{s1}$	420	[MPa]
$f_{s2}$	26.04	[MPa]
$f_{s3}$	420	[MPa]
$f_{s4}$	0	[MPa]
$E_s$	210000	[MPa]
$E_c$	27800	[MPa]
$E_2$	0	[MPa]
$f_c$	35	[MPa]
$f_{cc}$	35	[MPa]
$f_y$	420	[MPa]
$\varepsilon_{ccu}$	0.003	[mm/mm]
$\varepsilon_{cu}$	0.003	[mm/mm]
$\varepsilon_{sy}$	0.002	[mm/mm]
$\phi$	0.65	

A	-0.206	[N/mm <sup>3</sup> ]
B	80.50	[N/mm <sup>2</sup> ]
C	-10500	[N/mm]
D	1631700	[N]
E	-0.154	[N/mm <sup>3</sup> ]
F	54.78	[N/mm <sup>2</sup> ]
G	-5684.71	[N/mm]
H	56700	[N]
I	117971910	[N-mm]

$\phi P_{n(C)}$	78.6	[t <sub>f</sub> ]
$\phi M_{n(C)}$	10.7	[t <sub>f</sub> -m]

Determinación del punto C para la columna con refuerzo CFRP.

Diag. P-M	C
h	300 [mm]
b	300 [mm]
d	259 [mm]
c	200.9 [mm]
$\epsilon'_t$	0.0027 [mm/mm]
$\gamma_t$	78.8 [mm]
$A_{s1}$	603 [mm <sup>2</sup> ]
$A_{s2}$	402 [mm <sup>2</sup> ]
$A_{s3}$	603 [mm <sup>2</sup> ]
$A_{s4}$	0 [mm <sup>2</sup> ]
$A_{st}$	1608 [mm <sup>2</sup> ]
$A_g$	90000 [mm <sup>2</sup> ]
$d_1$	109 [mm]
$d_2$	0 [mm]
$d_3$	109 [mm]
$d_4$	0 [mm]
$\epsilon_{s1}$	0.0061 [mm/mm]
$\epsilon_{s2}$	0.0019 [mm/mm]
$\epsilon_{s3}$	0.0020 [mm/mm]
$\epsilon_{s4}$	0.0000 [mm/mm]
$f_{s1}$	420 [MPa]
$f_{s2}$	405.3 [MPa]
$f_{s3}$	420 [MPa]
$f_{s4}$	0 [MPa]
$E_s$	210000 [MPa]
$E_c$	27800 [MPa]
$E_2$	1993.6 [MPa]
$f_c$	35 [MPa]
$f_{cc}$	48.8 [MPa]
$f_y$	420 [MPa]
$\epsilon_{ceu}$	0.0069 [mm/mm]
$\epsilon_{cu}$	0.003 [mm/mm]
$\epsilon_{sy}$	0.002 [mm/mm]
$r_c$	25 [mm]
$A_e/A_c$	0.529
$\kappa_a$	0.529
$\kappa_b$	0.529
$t_f$	0.334 [mm]
n	6 capas
$E_f$	220000 [MPa]
$\Psi_f$	0.95
D	424.3 [mm]
$\epsilon_{fe}$	0.004 [mm/mm]
$\epsilon_{fu}$	0.0147 [mm/mm]
$\kappa_e$	0.586
$f_i$	7.90 [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_i/f_c > 0.08$	0.2256 Ok
$\phi$	0.65

A	-0.563 [N/mm <sup>3</sup> ]
B	133.18 [N/mm <sup>2</sup> ]
C	-10500 [N/mm]
D	2524202.1 [N]
E	-0.422 [N/mm <sup>3</sup> ]
F	117.42 [N/mm <sup>2</sup> ]
G	-12024.27 [N/mm]
H	534103.69 [N]
I	139012433 [N-mm]

$\phi P_{n(C)}$	159.8 [t]
$\phi M_{n(C)}$	13.4 [t-m]

Ok