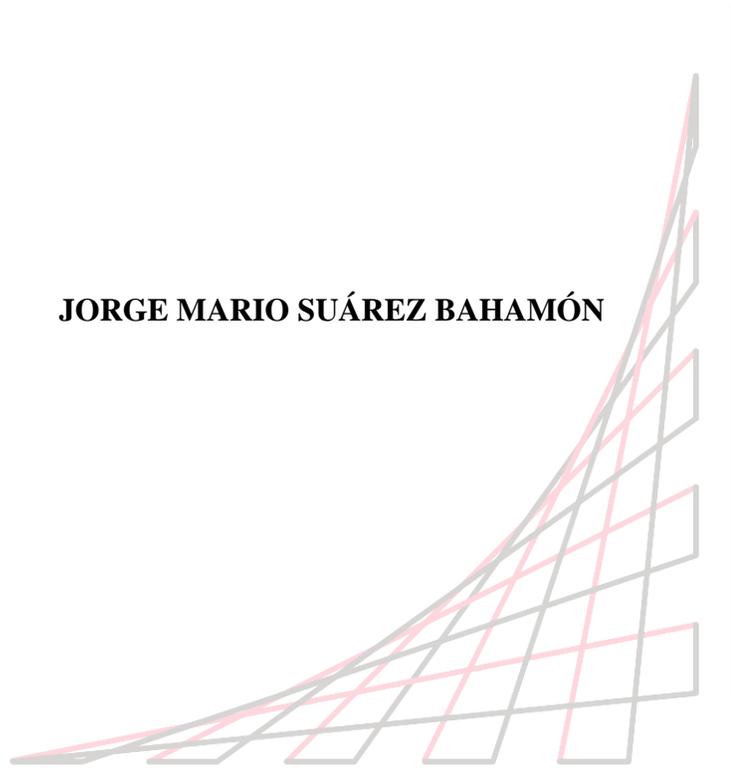


**REHABILITACIÓN A FLEXIÓN DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO
AFECTADAS POR CORROSIÓN**

JORGE MARIO SUÁREZ BAHAMÓN



**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA
JULIO GARAVITO**

**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON ÉNFASIS EN ESTRUCTURAS
BOGOTÁ D.C., COLOMBIA**

2018

**REHABILITACIÓN A FLEXIÓN DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO
AFECTADAS POR CORROSIÓN**

Presentado por:

JORGE MARIO SUÁREZ BAHAMÓN

PROYECTO DE GRADO

Directora:

M.Sc, Ph.D., NANCY TORRES CASTELLANOS

Asesor:

M.Sc, Ph.D., GUSTAVO TUMIALAN

**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA
JULIO GARAVITO**

**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA JULIO GARAVITO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON ÉNFASIS EN ESTRUCTURAS
BOGOTÁ D.C., COLOMBIA**

2018

Bogotá D.C., Febrero 07 de 2018

Señor:

Ing. GERMÁN RICARDO SANTOS GRANADOS

Director Programa de Maestría en Ingeniería civil

Escuela Colombiana de Ingeniería

Ciudad

Ref.: Proyecto de Grado

Apreciado Ingeniero:

Por medio del siguiente documento me permito presentar el informe final del Proyecto de Grado del aspirante al título de Magíster en Estructuras, Jorge Mario Suarez Bahamón con C.C. 1.070.588.573 de Bogotá, D.C., denominado “REHABILITACIÓN A FLEXIÓN DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO AFECTADAS POR CORROSIÓN”, que fue dirigido por la Ing. Nancy Torres Castellanos.

Atentamente,

Ing. Jorge Mario Suarez Bahamón

NOTA DE ACEPTACIÓN:

El Proyecto de Grado denominado “REHABILITACIÓN A FLEXIÓN DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO AFECTADAS POR CORROSIÓN” presentado por el Ing. Jorge Mario Suárez Bahamón para optar al Título de Magíster en Ingeniería Civil con Énfasis en Estructuras otorgado por la Escuela Colombiana de Ingeniería, cumple con los requisitos establecidos y recibe nota aprobatoria.

Ing. Nancy Torres Castellanos

Directora de Proyecto

Jurado 1

Jurado 2

Ing. Germán Ricardo Santos Granados

Director de Maestría en Ingeniería Civil

Bogotá D.C., Febrero 07 de 2018.

DEDICATORIA

Le dedico este gran logro a mis hermanos Jahir y Margarita, a mis sobrinos Nicolás, Samuel, Emilio y a mi gran amigo German, que siempre me estuvieron apoyando y animando para que culminará este proyecto que inicie ya hace algún tiempo.

A mi mamá María Inés Bahamón, todas las palabras de agradecimiento por formar a la persona que soy y por el apoyo incondicional que me ha brindado en los momentos más cruciales de esta etapa de mi vida.

A mi esposa Asbleydy Rojas, que se convirtió en mi compañera de vida desde hace diez años y quien cada noche me recordaba la necesidad del esfuerzo para alcanzar los objetivos.

AGRADECIMIENTOS

Para empezar, quiero hacer un reconocimiento especial a la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito por todos los valores y conocimientos que me transmitieron, que hicieron que me cambiaran todas las perspectivas de vida y profesionales que tenía antes de realizar el postgrado. Siempre fue un sueño para mí hacer parte de esta institución.

Mil gracias a todo el equipo de trabajo del laboratorio de materiales de la Escuela que me colaboró en la elaboración y ejecución del programa experimental, en especial al señor Cristian Camilo Cogollo por la disponibilidad que siempre tuvo con el desarrollo de mi proyecto de tesis.

A Sika Colombia S.A, Dayton Superior y Diamantbec Ltda., muchas gracias por el aporte de los materiales claves en la investigación que nos propusimos adelantar.

A mi directora de tesis Ing. Nancy Torres, le agradezco enormemente por su infinita colaboración, paciencia, disponibilidad y conocimiento. Sin su ayuda este proyecto no se hubiese podido culminar. De igual manera mi reconocimiento al Ing. Gustavo Tumialan, quien aportó significativamente al desarrollo de la tesis.

Finalmente quiero manifestar mi gratitud a mis compañeros de trabajo en Proyectos y Diseños S.A.S, Ing. Rubi, Eduardo, Juanma, Stefy, Ángela María y Flor Ángela, porque me ayudaron y apoyaron incondicionalmente cuando tuve que ausentarme reiteradamente de la oficina.

CONTENIDO

RESUMEN	15
ABSTRACT.....	16
INTRODUCCION	17
1. MARCO TEORICO	19
1.1. ACI-562-16	19
1.2. ACI-440-2R-08	22
1.3. ICRI.....	26
2. ESTADO DEL ARTE.....	30
2.1. LAS REPARACIONES.....	31
2.1.1. Uniones Concreto – Concreto	31
2.1.2. Reforzamientos con sistemas FRP	32
3. OBJETIVOS.....	36
3.1. OBJETIVO GENERAL	36
3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	36
4. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	37
4.1. CARACTERIZACIÓN DE LAS VIGAS	38
4.1.1. Viga V1A	38
4.1.2. Viga V1B.....	40
4.1.3. Viga V1C.....	42
4.1.4. Viga V2	43
4.1.5. Viga V3	46
4.1.6. Viga V4	48
4.1.7. Viga V5	49
4.1.8. Viga V6	51
4.1.9. Viga V7	52
4.2. PROCESO DE REPARACIÓN DE LAS VIGAS.....	53
4.2.1. Preparación de la superficie	54
4.2.2. Sistemas de transferencia de esfuerzos	55
4.2.3. Limpieza del refuerzo.....	61
4.2.4. Limpieza de la superficie del concreto.....	63
4.2.5. Recuperación de la pérdida de sección	65
4.2.6. Curado del concreto	67
4.2.7. Reforzamiento externo	68
4.3. VARIABLES A ESTUDIAR.....	70
4.3.1. Capacidad a flexión.....	71
4.3.2. Modos de falla en la unión concreto – concreto.....	71
4.3.3. Modos de falla del CFRP	71
4.3.4. Configuración del ensayo.....	72
4.4. INSTRUMENTACIÓN	73
4.4.1. Aplicación de carga.....	75
5. RESULTADOS	77

5.1.	CAPACIDAD A FLEXIÓN	77
5.2.	DEFORMACIONES UNITARIAS EN LOS MATERIALES	81
5.3.	MODOS DE FALLA DE LOS ESPECÍMENES	86
5.4.	COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS	92
6.	DISCUSIONES	98
7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	102
A.	ANEXO.....	105
B.	ANEXO.....	106
C.	ANEXO.....	109
D.	ANEXO.....	110
E.	ANEXO	112
F.	ANEXO	114
G.	ANEXO.....	115
H.	ANEXO.....	116
I.	ANEXO	117
J.	ANEXO	118
K.	ANEXO.....	119
	BIBLIOGRAFÍA	120

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Idealización del concepto del cortante por fricción (fuente: CIRSOC 201)	22
Figura 1.2 Distribución de fuerzas internas y deformaciones unitarias en secciones reforzadas con fibras poliméricas FRP. (Fuente: ACI 440-2R-08)	24
Figura 1.3 Configuración de las áreas recomendadas a intervenir (Fuente: ICRI 310.1R-2008). 27	
Figura 1.4 Preparación de las superficies a intervenir (Fuente: ICRI 310.1R-2008)	28
Figura 1.5 Limpieza de la superficie a reparar (Fuente: ICRI 310.1R-2008).....	29
Figura 4.1 Sección transversal típica de las vigas en la experimentación	37
Figura 4.2 Despiece de construcción de la viga V1A.....	39
Figura 4.3 Despiece de construcción de la viga V1B	41
Figura 4.4 Despiece de construcción de la viga V1C	42
Figura 4.5 Despiece de construcción y reparación de la viga V2.....	44
Figura 4.6 Despiece de construcción y reparación de la viga V3.....	47
Figura 4.7 Despiece de construcción y reparación de la viga V4.....	49
Figura 4.8 Despiece de construcción y reparación de la viga V5.....	50
Figura 4.9 Esquema de armado de la viga V6	52
Figura 4.10 Despiece de construcción y reparación de la viga V7.....	53
Figura 4.11 Esquema del montaje del ensayo.....	73
Figura 4.12 Ubicación de los deformímetros mecánicos en las vigas	74
Figura 4.13 Ubicación de las galgas en las vigas.....	74
Figura 4.14 Esquema de la instrumentación	75
Figura 5.1 Curva Momento vs Deflexión de las vigas control	77
Figura 5.2 Curva Momento vs Deflexión de las vigas rehabilitadas	79
Figura 5.3 Curva Momento vs Deformación unitaria del concreto en compresión de las vigas control	81
Figura 5.4 Curva Momento vs Deformación unitaria del acero en tensión de las vigas control ..	82
Figura 5.5 Momento vs Deformación unitaria del concreto en compresión de las vigas rehabilitadas	83
Figura 5.6 Curva momento vs deformación unitaria del acero en tensión de las vigas rehabilitadas	84
Figura 5.7 Curva momento vs deformación unitaria del FRP de las vigas rehabilitadas	85
Figura 5.8 Fisuración y modo de falla de la viga control V1A.....	86
Figura 5.9 Fisuración y modo de falla de las vigas control V1B y V1C	87
Figura 5.10 Fisuración y modo de falla de la rehabilitada V2.....	88
Figura 5.11 Fisuración y modo de falla de la rehabilitada V3.....	88
Figura 5.12 Fisuración y modo de falla de la rehabilitada V4.....	88
Figura 5.13 Fisuración y modo de falla de la rehabilitada V5.....	88
Figura 5.14 Fisuración y modo de falla de la rehabilitada V6.....	89
Figura 5.15 Fisuración y modo de falla de la rehabilitada V7	89
Figura 5.16 Curva Momento vs Deflexión de la viga V8.....	94
Figura 5.17 Curva Momento vs Deformaciones unitarias de la viga V8.....	95

Figura 6.1 Curva momento vs deflexiones de las vigas rehabilitadas	101
--	-----

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 4.1	Proceso de construcción de la viga V1A.....	39
Fotografía 4.2	Proceso de construcción de la viga V1A.....	40
Fotografía 4.3	Proceso de construcción en la viga V1B.....	41
Fotografía 4.4	Pérdida de los resaltes y sección transversal en los estribos y acero longitudinal.....	43
Fotografía 4.5	Estado final de la viga antes de la reparación.....	43
Fotografía 4.6	Aceros longitudinal y transversal afectados por corrosión.....	45
Fotografía 4.7	Simulación de la pérdida del recubrimiento del concreto.....	45
Fotografía 4.8	Estado final de la viga antes de la reparación.....	46
Fotografía 4.9	Simulación de la corrosión en la viga V3.....	47
Fotografía 4.10	Remoción del concreto localizado sobre las barras longitudinales en la viga V2.....	54
Fotografía 4.11	Remoción del concreto localizado sobre las barras longitudinales en la viga V4.....	54
Fotografía 4.12	Remoción del concreto localizado sobre las barras longitudinales en la viga V6.....	55
Fotografía 4.13	Remoción del concreto localizado sobre las barras longitudinales en la viga V7.....	55
Fotografía 4.14	Aplicación del puente de adherencia Sikadur 32 – Primer en la viga V2.....	56
Fotografía 4.15	Demoliciones localizadas para la instalación de los acopladores en la viga V4.....	57
Fotografía 4.16	Instalación de los acopladores con llaves de torque en la viga V4.....	57
Fotografía 4.17	Perforaciones para los anclajes epóxicos en la viga V5.....	58
Fotografía 4.18	Sopleteado de las perforaciones en la viga V5.....	58
Fotografía 4.19	Anclajes epóxicos en la viga V5.....	59
Fotografía 4.20	Perforaciones para anclajes atornillados en la viga V6.....	59
Fotografía 4.21	Sopleteado de las perforaciones en la viga V6.....	60
Fotografía 4.22	Sistema completo de transferencia de esfuerzos en la viga V6.....	60
Fotografía 4.23	Proceso de instalación de las tuercas soldadas a los estribos existentes.....	61
Fotografía 4.24	Sistema completo de transferencia de esfuerzos en la viga V7.....	61
Fotografía 4.25	Limpieza química del acero afectado por corrosión en la viga V2.....	62
Fotografía 4.26	Limpieza química en las barras afectadas por corrosión en la viga V3.....	62
Fotografía 4.27	Limpieza química del acero afectado por corrosión en la viga V4.....	63
Fotografía 4.28	Encharcamiento de la zona a reparar después del hidrolavado en la viga V3.....	64
Fotografía 4.29	Hidrolavado de la sección afectada por corrosión en la viga V2.....	64
Fotografía 4.30	Hidrolavado de la sección a reparar en la viga V4.....	65
Fotografía 4.31	Vaciado del concreto de relación en la viga V2.....	65
Fotografía 4.32	Estado final de la reconstrucción de la viga V2.....	66
Fotografía 4.33	Recrecimiento de la sección en la viga V4.....	66
Fotografía 4.34	Verificación del recubrimiento de la zona reparada de la viga V4.....	67
Fotografía 4.35	Proceso de Curado de la viga V2.....	67
Fotografía 4.36	Proceso de Curado de la viga V3.....	68

Fotografía 4.37 Preparación de las fibras de carbono.....	69
Fotografía 4.38 Instalación de las fibras de carbono en la viga V2.....	69
Fotografía 4.39 Extracción de las burbujas de aire en la pega de la fibra de carbono.....	70
Fotografía 4.40 Estado final de la reparación de la viga V3 y V4.....	70
Fotografía 4.41 Maquina universal usada para los ensayos.....	72
Fotografía 5.1 Fisuras en la cara en tracción de la viga V4.....	90
Fotografía 5.2 Fisuras en la cara en tracción de la viga V5.....	90
Fotografía 5.3 Fisuras en la cara en tracción de la viga V7.....	91
Fotografía 5.4 Fisuras en la cara en tracción de la viga V3.....	91
Fotografía 5.5 Delaminación del CFRP en la viga V4.....	92
Fotografía 5.6 Delaminación del CFRP en la viga V5.....	92

LISTA DE TABLAS

Tabla 4.1 Caracterización de las vigas en la experimentación	38
Tabla 4.2 Ciclos de Carga y Descarga	75
Tabla 5.1 Resultados teóricos y experimentales	93
Tabla 5.2 Ventajas y desventajas de los sistemas de reparación.	97

LISTADO DE SIMBOLOS Y ABREVIATURAS

Símbolo	Término	Unidad SI
ϕV_n	Cortante nominal	kN
V_u	Cortante último	kN
ϕ	Coficiente de reducción de resistencia	
A_{vf}	Área de acero para cortante	m ²
F_y	Resistencia a la fluencia del acero	Mpa
μ	Coficiente de fricción efectivo	
λ	Factor de modificación del concreto de peso liviano	
ϵ_{bi}	<i>Deformación unitaria inicial en la sección</i>	$\frac{mm}{mm}$
ϵ_c	<i>Deformación Unitaria del concreto</i>	$\frac{mm}{mm}$
ϵ_s	<i>Deformación unitaria en el acero</i>	$\frac{mm}{mm}$
ϵ_{fe}	<i>Deformación unitaria en el FRP</i>	$\frac{mm}{mm}$
F_c	Fuerza de compresión	kN
F_s	Fuerza de tensión en el acero	kN
F_{fe}	Fuerza de tensión en el FRP	kN
f'_c	Resistencia a la compresión del concreto	Mpa
c	Profundidad del eje neutro	m
ϕM_n	Momento Nominal	kN-m
M_u	Momento Ultimo	kN-m
M_{ns}	Contribución del acero de refuerzo al momento nominal resistente	kN-m
M_{nf}	Contribución del refuerzo de FRP al Momento nominal resistente	kN-m
Ψ_f	Factor de reducción de resistencia del FRP	

Abreviatura	Término
ICRI	International Concrete Repair Institute
ACI	American Concrete Institute
FRP	Fiber Reinforced Polymer
CFRP	Carbon Fiber Reinforced Polymer
NSR-10	Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente.
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
DMO	Disipación moderada de energía
DES	Disipación especial de energía
APU	Análisis de precios unitarios

REHABILITACIÓN A FLEXIÓN DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO AFECTADAS POR CORROSIÓN

JORGE MARIO SUÁREZ BAHAMÓN

RESUMEN

Este documento contiene los resultados de un programa experimental que se llevó a cabo en la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, en el cual se evaluó el comportamiento de vigas de concreto reforzado afectadas por corrosión, con rehabilitación del concreto degradado, mediante la implementación de diversos sistemas de transferencia de cargas entre el concreto nuevo y el concreto existente y reforzadas externamente con láminas de CFRP (Carbon Fiber Polymer, por sus siglas en inglés) con el fin de devolver la capacidad inicial al estar el área de acero de refuerzo reducida por los efectos de la corrosión. Se construyeron 10 especímenes a escala natural, con secciones transversales de 0.30m x 0.38m x 3.60m de longitud total; el proceso de corrosión se simuló reduciendo la sección transversal de las barras longitudinales en tensión por medios mecánicos. Del total de los especímenes, tres se establecieron como vigas control para evaluar la eficiencia de las reparaciones y en los restantes se propusieron siete diferentes sistemas de transferencia de esfuerzos entre el concreto existente y el concreto de reparación, más la adición del reforzamiento externo CFRP. Los resultados de la investigación demostraron que independientemente del sistema de reparación que se haya implementado, se transfirieron eficientemente los esfuerzos entre el concreto existente y el de reparación y asimismo se verificó la eficiencia del reforzamiento externo mediante los tejidos de CFRP.

Palabras claves:

Rehabilitación, Reparación, Sistema de transferencia de esfuerzos, CFRP.

ABSTRACT

This document contains the results of an experimental program that was carried out at the Julio Garavito Colombian School of Engineering, in which the behavior of reinforced concrete beams affected by corrosion was evaluated, with the rehabilitation of degraded concrete, by means of the implementation of various load transfer systems between new concrete and existing concrete and reinforced externally with sheets of CFRP (Carbon Fiber polymer, for its acronym in English) in order to return the initial capacity to be the area of reinforcing steel reduced by the effects of corrosion. 10 specimens were built on a natural scale, with cross sections of 0.30mx0.38m x 3.60m in total length; the corrosion process was simulated by reducing the cross section of the longitudinal bars in tension by mechanical means. Of the total of the specimens, three were established as control beams to evaluate the efficiency of the repairs and in the rest seven different stress transfer systems were proposed between the existing concrete and the repair concrete, plus the addition of the external reinforcement CFRP. The results of the investigation showed that regardless of the repair system that was implemented, the efforts between the existing and the repair concrete were efficiently transferred and the efficiency of the external reinforcement was verified through the CFRP fabrics.

Key words:

Rehabilitation, Repair, stress transfer system, CFRP

INTRODUCCION

La corrosión es una reacción química o electroquímica entre un metal y su medio ambiente que produce un deterioro del metal y de sus propiedades (ASTM G15, 2007). En las estructuras de concreto reforzado, la corrosión da como resultado la formación de un gel óxido que tiene 2 a 4 veces el volumen del acero original, que conduce a la pérdida de adherencia entre el acero y el concreto, delaminaciones, exfoliaciones, descascaramientos, vacíos en la superficie del acero de refuerzo, disminución de la sección transversal del refuerzo y, finalmente reduce la capacidad resistente en los elementos estructurales (National Ready Mixed concrete association, 2008).

Se estima que a nivel mundial el porcentaje de pérdidas por corrosión del acero en estructuras de concreto es del orden de 5% del PIB, llegando a invertir cerca de 300 y 10000 millones de dólares (Secretaría de comunicaciones y transportes de Mexico, 2001); en Colombia esta cifra está en el orden del 4% de PIB del país, lo que representa aproximadamente 13 mil millones de dólares (Instituto de Desarrollo Urbano, 2014).

Si bien es mejor concebir desde su origen estructuras resistentes a los efectos de la corrosión, también es cierto que ya existen millones de ellas que fueron construidas sin considerar ningún requerimiento especial, ya sea por cultura o por aspectos económicos, pero que igualmente requieren una rehabilitación. Hoy en día existen novedosos sistemas de protección para las barras de acero contra la corrosión como la utilización de polímeros para recubrir el acero, inhibidores o protección catódica, pero estos métodos presentan un inconveniente de tipo económico, ya que la implementación de las técnicas es costosa, requiere mantenimiento progresivo y su historial de uso es muy limitado (Montani, 2000).

Dado que las técnicas mencionadas anteriormente son costosas, requieren mantenimiento progresivo, su historial de uso es limitado y si adicionalmente los elementos de concreto reforzado ya han presentado un alto grado de fisuración o pérdida parcial de la sección transversal del elemento y se ha afectado la transferencia de esfuerzos entre el acero y el concreto, la utilización de polímeros para recubrir el acero, los inhibidores de corrosión y la protección catódica dejan de ser una alternativa de solución. Por estas razones surge la importancia de ejecutar métodos de reparación un poco más tradicionales, donde se pueda remover parte del material afectado, adherir concreto nuevo al sustrato existente y diseñar la junta de unión entre ellos para garantizar la integridad estructural del elemento.

Con el desarrollo de esta tesis se buscó evaluar 6 sistemas diferentes de reparaciones en vigas de concreto reforzado afectado su acero por la corrosión, simulando los efectos de la patología mediante la pérdida de sección transversal del acero de refuerzo a flexión y sección de concreto.

El proyecto se inició con la construcción de las vigas con la presencia de la patología y posteriormente se sometieron a diferentes procesos de reparación siguiendo las metodologías ICRI 310.1R-2008, ACI 440-2R-08 y finalmente se llevó a cabo un proceso de reforzamiento externo con fibras poliméricas de carbono CFRP, buscando devolver las resistencias iniciales de las vigas antes de sufrir los estragos de la patología, comparando la eficiencia de cada una de las reparaciones, ventajas, desventajas, costos, evaluando los resultados con los estudios realizados por otros investigadores y abriendo una ventana de discusión con los códigos de diseño referentes al comportamiento de uniones de concreto – concreto sometidas principalmente a esfuerzos de flexión.

1. MARCO TEORICO

Debido a las consecuencias de los efectos de la corrosión del acero en las estructuras de concreto, el Instituto Americano del Concreto “ACI” y el Instituto Internacional de Reparación del Concreto “ICRI”, vienen desarrollando investigaciones y documentos que proporcionen las herramientas suficientes para efectuar la rehabilitación de elementos de concreto afectados o no por la corrosión, de formas más adecuadas y eficientes.

1.1. ACI-562-16

El código ACI 562-16 “Code Requirements for Assessment, Repair and Rehabilitation of Existing Concrete Structures“, establece los requisitos mínimos para la evaluación del daño y deterioro, diseño de la reparación y estrategias de rehabilitación para edificios de concreto reforzado. Sin embargo, actualmente han venido trabajando en la evolución y mejoramiento del código, haciendo énfasis en la evaluación de la resistencia de la interface de unión entre el concreto existente y los materiales de reparación, cuando las estructuras tienen elementos de concreto afectados por la corrosión del acero interno existente, recalcando que el éxito de la reparación depende de la capacidad de transferencia entre el concreto existente y los materiales de reparación, considerando que los componentes primarios de la misma son la adherencia de los sustratos y refuerzo presente en la unión.

De acuerdo con las investigaciones del comité ACI 562, cuando el esfuerzo que se debe transferir en la interface de unión es mayor a 0.41 MPa, se debe disponer de acero de refuerzo en la unión que atraviese el plano de la potencial fisura que produzca el desplazamiento relativo entre las partes, el cual puede consistir en el refuerzo existente en el elemento estructural o en la adición de refuerzo suplementario con anclajes post-instalados, siempre y cuando el área del refuerzo

transversal sea suficiente para resistir las fuerzas internas y este adecuadamente anclado en ambos lados de la interfaz.

El cálculo del acero de refuerzo requerido en la interface es posible estimarlo por medio del método del cortante por fricción, que es apropiado cuando se requiere “la transmisión del cortante a través de un plano dado, tal como una fisura existente o potencial, una superficie de contacto entre materiales distintos, o una superficie de contacto entre dos concretos colocados en diferentes momentos”.

Como es de esperarse, el cortante último que se produce en la unión de las piezas a unir deberá ser menor que la resistencia nominal al cortante horizontal en el plano de falla, como se indica en la siguiente relación:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Ecuación 1.1

El cálculo de la resistencia nominal al cortante en el plano de falla está en función del área de refuerzo presente en la unión, del esfuerzo de fluencia del acero y, de los coeficientes de fricción efectivos μ que dependen de la rugosidad de las superficies a unir.

La resistencia nominal está dada por la ecuación 1.2:

$$V_n = A_{vf} f_y \mu$$

Ecuación 1.2

Haciendo $V_n = V_u$, la ecuación 1.2 resulta igual a:

$$V_u \leq \phi A_{vf} f_y \mu$$

Ecuación 1.3

La determinación del acero de refuerzo requerido por cortante, como normalmente se hace en un proceso de diseño, se puede calcular directamente como:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

Ecuación 1.4

Donde:

ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia a cortante, establecido por el comité ACI 562 en 0.75

A_{vf} = Área necesaria de acero de refuerzo para cortante.

V_u = Cortante último producido en la superficie de falla.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

μ = Coeficientes de fricción efectivos de las superficies existentes.

El coeficiente μ es 1.0λ para concretos colocados sobre concretos endurecidos con superficies intencionalmente rugosas de 0.007m de amplitud y 0.60λ para concretos colocados sobre concretos endurecidos con superficies no intencionalmente rugosas. Para cualquiera de los dos casos, λ se puede tomar igual a 1.0 para concretos de peso normal.

En la figura 1.1 se muestra la idealización del concepto del cortante por fricción, dejando ver la disposición del refuerzo por cortante, planos de falla y las fuerzas internas generadas en la sección al igual que el aporte del refuerzo por cortante.

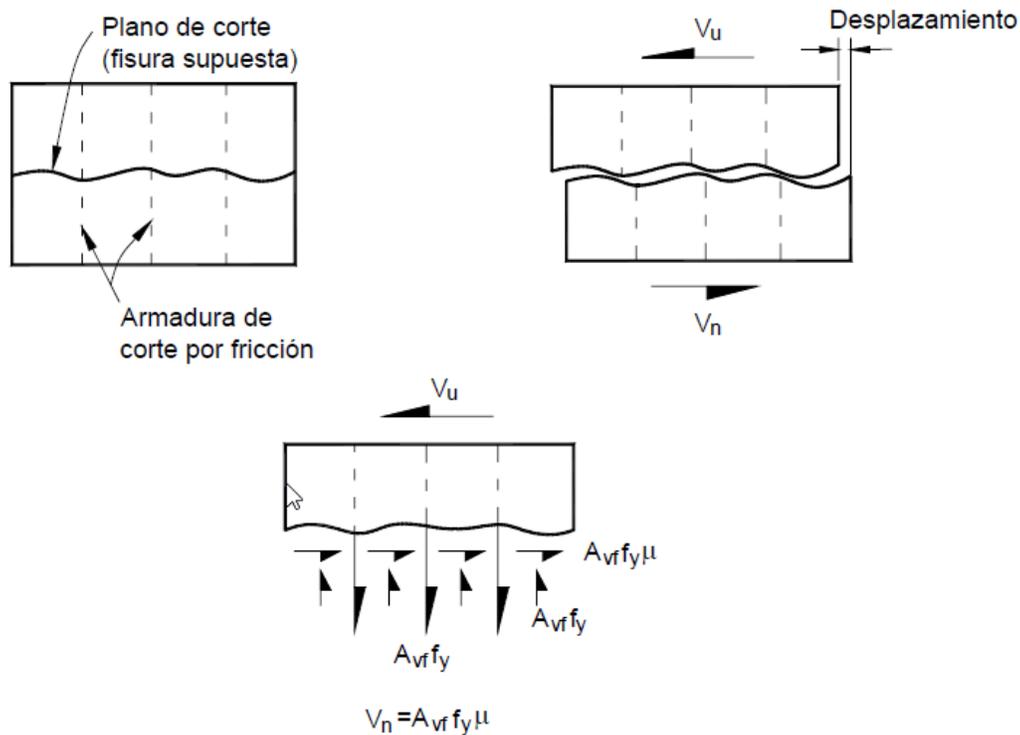


Figura 1.1 Idealización del concepto del cortante por fricción (fuente: CIRSOC 201)

1.2. ACI-440-2R-08

De igual manera, el comité ACI 440 con la guía 440-2R-08 “Guide for the Design and construction of externally bonded FRP system for strengthening concrete structures”, establece los requisitos para el diseño de sistemas de polímeros reforzados con fibras “FRP” adheridos externamente a estructuras de concreto, con lo cual habilitan el uso de novedosas técnicas y materiales de reparación y rehabilitación, diferentes a las que tradicionalmente se han venido usando.

Los sistemas FRP son compuestos laminados de fibras Vidrio, Carbono o Aramida, embebidas en una matriz polimérica epóxica, que tienen entre sus ventajas el aumento de la resistencia e incremento de la rigidez de los elementos en los que se instalan, excelente relación resistencia-peso, inmunidad a la corrosión y fácil forma de aplicación.

El refortalecimiento a flexión que presenta la guía del 440-2R-08, fundamenta su metodología a partir de unas suposiciones de diseño, que limitan su uso a un diseño completamente elástico y establecen requerimientos importantes para su implementación.

Las suposiciones son las que se enuncian a continuación:

- El diseño se realiza para las dimensiones, disposiciones del refuerzo y propiedades de los materiales de los miembros existentes.
- Considerar las deformaciones iniciales por cargas permanentes en la sección.
- Las deformaciones en el acero de refuerzo y en el concreto son directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro. Las secciones planas permanecen planas después de la aplicación de la carga.
- No hay deslizamiento relativo entre el refuerzo del FRP externo y el sustrato base.
- Se desprecian las deformaciones en la matriz polimérica por ser esta tan delgada y con pocas variaciones en el espesor.
- La deformación máxima del concreto en compresión es $\epsilon_c = 0.003$
- Se desprecia la resistencia a la tracción del concreto

➤ El refuerzo de FRP presenta un comportamiento elástico hasta la falla.

Como se mencionó, el diseño de secciones reforzadas con sistemas de FRP se ajusta a lineamientos completamente elásticos, como la metodología del diseño de elementos sometidos a flexión, en la cual siempre se debe garantizar una compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas internas.

En la figura 1.2 se muestran los diagramas de cuerpo libre de una sección rectangular de concreto reforzada con FRP sometida a flexión, dejando ver las fuerzas internas necesarias que se deben desarrollar para que haya un equilibrio estático en la sección hasta el estado límite de falla ideal.

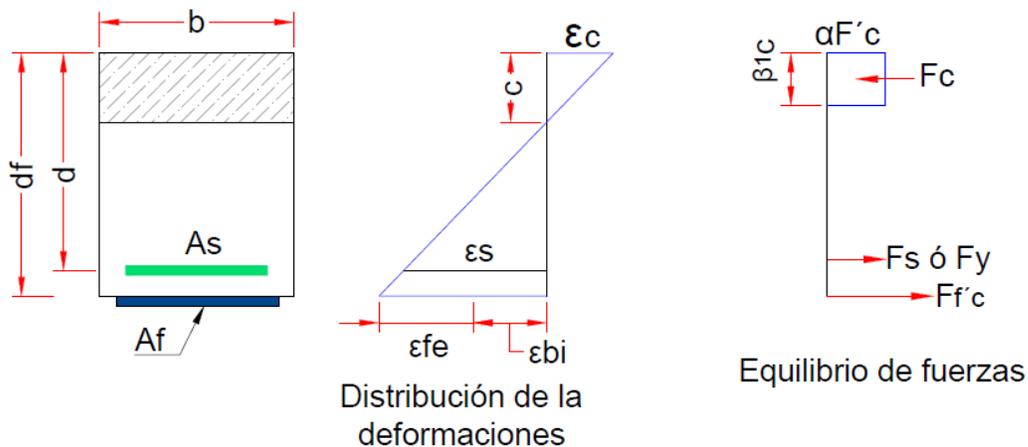


Figura 1.2 Distribución de fuerzas internas y deformaciones unitarias en secciones reforzadas con fibras poliméricas FRP. (Fuente: ACI 440-2R-08)

La condición de falla ideal se puede establecer como una falla de tipo dúctil, en la cual la sección rectangular para este caso, experimente cierto grado de deformación antes de llegar a la rotura.

Entre los modos de falla que documenta el comité ACI 440 sobre el comportamiento de vigas reforzadas con sistemas FRP, se tienen los siguientes:

- Rotura del concreto en compresión antes de la fluencia del acero de refuerzo.
- Fluencia del acero en tensión seguido de rotura del FRP.
- Fluencia del acero en tensión seguido de la rotura del concreto en compresión.
- Desprendimiento del recubrimiento del concreto.
- Delaminación del FRP del sustrato del concreto.

A la luz de los códigos de diseño de estructuras que usan en todo el mundo, los modos de falla que permitan desarrollar la mayor ductilidad en el elemento serán los más apropiados; por tal motivo en la guía ACI 440-2R-08 se hace especial atención en las deformaciones permitidas para el concreto, acero y FRP.

De acuerdo a los requisitos del comité 440, la resistencia nominal a flexión de un miembro deberá ser mayor al momento último que produzcan las fuerzas externas, siendo necesario que se cumpla la siguiente relación:

$$\phi M_n \geq M_u$$

Ecuación 1.5

La resistencia nominal a flexión de un miembro a flexión se calcula a partir de la contribución del acero presente en la sección y del refuerzo del sistema de FRP aplicado en el mismo, como se establece en la ecuación 1.6.

$$\phi M_n = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}]$$

Ecuación 1.6

Donde:

ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia a flexión que varía linealmente entre 0.9 y 0.65 dependiendo de la ductilidad que tengan el elemento, medida a partir de la deformación unitaria en el acero de refuerzo una vez reparada la sección.

ψ_f = Factor de reducción de resistencia del FRP, establecido en 0.85 por el comité ACI 440.

M_{ns} = Contribución del acero de refuerzo a la resistencia nominal a la flexión de la sección, calculado a partir de la ecuación 1.7 teniendo en cuenta el esfuerzo efectivo en el acero de refuerzo.

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

Ecuación 1.7

M_{nf} = Contribución del refuerzo de FRP a la resistencia nominal a la flexión de la sección, calculado a partir de la ecuación 1.8 teniendo en cuenta el esfuerzo efectivo en el refuerzo de FRP.

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

Ecuación 1.8

1.3. ICRI

Por su parte el ICRI con el documento 310.1R-2008 “Guide for Surface Preparation for the Repair of Deteriorated Concrete Resulting from Reinforcing Steel Corrosion” da una guía para la remoción del concreto afectado por la corrosión del acero y la preparación de superficies que se

van a unir algún material de reparación. La técnica descrita por el ICRI deja ver la importancia y rigurosidad de la misma, ya que el no hacerlo adecuadamente implica la propagación de la patología en el elemento estructural aun después de efectuado la reparación.

El paso a paso de la técnica se describe a continuación:

- Configuración del área de reparación: El concreto deteriorado y delaminado debe estar completamente ubicado antes de iniciar la reparación y esta se debe extender como mínimo 0.152m (6 pulg) más allá del concreto deteriorado. La configuración geometría de la zona a reparar se deben hacer lo más simple posibles, preferiblemente cuadradas o rectangulares. En la figura 1.3 se muestra algunas áreas de deterioro y configuraciones de intervención recomendadas.

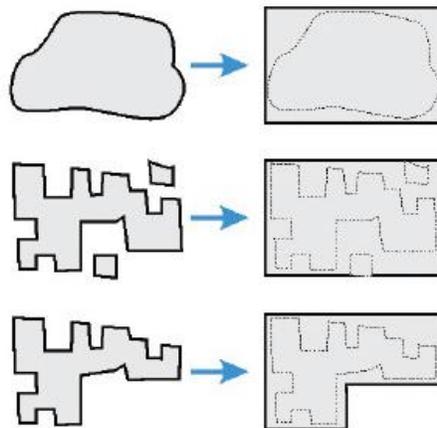


Figura 1.3 Configuración de las áreas recomendadas a intervenir (Fuente: ICRI 310.1R-2008)

- Exposición y socavación del acero de refuerzo: Retirar el concreto afectado de las zonas inicialmente identificadas y socavar el acero de refuerzo expuesto con equipos de impacto, hidrolavado u otro método adecuado, garantizando que exista una holgura de 0.019m (0.75 pulg) entre las paredes del concreto y el acero de refuerzo o el tamaño del agregado grueso del

material de reparación más 0.006m (0.25 pulg). Esta socavación proporcionará el suficiente espacio para poder efectuar una adecuada limpieza de la zona a reparar y permitirá la unión del material de reparación en toda la circunferencia de la barra de refuerzo. Cuando se usen equipos mecánicos de impacto para realizar las demoliciones, se recomienda que estos tengan una capacidad 120 N (15 lb) y como máximo 240 N (30 lb) para evitar la microfisuración del concreto base que está en buenas condiciones. En la figura 1.4 se muestra un área típica de reparación, en la cual ya hizo una socavación previa del concreto circundante al acero de refuerzo.

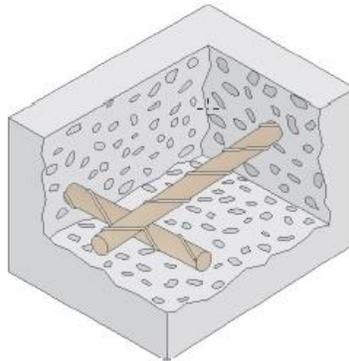


Figura 1.4 Preparación de las superficies a intervenir (Fuente: ICRI 310.1R-2008)

- Limpieza de la superficie del concreto y del acero: Una vez retirado el concreto afectado y hecha la socavación del acero de refuerzo, puede originarse una capa debilitada de 0.003 y 0.010m de profundidad la cual se debe retirar con chorro de agua a alta presión y remover los materiales que inhiban la adherencia, tales como suciedad, aceite, finos de cemento y concretos ligeramente adheridos. Se debe hacer una adecuada inspección de la zona a reparar para verificar que todas las delaminaciones y deterioro se haya eliminado. En la imagen 1.5 se observa el proceso de hidrolavado con chorro de agua a alta presión para garantizar la limpieza de la superficie a reparar.

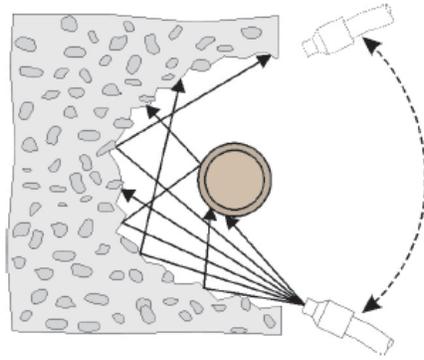


Figura 1.5 Limpieza de la superficie a reparar (Fuente: ICRI 310.1R-2008)

- Inspección final de la superficie: Antes de instalar el material de reparación, se debe inspeccionar nuevamente la zona a reparar para garantizar que no hallan materiales inhibidores de la adherencia y evaluar la capacidad de adherencia y la resistencia a la tracción del sustrato de concreto existente mediante la prueba ICRI No. 210.3–2004 ó ASTM C1583.

2. ESTADO DEL ARTE

Los efectos de la corrosión en el acero de refuerzo de vigas de concreto reforzado han sido constatados experimentalmente por diferentes autores que se han preocupado por indagar sobre la patología, encontrando además del deterioro físico que se produce en los elementos estructurales, un decremento en la capacidad de la resistencia a la flexión y aumento de las deflexiones.

De los cientos de autores y documentos que existen en la literatura sobre el estudio de la incidencia de la corrosión en el comportamiento a flexión de vigas de concreto reforzado, se escogieron dos estudios experimentales, uno nacional y otro internacional, para referenciar el problema presentado y entender un poco más sobre el mismo.

En Colombia (Rodríguez, 2009) llevó a cabo un estudio experimental sobre la incidencia de la corrosión en el acero, en el comportamiento a flexión de 10 vigas de concreto reforzado con secciones transversales 0.10 x 0.15m y 1.10m de longitud, sometiendo a 5 de ellas a procesos acelerados de corrosión al sumergirlas en altas concentraciones de cloruro de sodio y, las 5 restantes sumergidas en agua potable para tener un punto de comparación. Del estudio concluyó que la resistencia a la flexión de las vigas sumergidas en la concentración de cloruro de sodio se disminuyó entre el 14% y un 20% dependiendo del tiempo de exposición de los elementos, con respecto a los elementos sumergidos en agua potable.

De igual manera, en China realizaron un estudio experimental sobre el comportamiento a flexión de vigas de concreto reforzado afectadas por corrosión con diferentes resistencias de concreto, en la cual elaboraron 12 vigas de sección transversal 0.12x0.20m y 1.70m de longitud y se indujo la corrosión en el acero por medio de un proceso electrolítico acelerado con una solución salina. De la investigación concluyeron que la corrosión puede incrementar las deflexiones y

reducir notablemente la capacidad de carga, rigidez y ductilidad de las vigas, cuando estas son sometidas a cargas de fatiga en ciclos de carga y descarga y no así cuando se someten a cargas monotónicas (Wang, Li, & Yi, 2015).

2.1. Las reparaciones

La rehabilitación a flexión de vigas de concreto reforzado afectadas por corrosión en las cuales se involucra el reemplazo de secciones de concreto afectadas más la adición de un reforzamiento externo en fibras poliméricas, indaga en los aspectos que influyen en el éxito que pueda tener una rehabilitación. El primero de estos aspectos se fundamenta en la transferencia de esfuerzos en la unión del concreto existente y otro de reparación y el segundo es el comportamiento de vigas de concreto reforzado con fibras

2.1.1. Uniones Concreto – Concreto

En la universidad de Denver colorado, (Swan, 2016).llevaron a cabo una investigación para evaluar la resistencia al corte horizontal entre dos capas de concreto de diferentes edades sin presencia de acero de refuerzo en la interfaz, llevando a cabo pruebas de cortante directo y cortante por flexión en los elementos. Para los ensayos de cortante por flexión se elaboraron vigas de concreto reforzado de 0.11m x 0.28m de sección transversal y 2.28 m de longitud. Se fundieron las vigas en dos etapas para inducir un plano de falla en toda la longitud de la viga, la primera etapa se fundió hasta la mitad de la altura de las vigas y 28 días después se fundió la porción restante de las mismas, usando 3 tipos de acabado de la superficie en las juntas de unión, lisa, acanalada y martillada. De la experimentación encontraron que las vigas con superficie lisa en la interface de los dos concretos presentaron un modo de falla por cortante horizontal, mientras que las vigas con tratamientos en la interfaz de unión experimentaron fallas por tensiones diagonales

antes que por cortante horizontal, confirmando lo que han encontrado otros investigadores que consideran que las especificaciones del ACI-562 son bastantes conservadoras, al establecer el límite de 0.41 MPa (60 psi), como la frontera para adicionar acero de refuerzo en la interface de unión de dos capas de concreto de diferentes edades

En la misma universidad, (Pultorak, 2016), preocupados por la durabilidad y por los efectos de los pretratamientos de las superficies en el comportamiento de la resistencia al corte horizontal de capas de concreto unidas en diferentes etapas, se llevó a cabo un programa experimental de 3 losas de concreto que se sometieron a ensayos a de corte directo y corte por tensión, en las que se probaron 6 tipos de combinaciones de pretratamientos de las superficies antes de la aplicación de una nueva capa de concreto. Todas las losas tuvieron una preparación de las superficies con perfil de anclaje de escarificación media CSP-6 y en cada pretratamiento se probaron diferentes condiciones de humedad y agentes de unión. Las condiciones de humedad del sustrato fueron superficies secas, secas saturadas y saturadas con encharcamientos, mientras que los agentes de unión consistían en lechadas de cementos húmedos o secos y en otros casos no se usó agente de unión. De la investigación se concluyó que los pretratamientos mejoran la resistencia de las uniones concreto – concreto, sin embargo lo más influyente fue la saturación del sustrato del concreto y no así el uso de los agentes de unión, de lo cual resaltan, que una mala aplicación de esto se traduce en una pérdida de la resistencia en la unión

2.1.2. Reforzamientos con sistemas FRP

En Perú, (Baca, 2008). Investigaron sobre el comportamiento de vigas de concreto reforzadas con fibras de carbono en ensayos a escala natural. Elaboraron 11 especímenes de 0.20mx0.40m de sección transversal por 2.45m de longitud y los sometieron a ensayos de flexión con cargas en los tercios; a 6 de estos los reforzaron adhiriendo en la cara inferior fibras de carbono y otros dos

especímenes también los reforzaron con fibras de carbono en la cara inferior, y adicionaron refuerzos en U de fibra de carbono en los extremos. Del programa experimental encontraron que las 6 vigas que tenían solo las láminas de fibra de carbono no alcanzaron la resistencia nominal teórica de diseño, por delaminación de la fibra de carbono en los extremos; mientras que, las vigas con la adición de refuerzos en U, si lograron la resistencia de diseño esperada y la falla en el FRP fue por ruptura en el centro de la luz y no por delaminación en los extremos. De la investigación concluyeron que el Reforzamiento con FRP incrementa la resistencia a flexión, pero la falla final es del tipo frágil, debido a la pérdida de ductilidad y recomendaron tener especial cuidado de prevenir las fallas por delaminación usando anclajes tipo U.

En Suráfrica (Malumbela & Alexander, 2011), llevaron a cabo una investigación sobre el comportamiento de vigas de concreto reforzado corroídas que fueron reparadas con parches de concreto y láminas de CFRP. La investigación consistió en la elaboración de 20 vigas de concreto reforzado con secciones transversales de 0.15m x 0.25 m por 3.0m de longitud sometidas a procesos acelerados de corrosión. Después de generada la corrosión en el acero en tracción se hicieron reparaciones en el concreto fisurado con parches de concreto en una profundidad de 0.04m por debajo de las barras corroídas en la zona central inferior y, posteriormente a unas vigas se les adicionaron láminas de CFRP y grapas en forma de U de 0.30m de ancho en los extremos del CFRP y en la zona central separadas cada 0.15m centro a centro. Las vigas degradadas por la corrosión del acero y reparadas con parches de concreto y CFRP no presentaron delaminación del CFRP, fallando primero el acero en tensión seguido de la falla en compresión del concreto. De la investigación concluyeron que los parches de concreto no aumentaron sustancialmente la capacidad de cargas de las vigas y de manera general las vigas reparadas con CFRP incrementaron 1.5 veces la capacidad de carga

Igualmente, en Grecia (Triantafyllou, Rousakis, & Karabinis, 2017), llevaron a cabo un estudio sobre el comportamiento de vigas de concreto reparadas que habían sido afectadas por corrosión. El programa experimental consistió en la elaboración de cuatro vigas de concreto reforzado con sección transversal de 0.15m x 0.30m por 2.30m de longitud, sometiendo a tres de ellas a procesos acelerados de corrosión del acero al sumergirlas en solución salina NaCl con 3% de concentración y procesos de humedecimiento y secado más la aplicación de corriente eléctrica. El proceso de reparación implicó limpiar las barras corroídas y los residuos del mismo, se aplicó inhibidores de corrosión por medios mecánicos, se continuo con la aplicación del recubrimiento del cemento epóxico en las zonas de reparación, generando un parche 0.020m de espesor, con previa preparación de la superficie en la cual se retiró el concreto afectado que se limpió con chorro de aire a presión.

El reforzamiento solo se realizó en dos de las vigas, aplicando en una viga láminas de CFRP y en la otra, barras de CFRP y adicionalmente se usaron grapas en forma de U también de CFRP de 0.05m de ancho separadas cada 0.10m centro a centro. El reforzamiento propuesto era equivalente y el objetivo era incrementar la rigidez en un 20% para poder comparar el comportamiento de la interface del concreto nuevo – concreto viejo al someterlas a ensayos de flexión con cargas en los tercios. De la experimentación encontraron que la viga reforzada con láminas de CFRP fallo por delaminación de las láminas, seguido de la fluencia del acero en tensión, posteriormente se produjo la delaminación del concreto nuevo y concreto viejo y finalmente fallo el concreto en compresión. En la viga reforzada con las barras de CFRP también exhibió el mismo tipo de falla. De la investigación concluyeron que la viga reforzada con láminas de CFRP incremento su resistencia en un 22.0% similar a lo esperado, pero en la viga reforzada con barras de CFRP se aumentó la resistencia un 44.0%, el doble de lo esperado y tomando como base las

curvas de fuerza vs deflexión, se observó que las vigas desarrollaron toda su capacidad como si no influyera la interface de concreto viejo – concreto nuevo que se efectuó en la zona de reparación

Por lo tanto, evaluado el estado del arte y apoyado en el marco teórico, se decidió plantear un proyecto de investigación, con el fin de evaluar una serie de sistemas de reparación en vigas de concreto reforzado afectadas por la corrosión, sin llegar a simular todas las características propias de la patología, tratando solo la reducción de la sección transversal del acero y la degradación del concreto que lo rodea.

Una vez indagada la incidencia de la corrosión en el comportamiento a flexión de vigas de concreto reforzado y de las diversas variables que intervienen en la rehabilitación de las mismas, se plantea con el desarrollo de esta tesis, probar una serie de sistemas de reparación como alternativas de solución a los problemas detectados por diferentes investigadores, cuando por el reemplazo del concreto deteriorado se da origen a una interface de unión de dos concretos de diferentes edades más la adición de un sistema de reforzamiento externo con fibras de carbono.

La experimentación consiste en simular la corrosión en vigas de concreto simplemente apoyadas con cargas en los tercios, disminuyendo el área del refuerzo longitudinal inferior y la pérdida del recubrimiento inferior de concreto en la zona de máximo momento, para posteriormente reparar la patología presentada en el acero y en el concreto, probando diversos sistemas de reparación ejecutadas con la metodología descrita en la guía ICRI-310.1R-2008 y finalmente adicionar reforzamiento externo con fibras poliméricas CFRP, buscando que los elementos estructurales regresen a los estados de resistencias iniciales de flexión.

3. OBJETIVOS

3.1. OBJETIVO GENERAL

Evaluar el comportamiento a flexión de vigas de concreto reforzado afectadas por corrosión, rehabilitadas con diferentes técnicas de transferencia de corte entre concreto nuevo y concreto viejo y reforzadas externamente con fibras poliméricas.

3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Verificar la transferencia de esfuerzos en la interface de unión concreto existente y de reparación con diferentes mecanismos de transferencia.
- Identificar los modos de falla a flexión en vigas de concreto reforzado rehabilitadas con las diferentes técnicas de reparación y la aplicación de CFRP.
- Comprobar la formulación desarrollada en las normas de diseño para el reforzamiento de elementos de concreto reforzado. (ACI 440.2R-08 “Guide for the Design and construction of externally bonded FRP system for strengthening concrete structures” y el ACI 562-13 “Code Requirements for Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Concrete Buildings”).
- Establecer un procedimiento de reparación o rehabilitación de vigas de concreto reforzado afectadas o no por la corrosión, en base a la metodología del ICRI-310.1-1R-2008.

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para llevar a cabo el programa experimental, se construyeron 9 vigas de concreto con resistencia a la compresión a los 28 días f'_c : 21.0 MPa, con una longitud total de 3.6 m y longitud de ensayo de 3.4 m, sección transversal 0.30x0.38m y refuerzos longitudinales y transversales como los indicados en la figura 4.1.

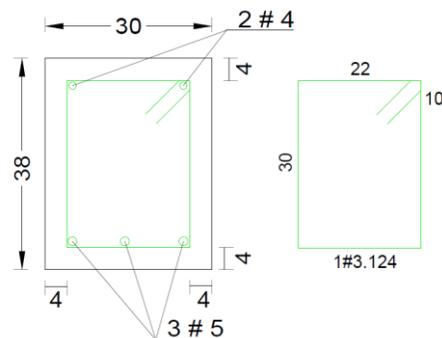


Figura 4.1 Sección transversal típica de las vigas en la experimentación

La simulación de la corrosión en el acero se generó en una longitud de 2.0m centrales de las barras, desbastando el 30% de la sección transversal de las barras con equipo electromecánico tipo pulidora, logrando eliminar los resaltes para adherencia de las barras y pasar de 5.97 cm² a 4.17 cm² de área transversal.

Todas las vigas de la experimentación se fundieron en sentido contrario por facilidad constructiva, por tal motivo en las fotografías que muestran del proceso de construcción, el refuerzo afectado por corrosión se encuentra en la parte superior.

Se planteó entonces para el desarrollo del proyecto, construir 9 vigas de concreto reforzado sometiendo a 6 de ellas a diversos sistemas de reparación y reforzamiento externo con fibras de

carbono CFRP, para finalmente realizar ensayos de flexión y probar las bondades de las reparaciones.

4.1. CARACTERIZACIÓN DE LAS VIGAS

La caracterización de cada una de las vigas que conformaron la experimentación se presenta en la tabla 4.1, en la cual se indica la afectación por corrosión y el sistema de reparación propuesto.

Tabla 4.1 Caracterización de las vigas en la experimentación

No.	Viga	Corrosion del acero		Reparación
		Ubicación	% seccion perdida	
1	VIA	-	-	Viga control - sin deterioro en el acero
2	V1B	2.0m Centrales	30%	Viga control - con deterioro en el acero
3	V1C	2.0m Centrales	30%	Viga control - con deterioro en el acero y seccion de concreto perdida
4	V2	2.0m Centrales	30%	Transferencia de corte horizontal usando solo la adherencia quimica
5	V3	2.0m Centrales	30%	Transferencia de corte horizontal usando solo el perfil de preparacion de superficie
6	V4	2.0m Centrales	30%	Transferencia de corte usando estribos existentes conectados a barras 'L'
7	V5	2.0m Centrales	30%	Transferencia de corte con dovelas 'L' ancladas
8	V6	2.0m Centrales	30%	Transferencia de corte con anclajes mecanicos
9	V7	2.0m Centrales	30%	Transferencia de corte usando los estribos con tuercas soldadas en los extremos

A continuación, se hace una descripción más detallada de cada espécimen, indicando los aspectos más relevantes de cada uno.

4.1.1. Viga VIA

El espécimen no presenta afectaciones por corrosión en el acero ni pérdida del recubrimiento del acero en la zona inferior central del elemento. Se denominó viga control 1 para tomarla como referencia en la evaluación de los sistemas de reparación propuestos. El despiece de construcción de la viga es el mostrado en la figura 4.2.

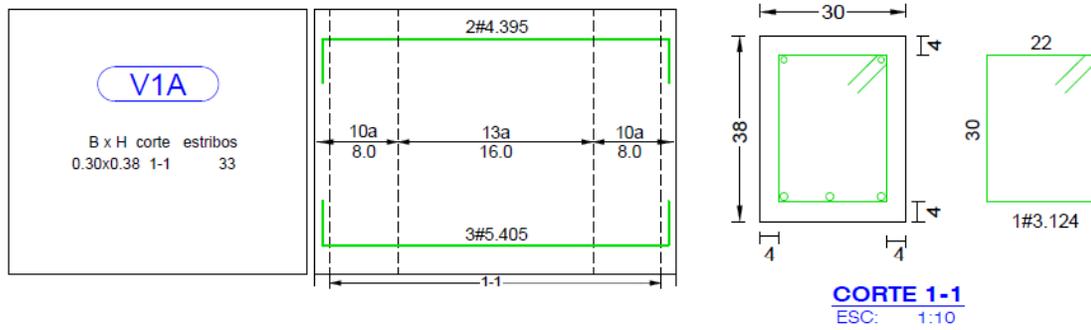


Figura 4.2 Despiece de construcción de la viga V1A

En las fotografías 4.1 y 4.2 se observa el proceso de construcción que se llevó a cabo para la viga V1A, que también fue el mismo para el resto de elementos de la experimentación, en el cual se ejecutaron actividades normales de mezclado, vaciado, vibrado y afinado del concreto.



Fotografía 4.1 Proceso de construcción de la viga V1A



Fotografía 4.2 Proceso de construcción de la viga VIA

4.1.2. Viga VIB

El espécimen presenta corrosión en el acero inferior en 2.0 m centrales del elemento sin pérdida del recubrimiento del acero. Se denominó viga control 2 para constatar la pérdida de resistencia de la viga por la reducción de la sección transversal del refuerzo inferior longitudinal. El despiece de construcción es el mostrado en la figura 4.3.

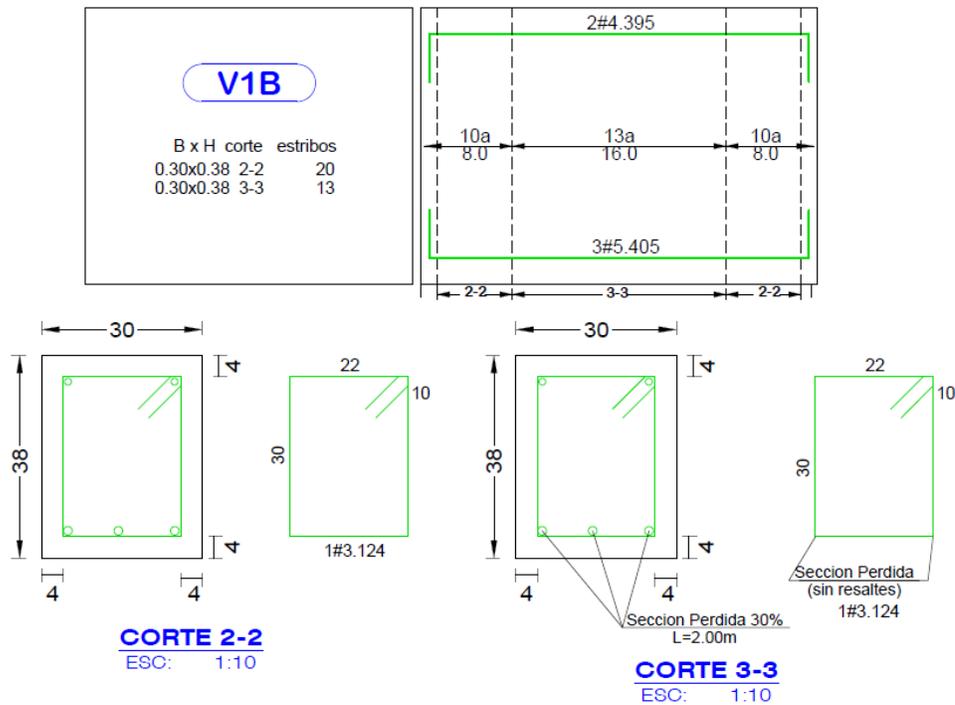


Figura 4.3 Despiece de construcción de la viga V1B

En la fotografía 4.3 se muestra el proceso de construcción de la viga en las cuales se evidencia la pérdida de sección transversal del refuerzo longitudinal inferior. Los estribos que están en la zona afectada por corrosión, aunque no presentaban disminución de la sección transversal, si presentaban pérdida de los resaltes en la cara inferior expuesta.



Fotografía 4.3 Proceso de construcción en la viga V1B

4.1.3. Viga VIC

El espécimen presentó deterioro por corrosión en el acero inferior en 2.0 m centrales del elemento, con pérdida del recubrimiento de concreto. Se tomó como viga control 3 para evaluar la pérdida de resistencia de la viga y la incidencia de la degradación de la sección de concreto en la zona central. El despiece de construcción de la viga es el mostrado en la figura 4.4.

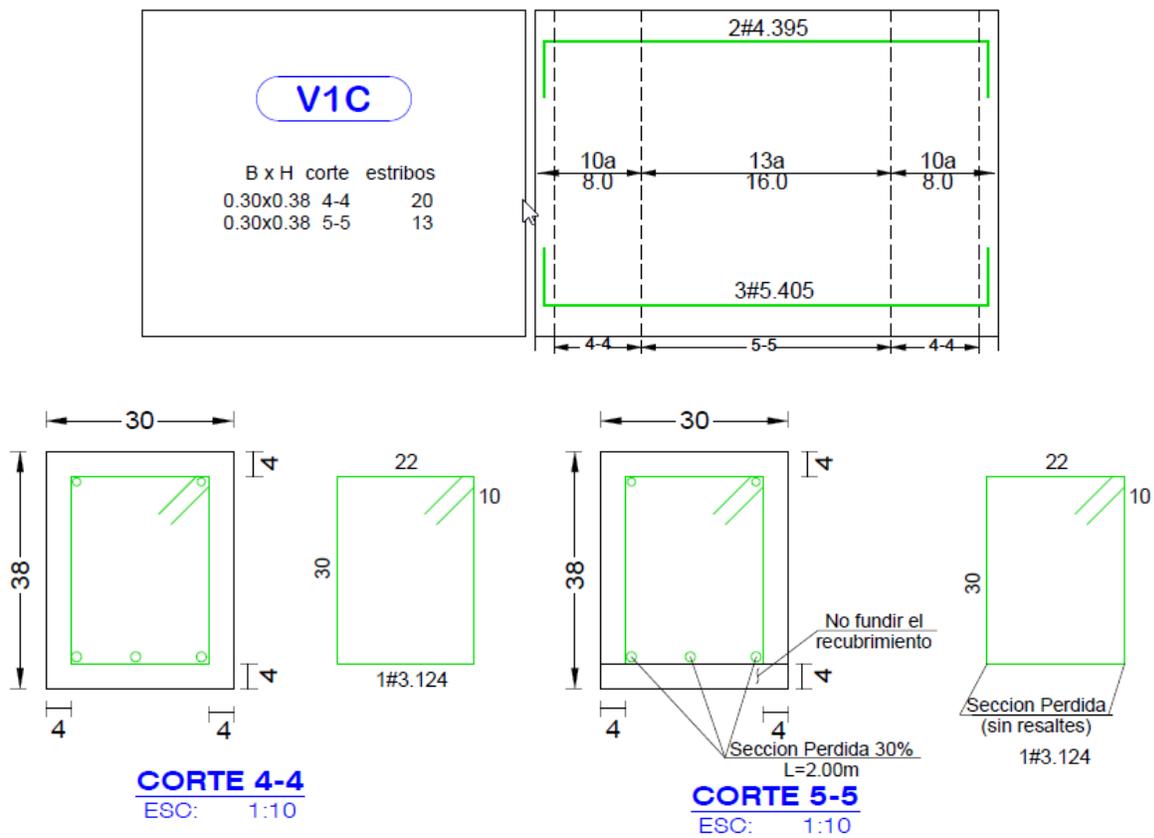


Figura 4.4 Despiece de construcción de la viga VIC

En las fotografías 4.4 y 4.5 se observa tanto la pérdida de sección transversal del acero inferior y de los estribos en la zona afectada por corrosión como la simulación de la pérdida del recubrimiento del acero de la viga.



Fotografía 4.4 Pérdida de los resaltes y sección transversal en los estribos y acero longitudinal



Fotografía 4.5 Estado final de la viga antes de la reparación

4.1.4. Viga V2

El espécimen presentó corrosión del acero en 2.0 m centrales del elemento con pérdida de la rama inferior del estribo y deterioro del recubrimiento de concreto en la misma zona afectada.

El sistema de reparación que se planteó probar fue la transferencia de esfuerzos entre el concreto nuevo y concreto viejo mediante la aplicación de puente de adherencia química con resina epóxica Sikadur-32 Primer. El despiece de construcción y de reparación de la viga es el mostrado en la figura 4.6, en el cual se evidencia que en la zona central del elemento los estribos de construcción que se disponen tienen una altura tal que no participan en la junta de unión de los dos concretos y para la reparación no se considera ningún tipo de tratamiento de la superficie en la unión del concreto existente y de reparación.

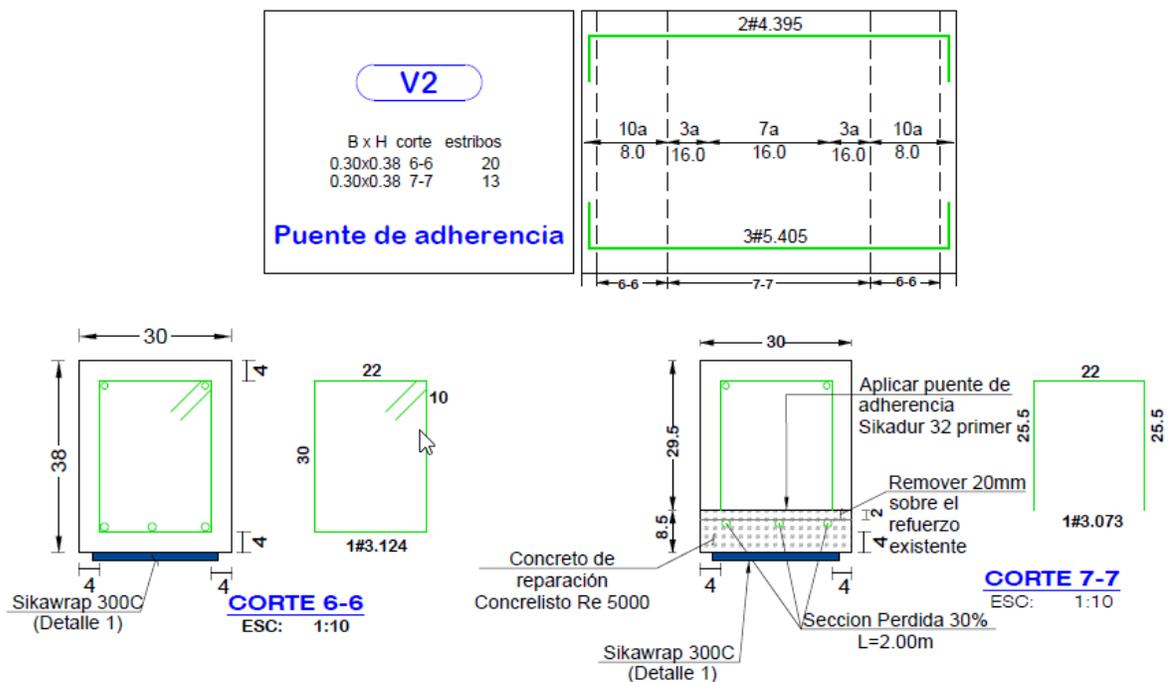


Figura 4.5 Despiece de construcción y reparación de la viga V2

Aunque el ACI-562 hace mención a la necesidad de disponer acero de refuerzo en la interface de unión de dos concretos de diferentes edades cuando los esfuerzos tangenciales son superiores a 0.42 MPa., en este espécimen no se considera la participación del acero de refuerzo para estudiar

el aporte de la adherencia química y poder evaluar el sistema de reparación propuesto como una alternativa en la práctica de reparación de estructuras.

En las Fotografías 4.6, 4.7 y 4.8 se observa el proceso de construcción de la viga hasta el estado final de la simulación de la corrosión y de la pérdida parcial de la sección de concreto, similar a lo realizado para la viga V1C, antes de iniciar el proceso de reparación.



Fotografía 4.6 Aceros longitudinal y transversal afectados por corrosión



Fotografía 4.7 Simulación de la pérdida del recubrimiento del concreto



Fotografía 4.8 Estado final de la viga antes de la reparación.

4.1.5. Viga V3

El espécimen presentó corrosión del acero en 2.0 m centrales del elemento con pérdida de la rama inferior del estribo y deterioro del recubrimiento de concreto en la misma zona afectada.

El sistema de reparación que se planteó probar es la transferencia de esfuerzos entre el concreto nuevo y concreto viejo a partir de la rugosidad o perfil de anclaje equivalente a 0.007m en el concreto existente. De igual manera que en la viga V2, no se siguieron los requisitos del ACI-562 en cuanto a las cuantías de refuerzo en la interface una vez los esfuerzos tangenciales son superiores a 0.42 MPa., para hacer la estimación del aporte de la rugosidad y evaluar el sistema propuesto como una alternativa de reparación.

El despiece de construcción y de reparación de la viga es el mostrado en la figura 4.7, en el cual también se evidencia que en la zona central del elemento los estribos que se disponen no participan en la junta de unión de los dos concretos.

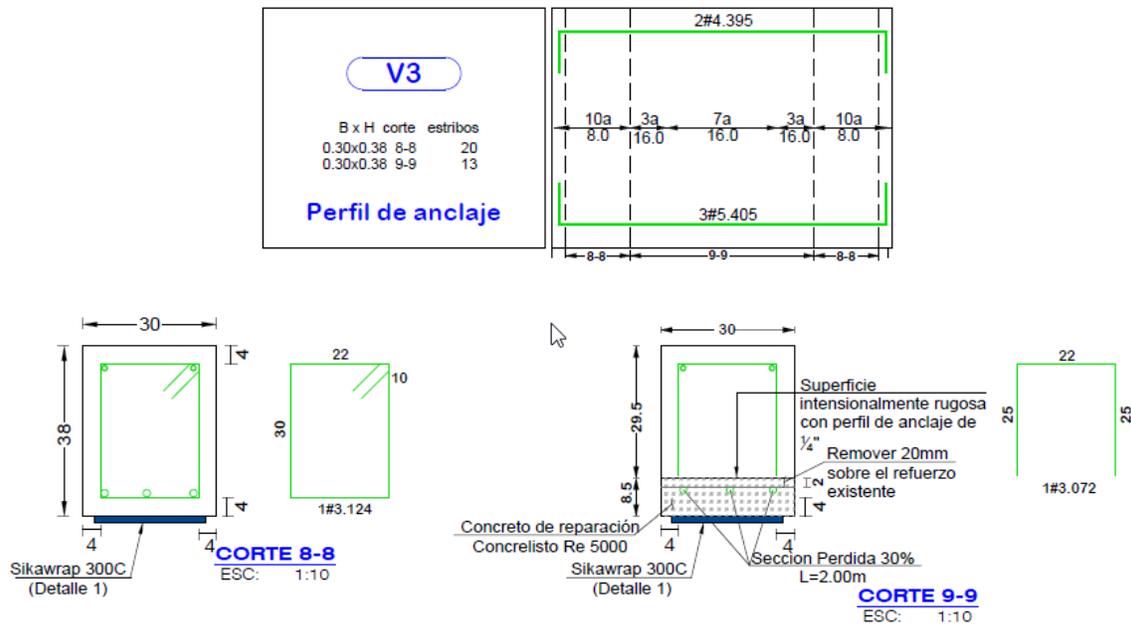


Figura 4.6 Despiece de construcción y reparación de la viga V3

En la fotografía 4.9 se observa la etapa del proceso de construcción de la viga en la cual se evidencia la simulación de la corrosión en el acero longitudinal y transversal. El estado final de construcción es similar al de la viga V2.



Fotografía 4.9 Simulación de la corrosión en la viga V3

4.1.6. Viga V4

El espécimen presentó corrosión del acero en 2.0 m centrales del elemento, involucrando reducción del 30% de la sección transversal del refuerzo inferior con deterioro del recubrimiento del acero y pérdida de la parte inferior del estribo en la zona afectada.

El sistema de reparación que se plantea probar es la transferencia de esfuerzos entre el concreto nuevo y el concreto viejo a partir del reemplazo de la parte perdida del estribo existente mediante uso de acopladores mecánicos atornillados Dayton Bar-Lock Coupler L.

En este espécimen se diseñó la interface de unión de los dos concretos siguiendo los requisitos del ACI 562 dado que los esfuerzos tangenciales son superiores a 0.42 MPa., siendo necesario calcular el acero de cortante por fricción en una superficie no intencionalmente rugosa para cuantificar los estribos perdidos que deben ser recuperados y, finalmente evaluar el sistema propuesto. El diseño del refuerzo en la interface se muestra en el anexo C y el diseño del reforzamiento externo con Sika wrap 300C se muestra en el anexo B.

El despiece de construcción y de reparación de la viga es el mostrado en la figura 4.8, donde se muestra que la parte inferior de los estribos de la zona central de la viga se afectaron por el proceso de corrosión y se reemplazaron mediante el uso de acopladores mecánicos, al igual que el recrecimiento de la base de la sección para poder garantizar un recubrimiento libre mínimo de 0.04m entre la pared del acople y la superficie externa del concreto.

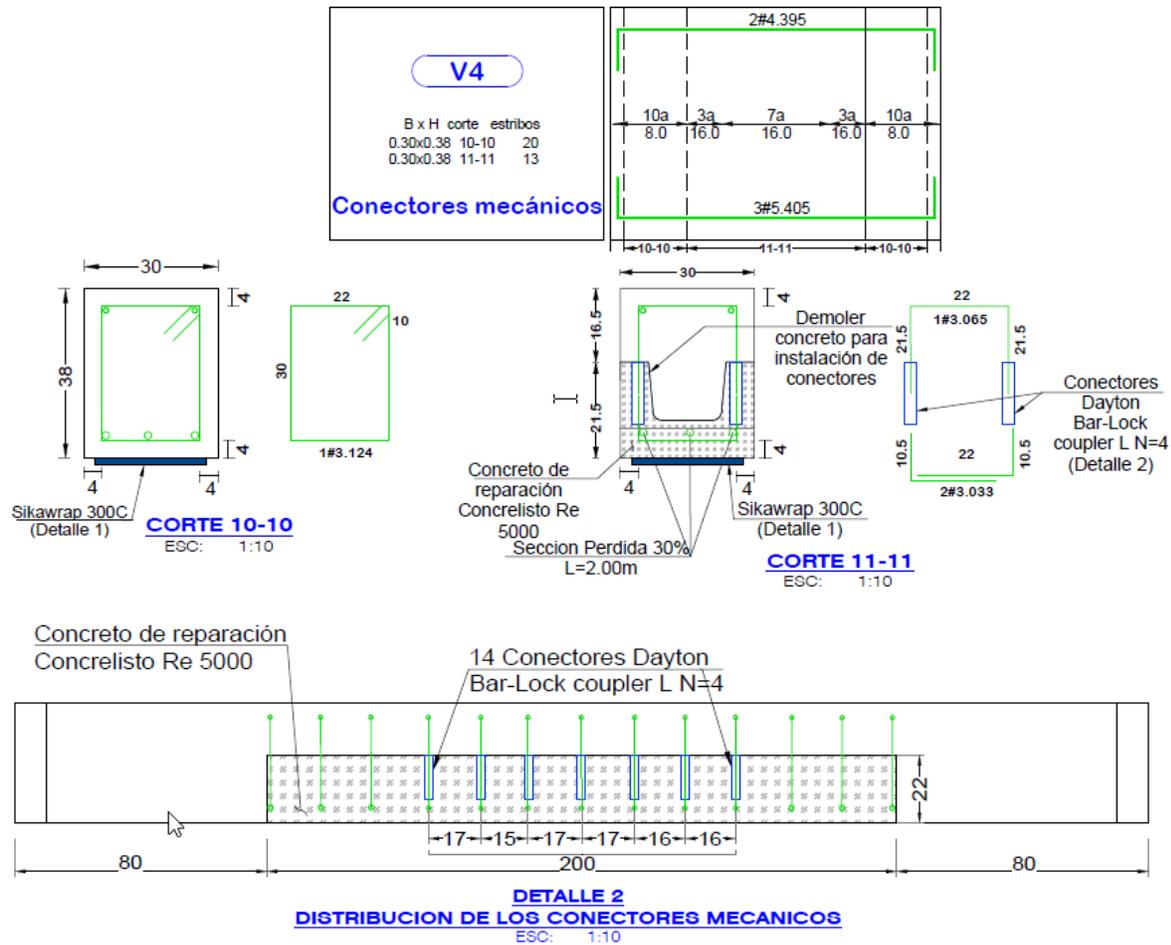


Figura 4.7 Despiece de construcción y reparación de la viga V4

4.1.7. Viga V5

El espécimen presentó corrosión del acero en 2.0 m centrales del elemento, involucrando reducción del 30% de la sección transversal del refuerzo inferior con deterioro del recubrimiento del acero y pérdida de la parte inferior del estribo en la zona afectada.

El sistema de reparación que se planteó probar es la transferencia de esfuerzos entre el concreto nuevo y concreto viejo a partir de la adición de dovelas en L ancladas con resina epóxica en una superficie no intencionalmente rugosa.

En este espécimen se diseñó la interface de unión de los dos concretos siguiendo los requisitos del ACI 562 dado que los esfuerzos tangenciales son superiores a 0.42 MPa., siendo necesario calcular el acero de cortante por fricción en una superficie sin rugosidad especificada para cuantificar los anclajes necesarios y, finalmente evaluar el sistema propuesto. El diseño del refuerzo en la interface y de los anclajes epóxicos se muestra en el anexo D.

El despiece de construcción y de reparación de la viga es el mostrado en la figura 4.9, donde se muestra que la parte inferior de los estribos de la zona central de la viga se afectaron por el proceso de corrosión y no participan en la interface de unión de los dos concretos.

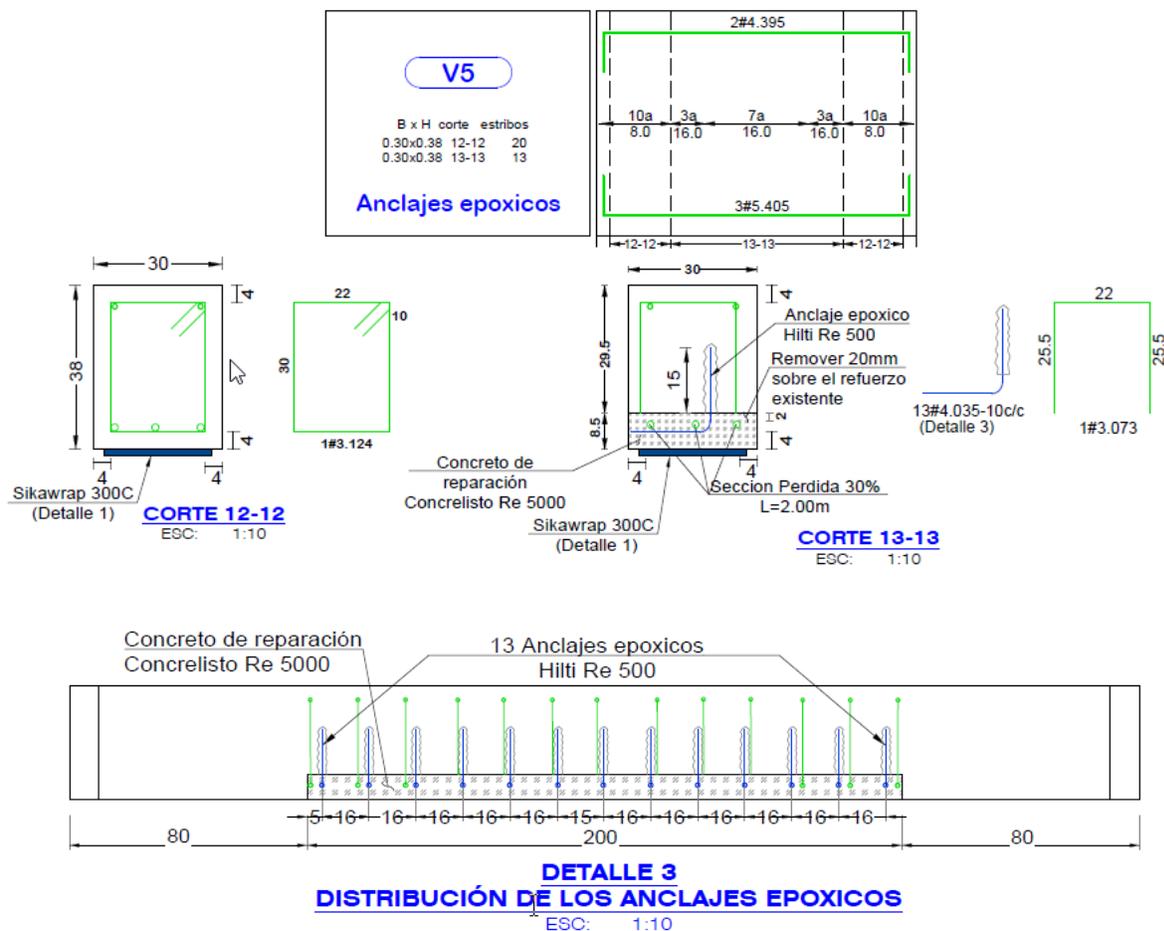


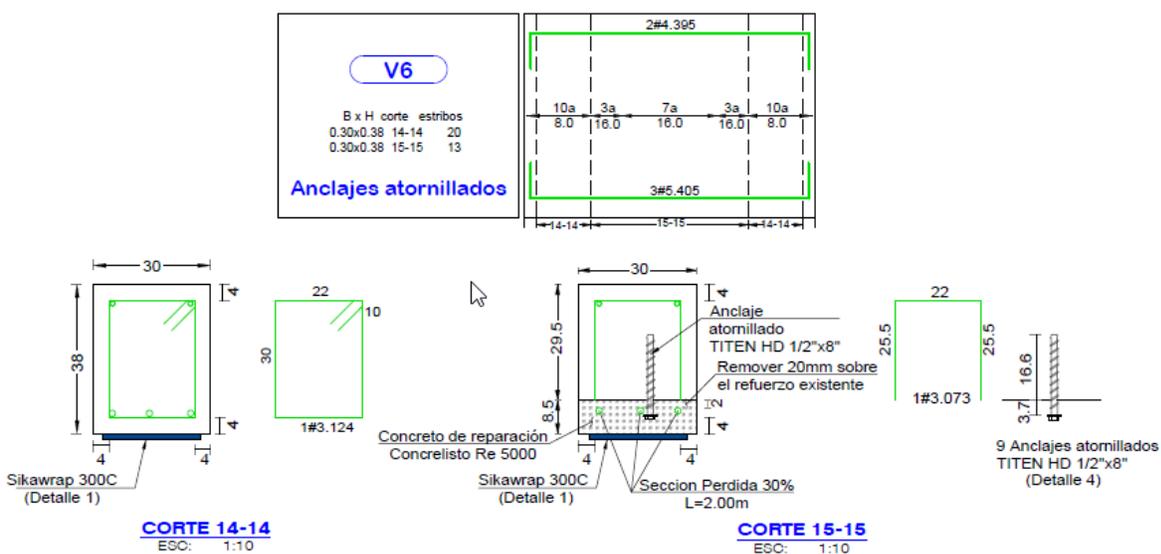
Figura 4.8 Despiece de construcción y reparación de la viga V5

4.1.8. Viga V6

El espécimen presentó corrosión del acero en 2.0 m centrales del elemento, involucrando reducción del 30% de la sección transversal del refuerzo inferior con deterioro del recubrimiento del acero y pérdida de la parte inferior del estribo en la zona afectada.

El sistema de reparación que se plantea probar es la transferencia de esfuerzos entre el concreto nuevo y concreto viejo a partir de la adición de anclajes mecánicos atornillados Strong Tie Titen HD. La junta de unión fue diseñada siguiendo los requisitos del ACI 562 en cuanto a las cuantías de refuerzo en la interface una vez los esfuerzos tangenciales son superiores a 0.42 MPa., garantizando el refuerzo del acero para cortante por fricción y evaluar el sistema propuesto como una alternativa de reparación. El diseño del refuerzo en la junta de unión se muestra en el anexo E.

El despiece de construcción y de reparación de la viga es el mostrado en la figura 4.10, en el cual también se evidencia que en la zona central del elemento los estribos que se disponen no participan en la junta de unión de los dos concretos.



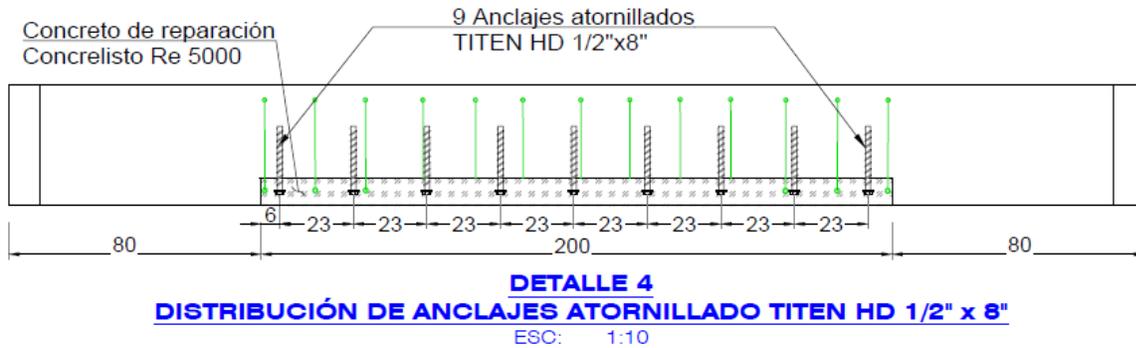


Figura 4.9 Esquema de armado de la viga V6

4.1.9. Viga V7

El espécimen presentó corrosión del acero en 2.0 m centrales del elemento con reducción del 30% de la sección transversal del acero de refuerzo inferior y pérdida del concreto de recubrimiento del acero en la misma zona afectada.

El sistema de reparación que se planteó evaluar fue la transferencia de esfuerzos entre el concreto nuevo y concreto viejo a partir de las ramas verticales de los estribos existentes con tuercas soldadas en los extremos, dada la pérdida de la porción inferior del mismo producto de la corrosión.

El diseño de la interface se hizo con los requisitos del ACI-562, verificando que el acero de refuerzo proporcionado por los estribos existentes fuera suficiente al requerido para el cortante por fricción, una vez que los esfuerzos tangenciales superan 0.42 MPa.

Las tuercas soldadas en los extremos de los estribos buscaban proporcionar el anclaje del estribo en el concreto de reparación. La verificación del sistema se detalla en el anexo C.

El despiece de construcción y de reparación de la viga es el mostrado en la figura 4.11, en la cual se observa que el estribo afectado por corrosión en la zona central participa en la interface de unión de los dos concretos, ya que solo la corrosión afectó la rama inferior del estribo.

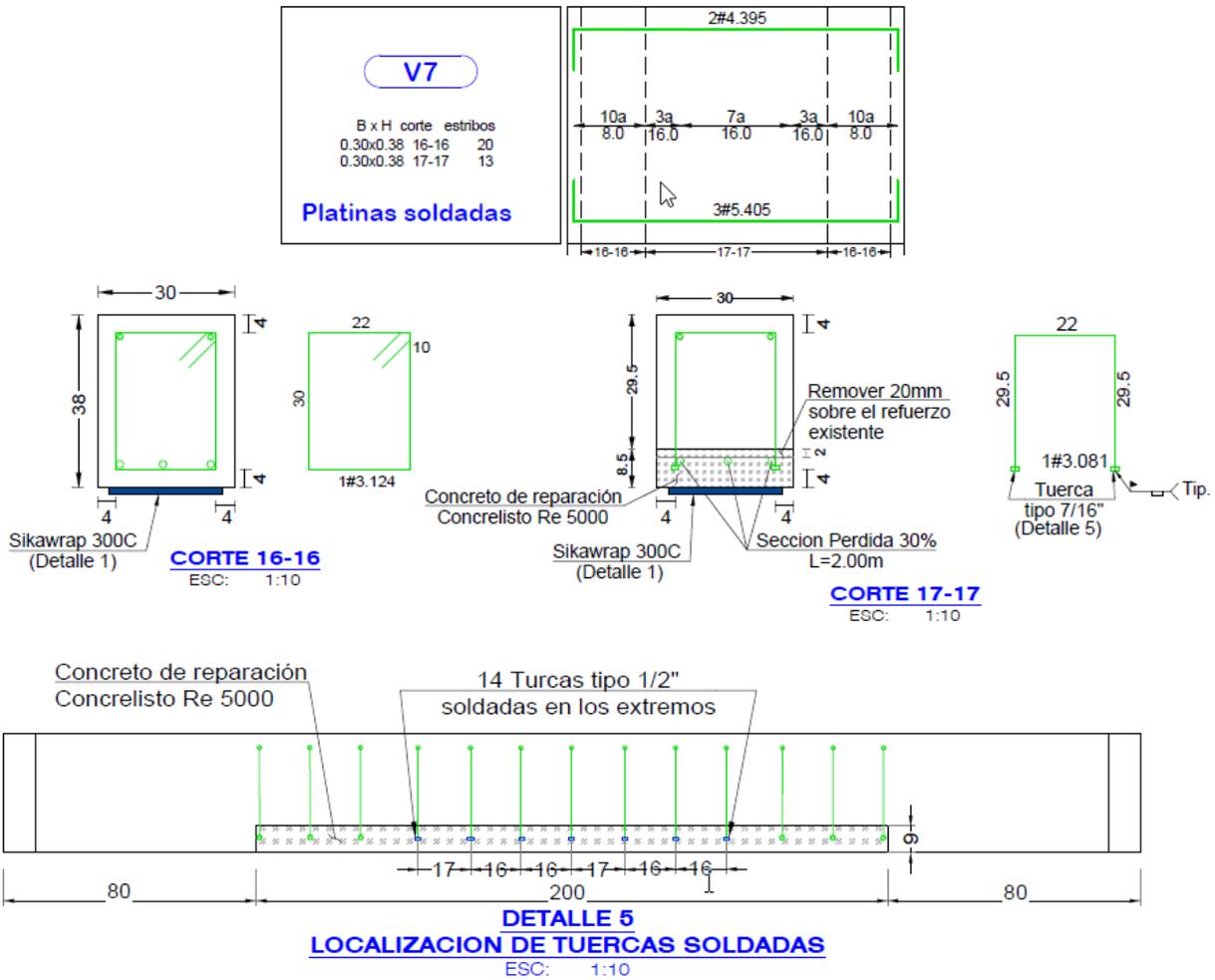


Figura 4.10 Despiece de construcción y reparación de la viga V7

4.2. PROCESO DE REPARACIÓN DE LAS VIGAS

Una vez ejecutada la construcción de las vigas se inició el proceso de reparación e implementación de los sistemas propuestos, siguiendo la recomendación de la guía 310.1R-2008 del ICRI y llevando la siguiente metodología:

4.2.1. Preparación de la superficie

Se removió como mínimo 0.019 m del concreto existente sobre el refuerzo longitudinal en la zona de reparación, para permitir el paso del agregado grueso de la mezcla del concreto de reparación entre las partes, generando superficies irregulares intencionalmente o no intencionalmente rugosas, dependiendo del sistema de reparación ejecutado.

En las fotografías 4.10 a 4.13 se muestra el proceso de preparación de la superficie en las vigas V2 y V4 a V7, en las cuales no se dio una rugosidad especificada.



Fotografía 4.10 Remoción del concreto localizado sobre las barras longitudinales en la viga V2



Fotografía 4.11 Remoción del concreto localizado sobre las barras longitudinales en la viga V4



Fotografía 4.12 Remoción del concreto localizado sobre las barras longitudinales en la viga V6

En la fotografía 4.13 se muestra la preparación de la superficie para la viga V3, en la cual se plantea probar la transferencia de esfuerzos a partir de un perfil de anclaje de 0.007m, generando la rugosidad especificada.



Fotografía 4.13 Remoción del concreto localizado sobre las barras longitudinales en la viga V7

4.2.2. Sistemas de transferencia de esfuerzos

Después de haber preparado la superficie de la zona de la reparación en cada una de las vigas, se ejecutaron los sistemas de transferencia de esfuerzos como se indica a continuación:

En la viga V2 Se aplicó puente de adherencia Sikadur-32 Primer con una dosificación de 600 gr/m² según recomendaciones del fabricante, dejando que alcance una consistencia pastosa antes de continuar con el vaciado del concreto de reparación. En la fotografía 4.13 se muestra la viga una vez aplicado el producto.



Fotografía 4.14 Aplicación del puente de adherencia Sikadur 32 – Primer en la viga V2

En la viga V3 el sistema de transferencia de esfuerzos consistió en la generación del perfil de anclaje de 0.007, el cual se llevó a cabo en la preparación de la superficie.

En la viga V4 se hicieron demoliciones localizadas en las caras laterales de la viga para hacer la instalación de los acopladores y completar el estribo perdido por la corrosión. En las fotografías 4.15 y 4.16 se muestran los trabajos de demolición e instalación de los acopladores Dayton Bar-Lock Coupler L.



Fotografía 4.15 Demoliciones localizadas para la instalación de los acopladores en la viga V4



Fotografía 4.16 Instalación de los acopladores con llaves de torque en la viga V4

En la viga V5 se ejecutó el sistema de reparación propuesto, efectuando las perforaciones y preparaciones de las mismas para la instalación de los anclajes epóxicos. En las fotografías 4.17 a 4.19 se muestran el proceso de las actividades desarrolladas para realizar la reparación.



Fotografía 4.17 Perforaciones para los anclajes epóxicos en la viga V5



Fotografía 4.18 Sopleteado de las perforaciones en la viga V5



Fotografía 4.19 Anclajes epóxicos en la viga V5

En la viga V6 Se instalaron los anclajes atornillados Titen HD \varnothing ½ pulg, realizando perforaciones previas en el sustrato base y actividades de limpieza en las mismas antes de atornillar los anclajes con llave de torque manual.

En las fotografías 4.20 a 4.22 se muestra el proceso de instalación de los mismos.



Fotografía 4.20 Perforaciones para anclajes atornillados en la viga V6



Fotografía 4.21 Sopleteado de las perforaciones en la viga V6



Fotografía 4.22 Sistema completo de transferencia de esfuerzos en la viga V6

En la viga V7 se instalaron tuercas metálicas en los extremos de las ramas de los estribos existentes, con soldadura de tapón y proceso tipo Smaw. En la fotografía 4.23 y 4.24 se observa el proceso de soldadura para fijación de las tuercas a los estribos.



Fotografía 4.23 Proceso de instalación de las tuercas soldadas a los estribos existentes



Fotografía 4.24 Sistema completo de transferencia de esfuerzos en la viga V7

4.2.3. Limpieza del refuerzo

Se realizó limpieza química en el acero de refuerzo afectado por corrosión para eliminar el óxido de la patología presentada, deteniendo el progreso de la misma y garantizando una adecuada

adherencia y transferencia de esfuerzos entre el acero y el concreto. En la fotografía 4.25 a 4.27 se observa el proceso que se llevó a cabo en la reparación en algunas de las vigas.



Fotografía 4.25 Limpieza química del acero afectado por corrosión en la viga V2



Fotografía 4.26 Limpieza química en las barras afectadas por corrosión en la viga V3



Fotografía 4.27 Limpieza química del acero afectado por corrosión en la viga V4

4.2.4. Limpieza de la superficie del concreto

Se efectuó un hidrolavado de la zona afectada de la viga para dejar la superficie limpia, libre de polvo, aceites y residuos de óxido que pudieran afectar la adherencia, antes de fundir el concreto de reparación.

En la fotografía 4.28 se observa el hidrolavado de viga V3, donde es bastante claro el perfil de anclaje de la sección, al ver la zona encharcada de agua producto de la irregularidad de la superficie.



Fotografía 4.28 Encharcamiento de la zona a reparar después del hidrolavado en la viga V3

En las fotografías 4.29 y 4.30 se muestran el proceso de hidrolavado de la zona a reparar en algunas vigas.



Fotografía 4.29 Hidrolavado de la sección afectada por corrosión en la viga V2



Fotografía 4.30 Hidrolavado de la sección a reparar en la viga V4

4.2.5. Recuperación de la pérdida de sección

El concreto que se usó para la reconstrucción de la pérdida de sección en las vigas por la patología, fue un concreto fluido de baja retracción tipo Concrelisto-RE-5000.

En las fotografías 4.31 y 4.32 se muestra el proceso de fundición del concreto de reparación en la viga V2, que fue el mismo proceso seguido en el resto de elementos.



Fotografía 4.31 Vaciado del concreto de relación en la viga V2



Fotografía 4.32 Estado final de la reconstrucción de la viga V2

Para la viga V4 se tuvo que adecuar la formaleta que se venía usando durante el proceso de las reparaciones, para poder hacer el recremento de la sección y garantizar el recubrimiento adecuado en la zona reparada de la viga, como se observa en las fotografías 4.33 y 4.34.



Fotografía 4.33 Recremento de la sección en la viga V4.



Fotografía 4.34 Verificación del recubrimiento de la zona reparada de la viga V4

4.2.6. Curado del concreto

Tan pronto el concreto de reparación alcanzó el tiempo de fraguado inicial se inició el proceso de curado de las vigas, inundando las secciones reparadas entre 4 y 5 veces al día, garantizando que las zonas permanecieran húmedas durante los 15 días siguientes a las reparaciones.

En las fotografías 4.35 y 4.36 se observa el proceso de curado de la zona reparada de las vigas.



Fotografía 4.35 Proceso de Curado de la viga V2



Fotografía 4.36 Proceso de Curado de la viga V3

4.2.7. Reforzamiento externo

Una vez el concreto de reparación alcanzó propiedades mecánicas similares a un concreto de 21.0 MPa. de resistencia a la compresión, se pulieron y nivelaron las caras inferiores de las vigas para proceder a instalar del sistema de reforzamiento externo con fibras poliméricas CFRP SikaWrap 300C cuyo diseño se presenta en el anexo B, previa evaluación de la adherencia del sustrato con ensayos de Pull-off, en los cuales se encontró valores promedios entre 0.17 y 0.20 MPa. de resistencia a la tensión con falla del concreto base.

En las fotografías 4.37 y 4.38 se observa el proceso de impregnación de las fibras de carbono con la resina epóxica Sikadur-301 y la instalación de la misma en la viga.



Fotografía 4.37 Preparación de las fibras de carbono



Fotografía 4.38 Instalación de las fibras de carbono en la viga V2

En la fotografía 4.39 y 4.40 se muestran los procesos de extracción de las burbujas de aire presentes entre la fibra la de carbono y la resina de impregnación, instalación del CFRP y estado final de las vigas reforzadas.



Fotografía 4.39 Extracción de las burbujas de aire en la pega de la fibra de carbono



Fotografía 4.40 Estado final de la reparación de la viga V3 y V4

4.3. VARIABLES A ESTUDIAR

Una vez caracterizadas, construidas y reparadas cada una de las vigas de la experimentación, se establecieron las variables y las acciones de seguimiento que dieron respuestas a los objetivos propuestos en la investigación, enfocando específicamente el estudio en evaluar la respuesta a la flexión, respuesta de la interface de unión concreto – concreto y el comportamiento del

reforzamiento externo en elementos afectados por la corrosión y rehabilitados a flexión con diversos sistemas de transferencia de esfuerzos entre el concreto existente y el concreto de reparación, como los propuestos en esta tesis.

4.3.1. Capacidad a flexión

Se establecieron las curvas de momento resistente vs deflexiones de todas las vigas de la experimentación incluyendo las vigas control, para hacer la comparación de la pérdida de resistencia como consecuencia de la corrosión, evaluar la eficiencia de los sistemas de reparación propuestos y observar la linealidad del comportamiento hasta el momento de fluencia y poder comparar los resultados con los obtenidos por medio de la teoría de la flexión y disposiciones del ACI 440 para el reforzamiento con fibras poliméricas.

4.3.2. Modos de falla en la unión concreto – concreto

Durante la ejecución de los ensayos se llevó a cabo una inspección muy detallada de las interfaces de unión concreto – concreto de las vigas reparadas, verificando el comportamiento de las mismas ante el incremento de las cargas y estableciendo el instante de aparición de la primera fisura, que indicaba el desplazamiento relativo entre el sustrato base y material de reparación, que hipotéticamente conduciría una reducción en la resistencia del elemento según lo encontrado por diferentes autores.

4.3.3. Modos de falla del CFRP

Al igual que en unión junta de unión del concreto existente – concreto de reparación, también se hizo una inspección visual del comportamiento del reforzamiento externo con CFRP, buscando establecer durante todos los ciclos de carga la aparición de las fallas, ya sean por delaminación,

desprendimientos o ruptura del sistema una vez alcanzada la máxima capacidad de carga a flexión de las vigas reparadas.

4.3.4. Configuración del ensayo

La evaluación del comportamiento de los sistemas de reparación se llevó a cabo mediante ensayos de flexión hasta la rotura, con cargas aplicadas en los tercios de la luz libre entre apoyos de las vigas. El equipo empleado fue una maquina universal de ensayos como la mostrada en la fotografía 4.41, en la cual se aplicó la carga de manera contralada, estableciendo un método y una velocidad de aplicación de la misma. El montaje para la realización del ensayo es el indicado en la figura 4.11.



Fotografía 4.41 Maquina universal usada para los ensayos

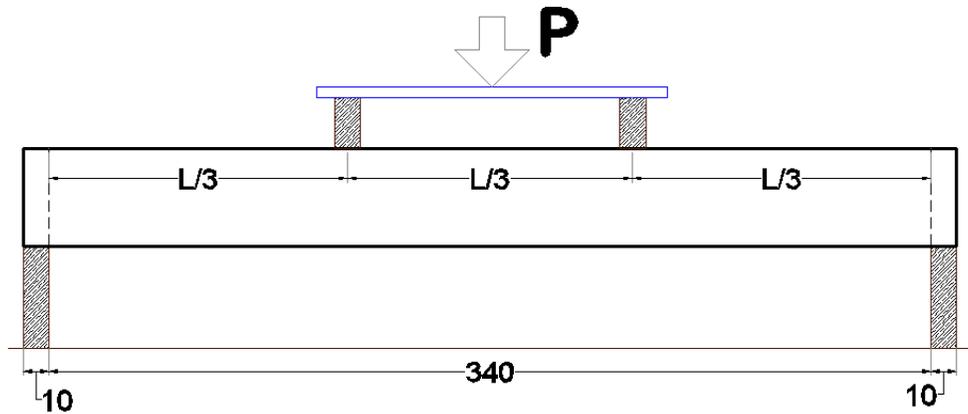
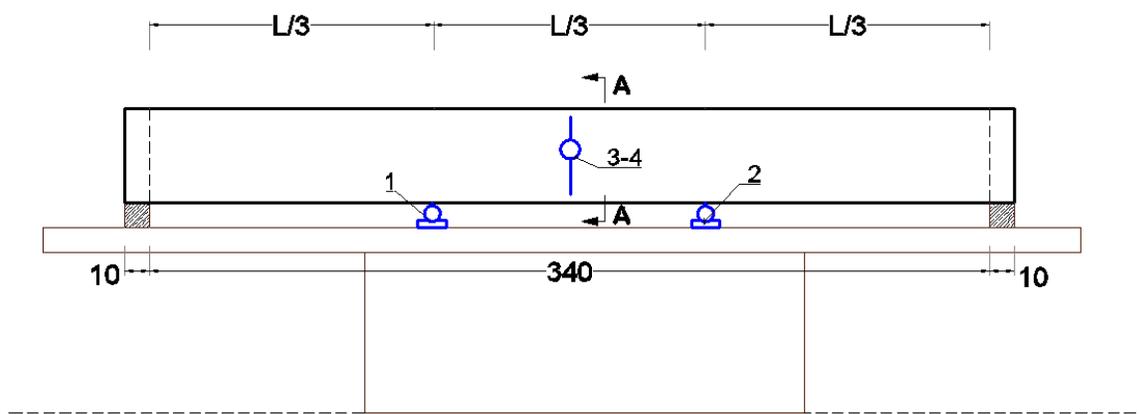


Figura 4.11 Esquema del montaje del ensayo

4.4. INSTRUMENTACIÓN

Los desplazamientos y deformaciones unitarias presentadas en las vigas durante el desarrollo de los ensayos se registraron manualmente y mediante el uso de un Equipo de Adquisición de Datos, usando elementos de medición como deformímetros mecánicos, LVDT, y galgas eléctricas.

Se instalaron 4 deformímetros para cada viga, uno en cada tercio de la luz y dos en el centro de la luz, para establecer las deflexiones de la viga. En la gráfica 4.12 se muestra la ubicación de los deformímetros en las vigas.



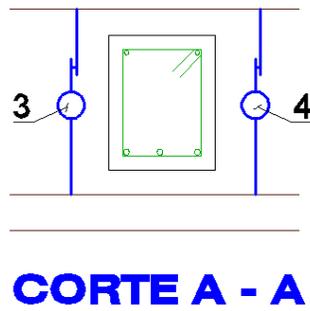


Figura 4.12 Ubicación de los deformímetros mecánicos en las vigas

Los LVDT se instalaron bajo los apoyos de las vigas en el ensayo, uno en cada extremo para medir los desplazamientos verticales en estos puntos y poder determinar posteriormente la deformación total en las vigas. Los registros de los LVDT fueron capturados con equipo de adquisición de datos.

En el tercio central de las vigas se instalaron 4 galgas eléctricas para poder establecer y comparar los niveles de deformación y de esfuerzos que se generan en la zona de máximo momento

En la gráfica 4.13 se muestra la ubicación de las galgas distribuidas en el acero de refuerzo inferior, superficie del concreto y fibra de carbono.

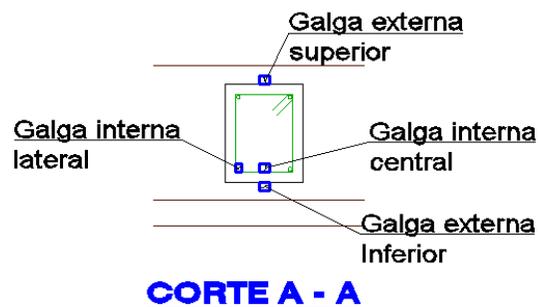


Figura 4.13 Ubicación de las galgas en las vigas

Para las vigas V1A, V1B y V1C, la galga inferior se instaló directamente sobre el concreto, mientras que para el caso de las vigas reforzadas se instaló sobre la fibra de carbono.

En la gráfica 4.14 se muestra el esquema de la instrumentación en las vigas para la captura de la información durante los ensayos.

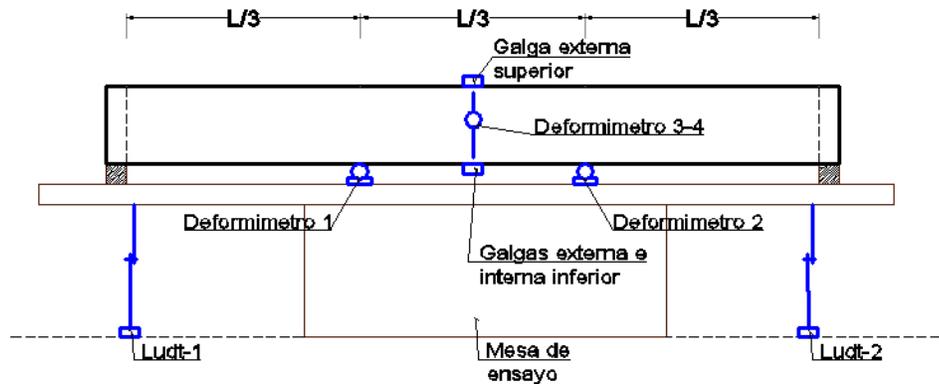


Figura 4.14 Esquema de la instrumentación

4.4.1. Aplicación de carga

El protocolo de carga que se ejecutó durante los ensayos se estableció con base en la evaluación previa de las capacidades teóricas a flexión que se muestra en el anexo A, estableciendo 3 ciclos de carga y descarga, iniciando desde una precarga hasta llevar el elemento estructural hasta la falla, haciendo lecturas de la deformación cada 0.5 N de carga. En la tabla 4.2 se muestra los valores de carga y descarga en cada ciclo del ensayo.

Tabla 4.2 Ciclos de Carga y Descarga

	PROTOCOLO DE CARGA		
	P inicio	P final	P descarga
	kgf	kgf	kgf
1er Ciclo	850	2500	850
2do Ciclo	850	6800	850
3er Ciclo	850	13600	850
4to Ciclo	850	P falla	

El primer ciclo se llevó a cabo desde la precarga hasta la carga de fisuración del concreto, se mantuvo sostenida la carga durante 60 segundos y se inició la descarga hasta llegar a la carga inicial.

El segundo ciclo se inició desde la precarga hasta la carga que produce el 50% de fluencia, se mantuvo la carga sostenida durante 60 segundos y se inició nuevamente la descarga hasta la carga inicial.

El Tercer ciclo también inicio desde la precarga y se llevó hasta la carga de fluencia, igualmente se mantuvo sostenida la carga durante 60 segundos y se inició la descarga hasta la carga inicial.

Una vez terminado el tercer ciclo, se continuó el proceso de carga, pero esta vez hasta la falla del elemento, tomando registros de las deformaciones cada 0.25 N una vez se supera el esfuerzo de fluencia en la viga.

5. RESULTADOS

Una vez se logró ejecutar con éxito todo el programa experimental que se describió en detalle en el capítulo 4 de este documento, se procedió a realizar el procesamiento de los datos capturados en la ejecución de los ensayos e inspección de las fallas presentadas en las vigas.

A continuación, se hace la descripción de los resultados encontrados de acuerdo con las variables a estudiar que se establecieron en el programa experimental.

5.1. CAPACIDAD A FLEXIÓN

Dada la similitud de los resultados de todos los elementos ensayados, se construyó la gráfica 5.1 para observar la curva de momento vs deflexión de las vigas control V1A, V1B y V1C y en la gráfica 3.2 las curvas de los elementos rehabilitadas y reforzadas con CFRP.

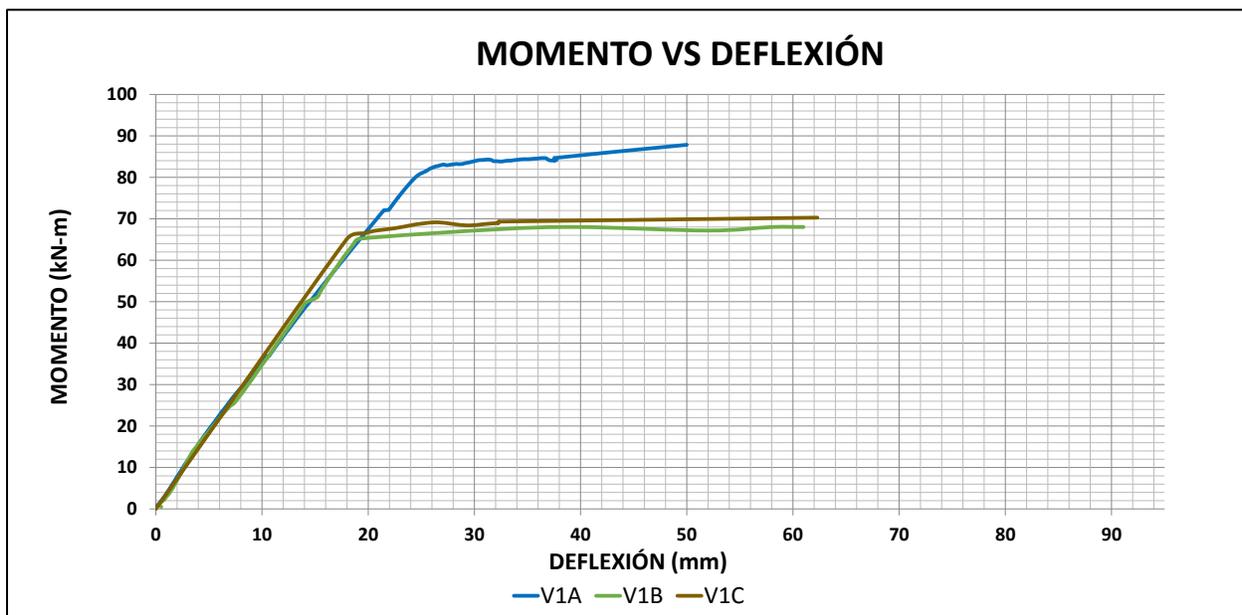


Figura 5.1 Curva Momento vs Deflexión de las vigas control

La viga V1A que fue construida en condiciones ideales y que no tenía problemas de corrosión del acero, presentó un momento de fluencia de 80.0 kN-m (141.1 kN), muy cercano a 76.8 kN-m (135.4 kN) que es el valor teórico calculado por medio de la teoría de la elasticidad expuesto en el anexo A.

Las vigas V1B y V1C que fueron construidas simulando la corrosión y considerando la pérdida del recubrimiento en el segundo espécimen, presentaron momentos de fluencia bastante similares alrededor de 65.0 kN-m, que es 23% mayor a lo esperado por la teoría de la elasticidad como se muestra en el anexo A.

Con los resultados obtenidos de las vigas V1B y V1C es indudable que con los 2.0m de longitud de acero afectado por la corrosión, se presentó un mecanismo implícito que no deja que las vigas representen adecuadamente la teoría de la flexión y además, para el caso de la viga V1C fue indiferente la pérdida del recubrimiento del concreto en los 2.0 m centrales de la parte inferior de la viga

A nivel de las deflexiones, cuando se produjo el momento de fluencia en la viga V1A las deformaciones fueron de 0.024m, muy parecidas a las de las vigas V1B y V1C que alcanzaron deformaciones de 0.020m. Después de la fluencia del acero las vigas se siguieron deformando hasta la falla alcanzando deformaciones de 0.050m para la viga V1A y 0.061m para las vigas V1B y V1C; corroborando lo expuesto por varios autores que encontraron entre los efectos de la corrosión en vigas de concreto reforzado, el incremento de las deflexiones; pero detallando que el efecto es notario en la zona plástica de las deformaciones.

En la gráfica 5.2 se muestra la curva de momento vs deflexión de las vigas rehabilitadas y reparadas con CFRP, las cuales presentan un comportamiento bastante similar tanto desde el punto de vista de la capacidad de carga como de las deflexiones presentadas.

Las curvas de ensayo de las vigas presentan una porción rectilínea hasta la zona estimada como de fluencia, muy similar a lo encontrado en las vigas control y posterior a esta etapa se presentó un cambio de pendiente en las curvas hasta la falla.

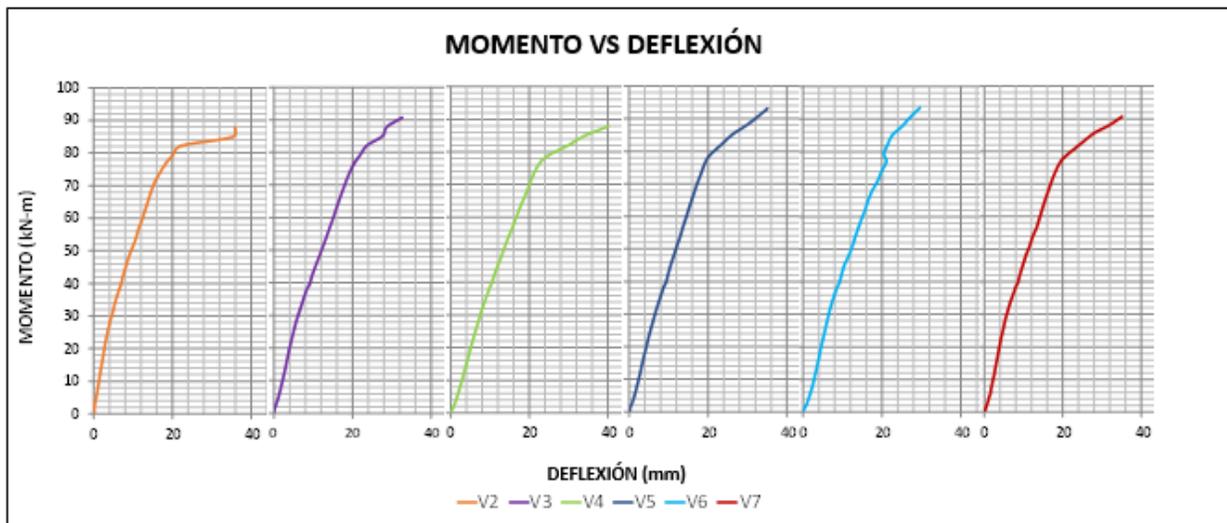


Figura 5.2 Curva Momento vs Deflexión de las vigas rehabilitadas

Los momentos de fluencia de las vigas reparadas y reforzadas están alrededor de 76.0 kN-m (134.1 kN) y 80 kN-m (141.1 kN), que responde al pie de la letra a lo calculado teóricamente con las disposiciones del ACI-440-2008 mostrado en el anexo B.

A pesar de la similitud de los momentos resistentes de las vigas, el comportamiento de la viga V2 después de la zona de fluencia llama un poco más la atención, dado que la pendiente en esta zona es más pronunciada en comparación al resto de las vigas rehabilitadas y reforzadas, con una tendencia más parecida a la viga control V1A.

Aunque es evidente que se pudo constatar de manera experimental las disposiciones del ACI-440, los resultados encontrados no dejan conformes al autor y al grupo de investigadores que colaboraron con el desarrollo del proyecto, dado que se esperaba que por lo menos las vigas V2 y V3 presentarían un momento de fluencia inferior a los 80.0 kN-m, similar a 65.0 kN-m que exhibieron las vigas control V1B y V1C, donde se intuía que no habría transferencia de esfuerzos entre los concretos puestos en diferentes etapas, ya que solo presentaban un tratamiento de la interface de unión “concreto existente – concreto de reparación” consistente en la aplicación de adherencia química y perfil de anclaje de la superficie de 0.007m de amplitud, sin la inclusión de refuerzo en la unión.

Las vigas V4, V5, V6 y V7, a pesar de tener diferentes detallados del refuerzo en la interface de unión concreto existente – concreto de reparación, exhibieron capacidades de momento resistente igualmente muy similares, confirmando que si hubo transferencia de esfuerzos de la porción de concreto restaurado al concreto existente.

A nivel de las deflexiones, cuando se presentó el momento de fluencia estas estaban alrededor de 0.02m y solo para la viga V4 las deflexiones fueron ligeramente mayores llegando a 0.023m, que son valores muy similares a los encontrados para las vigas control, dejando ver que con el reforzamiento externo se logran igualar las condiciones iniciales de diseño de los elementos estructurales.

Desde el punto de vista de la capacidad de carga de las vigas se logró el objetivo del proyecto, que consistía en rehabilitar unas vigas que habían sido afectadas por corrosión y que se debían llevar a sus capacidades de carga resistente para las cuales habían sido diseñadas originalmente,

evaluando una serie de sistemas de reparación para la interface de unión concreto existente – concreto de reparación.

5.2. DEFORMACIONES UNITARIAS EN LOS MATERIALES

En la gráfica 5.3 y 5.4 se muestra las curvas momento vs deformación unitaria del concreto en compresión y del acero en tensión de las vigas control V1A y V1C respectivamente. No se muestran las curvas para la viga control V1B, dado que no se reportaron lecturas de la galga instalada, que se presume no funciono durante el ensayo.

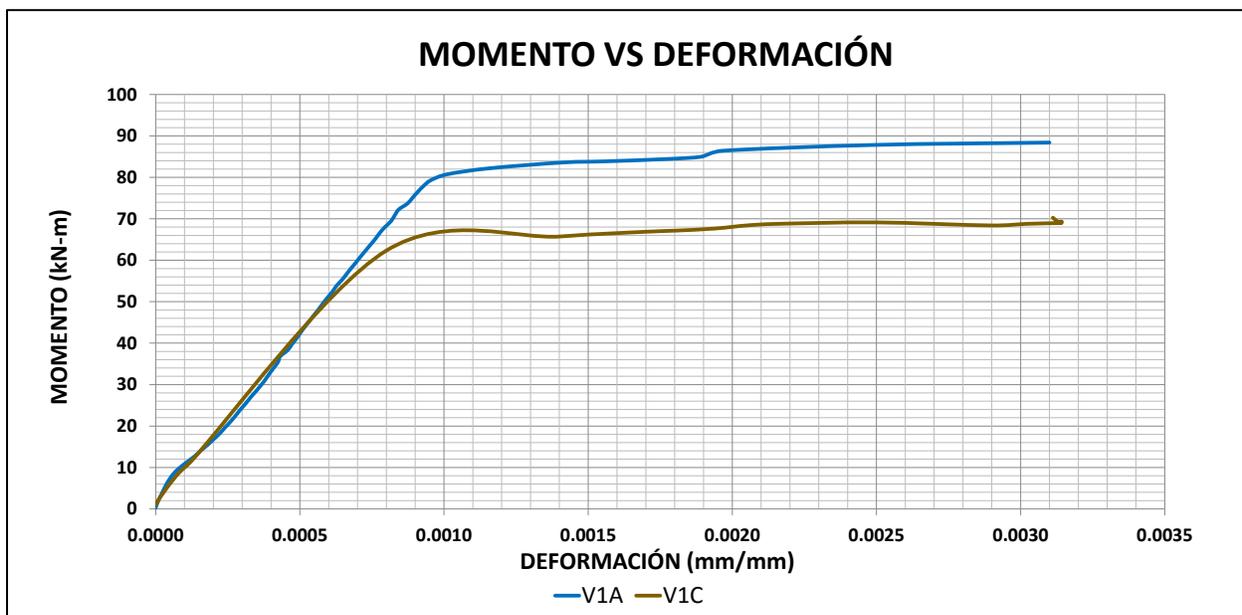


Figura 5.3 Curva Momento vs Deformación unitaria del concreto en compresión de las vigas control

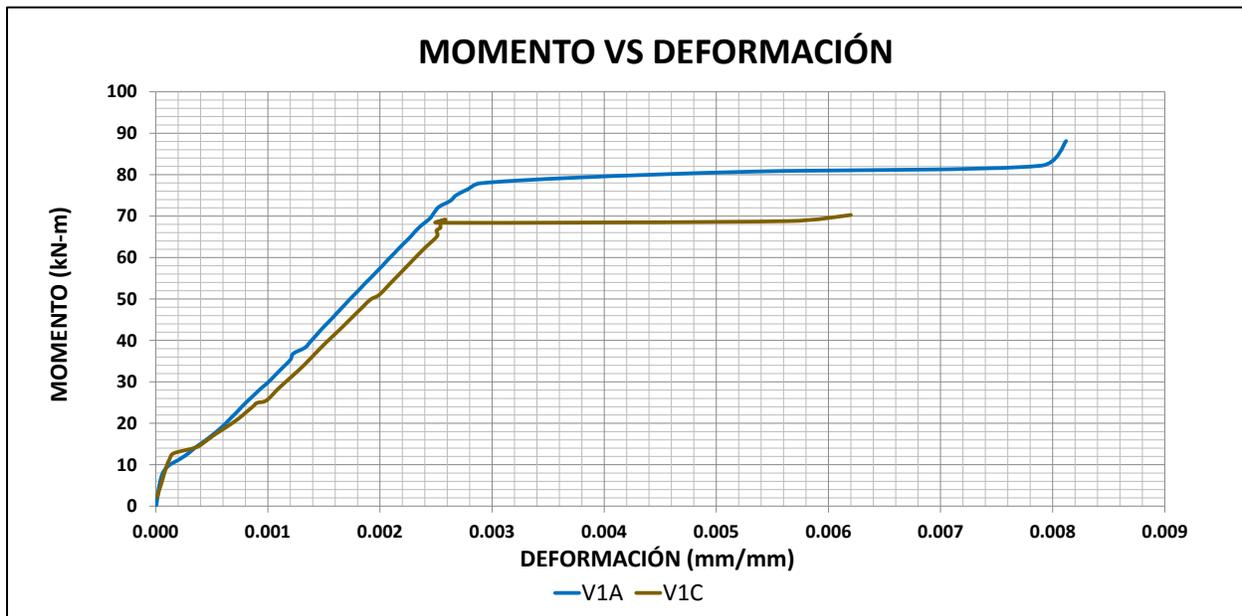


Figura 5.4 Curva Momento vs Deformación unitaria del acero en tensión de las vigas control

La deformación unitaria en el concreto en el instante de fluencia del acero para la viga V1A fue $\epsilon_c=0.00095$ y en el instante de falla $\epsilon_c=0.003$. Para el caso del acero en tensión, la deformación unitaria en fluencia fue $\epsilon_s=0.0028$ y la deformación de rotura $\epsilon_s=0.0080$

Para la viga V1C la deformación unitaria en el concreto en el instante de fluencia del acero fue $\epsilon_c=0.00098$ y en el instante de falla $\epsilon_c=0.0031$. Para el acero en tensión, la deformación unitaria en fluencia fue $\epsilon_s=0.0026$ y la deformación de rotura $\epsilon_s=0.0062$

Las deformaciones unitarias tanto del acero en tensión como del concreto en compresión encontradas experimentalmente para las vigas control en los instantes de fluencia y rotura representan adecuadamente los valores encontrados numéricamente por medio de la teoría de la flexión, corroborando por qué para el diseño de elementos a flexión se usa un factor de reducción de resistencia $\phi=0.90$.

En la gráfica 5.5 se muestra las curvas momento vs deformación unitaria del concreto en compresión de las vigas rehabilitadas V2, V3, V4, V5, V6 y V7.

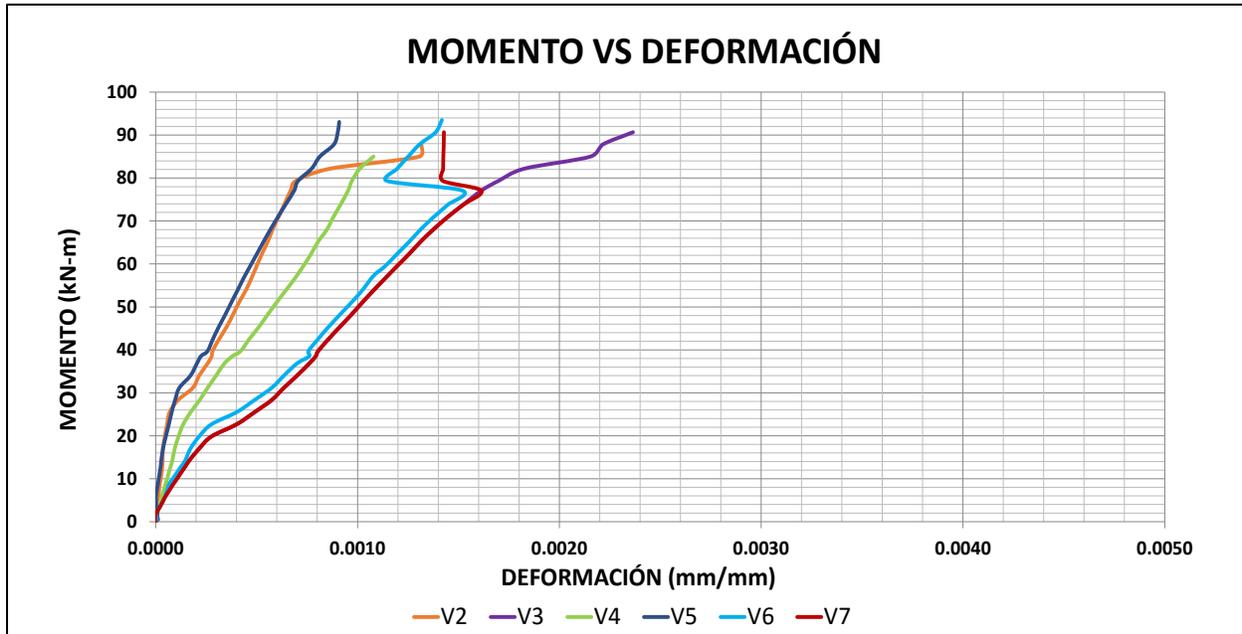


Figura 5.5 Momento vs Deformación unitaria del concreto en compresión de las vigas rehabilitadas

De acuerdo con los resultados encontrados en la experimentación, se observa que las deformaciones unitarias en el concreto de vigas se pueden agrupar en 3 grupos: En el primer grupo están las vigas V2 y V5 que tienen una deformación unitaria para el instante de fluencia $\epsilon_c=0.0007$, para el segundo grupo las vigas V3, V6 y V7, donde la deformación unitaria en fluencia $\epsilon_c=0.0016$ y en el tercer grupo la viga V4 que presentó una deformación unitaria intermedia entre los otros dos grupos de $\epsilon_c=0.0009$.

A la luz de los resultados obtenidos electrónicamente, la mayoría de estos no se correlacionan adecuadamente con lo que se esperaba por medio de cálculos manuales presentados en el anexo B, a excepción de los presentados por las vigas V3, V6 y V7 que presentan una deformación unitaria $\epsilon_c=0.0016$, similar a la esperada $\epsilon_c=0.0019$.

Igualmente, con los resultados obtenidos no se evidencia una falla del concreto en compresión en ninguna de las vigas en el final del ensayo, lo más cercano que se presentó fue en la viga V3 que tuvo $\epsilon_c=0.0024$.

En la gráfica 5.6 se puede ver la curva de momento vs deformación unitaria del acero en tensión de las vigas rehabilitadas, en la cual se ve un comportamiento bastante homogéneo en todos los casos, a excepción de la viga V3 que presentó un poco más de deformación.

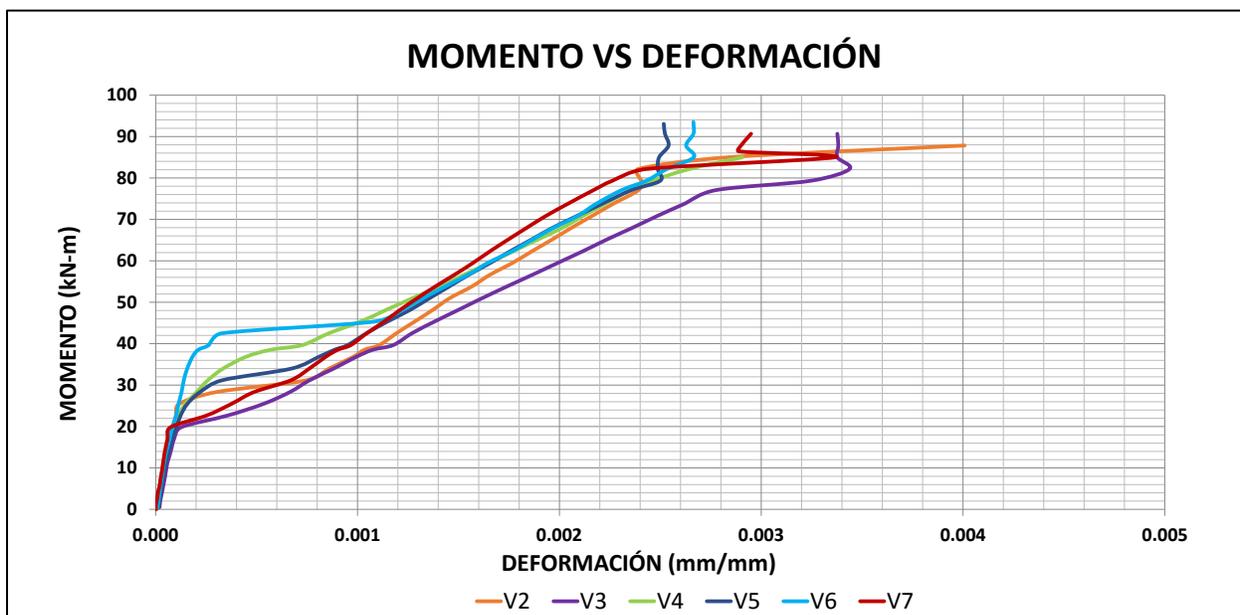


Figura 5.6 Curva momento vs deformación unitaria del acero en tensión de las vigas rehabilitadas

Para el momento de fluencia, las vigas V2, V4, V5, V6 y V7 tienen una deformación unitaria del acero en tensión $\epsilon_s=0.0024$, mientras que para la viga V3 $\epsilon_s=0.0028$.

Los resultados encontrados de la deformación unitaria del acero son similares a lo que se esperaba numéricamente en el anexo B, teniendo pequeñas variaciones que se pueden atribuir a la no certeza del esfuerzo de fluencia del acero implementado en la experimentación, dado que en ensayos previos en el acero de refuerzo, se pudo constatar que $F_y=420$ MPa, pero en pruebas

posteriores al realizar el ensayo de tensión en el acero de refuerzo, se encontró $F_y=445$ MPa. Las deformaciones unitarias ϵ_s dejan ver que en las vigas fluyó el acero de refuerzo evidenciándose en una falla dúctil.

En la gráfica 5.7 se observa la curva de momento vs deformación unitaria del reforzamiento externo CFRP para las vigas rehabilitadas, mostrando un comportamiento similar para todas las vigas, a excepción de la viga V6 que difiere en su comportamiento antes de llegar a la fluencia.

Para las vigas V4 y V6 la de formación unitaria del CFRP es $\epsilon_f=0.0032$, para las vigas V3 y V5 $\epsilon_f=0.0036$, para la viga V7 es $\epsilon_f=0.0040$ y para la viga V2 $\epsilon_f=0.0046$.

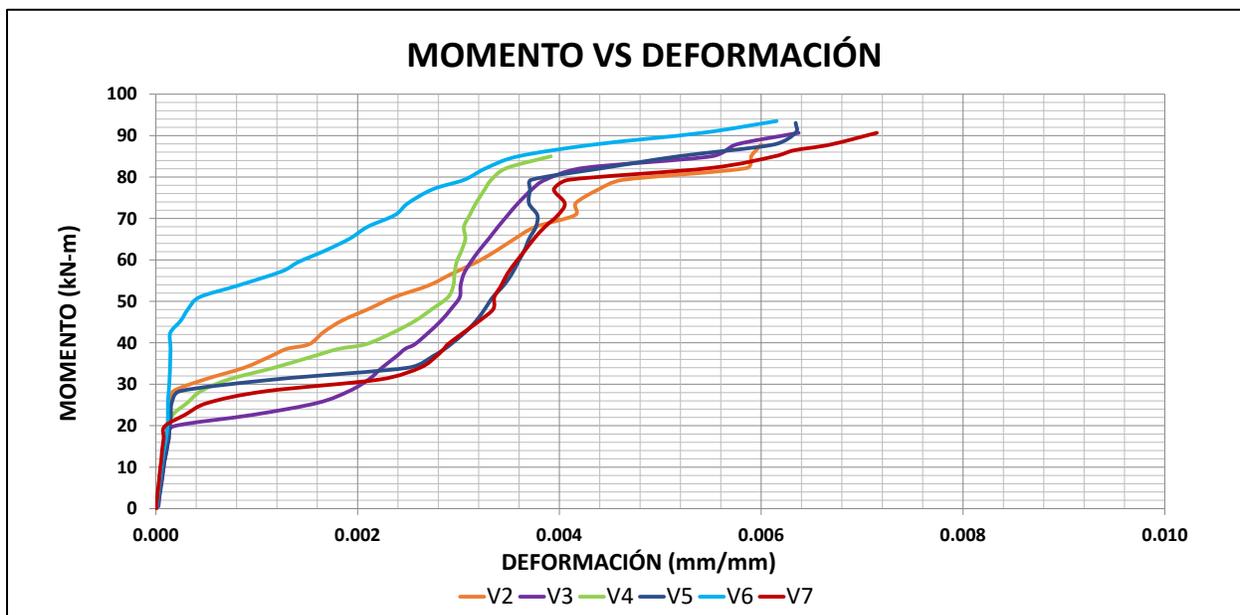


Figura 5.7 Curva momento vs deformación unitaria del FRP de las vigas rehabilitadas

Ninguno de los casos se ajusta a lo calculado numéricamente en el anexo B, donde se esperaba que la deformación del CFRP para el momento de fluencia $\epsilon_f=0.0090$. Igualmente, de acuerdo a los datos de la experimentación en ninguna viga el sistema de reforzamiento externo alcanzó la deformación última de rotura, que se estimaba $\epsilon_{fu}=0.015$.

5.3. MODOS DE FALLA DE LOS ESPECÍMENES

A continuación, se muestran los esquemas de fisuración obtenidos de cada espécimen en la experimentación, proponiendo una escala de colores para la identificación de las fisuras en los diferentes niveles de cargas. En color verde se indican las fisuras que aparecieron cuando las cargas eran inferiores 69.0 kN (50% de la carga de fluencia que se tenía estimada en 135.0 kN), en color azul se indica el rango entre 69.0 kN a 135.0 kN y en el color rojo las cargas superiores a 135.0 kN hasta 160.0 kN, que fue la carga máxima que se presentó en todos los elementos ensayados.

En la figura 5.8 muestra la fisuración que presentó la viga control V1A. Cuando el momento en la viga alcanzó el 50% del momento de fluencia equivalente a 38.3 kN-m (69.0 kN), las fisuras se mantuvieron en la parte inferior de la viga alcanzando longitudes de 0.10m y, posteriormente con el incremento de las cargas hasta 76.6 kN-m (135.0 kN), las fisuras sobrepasaron el centro geométrico de la viga llegando hasta el eje neutro de la sección y bastante cercanas a las fibras en compresión del elemento. Después de que se presentó la fluencia en el acero, la vigas continuaron fisurándose hasta el momento de falla de 88.0 kN-m (155.0 kN) que fue cuando se presentó la falla de compresión en el concreto.

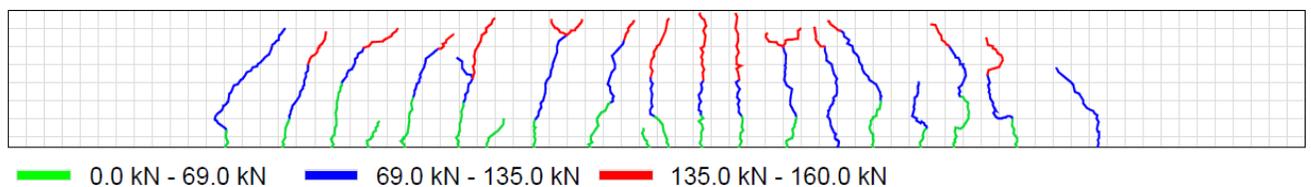


Figura 5.8 Fisuración y modo de falla de la viga control V1A

La figura 5.9 muestra la fisuración que presentaron las vigas control V1B Y V1C, a pesar de que en la segunda viga presentaba pérdida parcial del recubrimiento de concreto en la zona en tensión, el modo de fisuración fue muy similar.

Al igual que en la viga V1A las fisuras para un momento 38.3 KN-m (69.0 kN) se mantuvieron por centro geométrico, pero en este caso la longitud de las fisuras fue poco mayor que en promedio se puede establecer del orden de los 0.15m en comparación a los 0.10m que presento la viga V1A, que era de esperarse dado la reducción del área del refuerzo en tensión. Posteriormente con el incremento de las cargas, las fisuras se prolongaron hasta el eje neutro, muy cercanas a las fibras en compresión de la viga. Después de que se presentó la fluencia en el acero, la viga continuó fisurándose hasta el momento de falla de 68.0 kN-m (120.0 kN) que fue cuando se presentó la falla de compresión en el concreto.

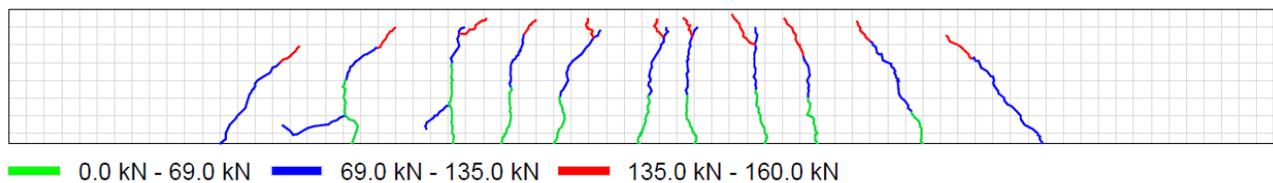


Figura 5.9 Fisuración y modo de falla de las vigas control V1B y V1C

Las figuras 5.10 a 5.15 muestran los modos de fallo que presentaron las vigas rehabilitadas V2 a V7, donde se puede ver que en términos generales el patrón de fisuración de las vigas fue muy similar, independientemente del tipo de reparación que se halla seguido.

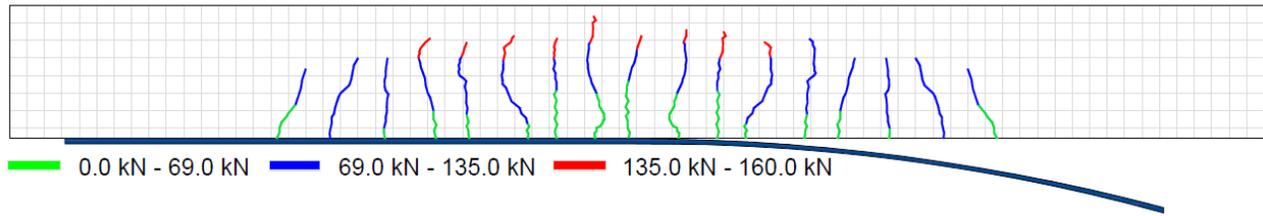


Figura 5.10 Fisuración y modo de falla de la rehabilitada V2

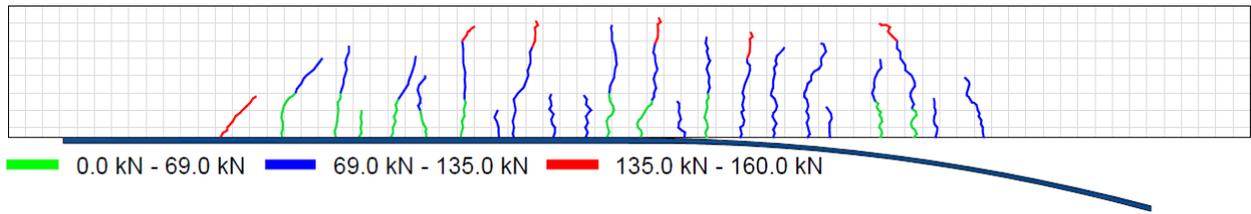


Figura 5.11 Fisuración y modo de falla de la rehabilitada V3

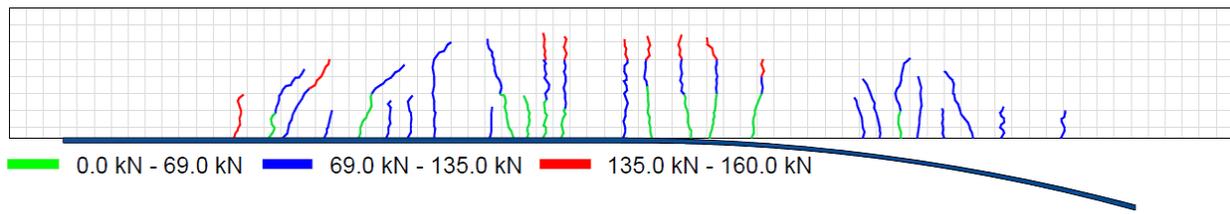


Figura 5.12 Fisuración y modo de falla de la rehabilitada V4

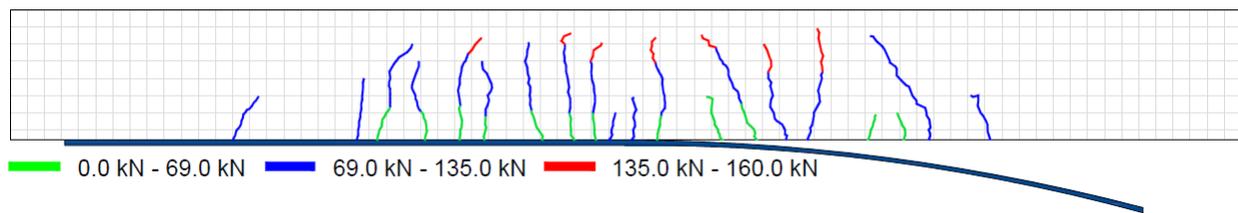


Figura 5.13 Fisuración y modo de falla de la rehabilitada V5

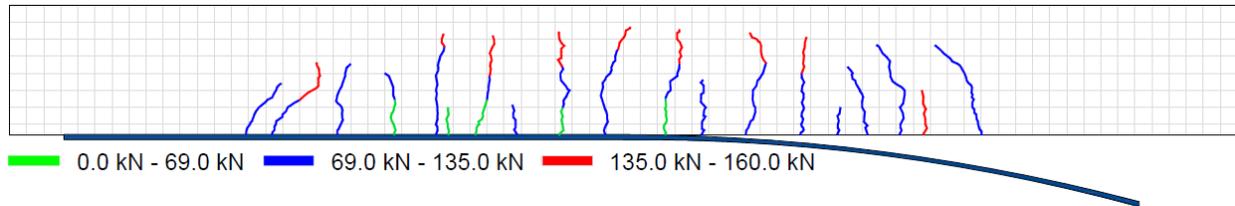


Figura 5.14 Fisuración y modo de falla de la rehabilitada V6

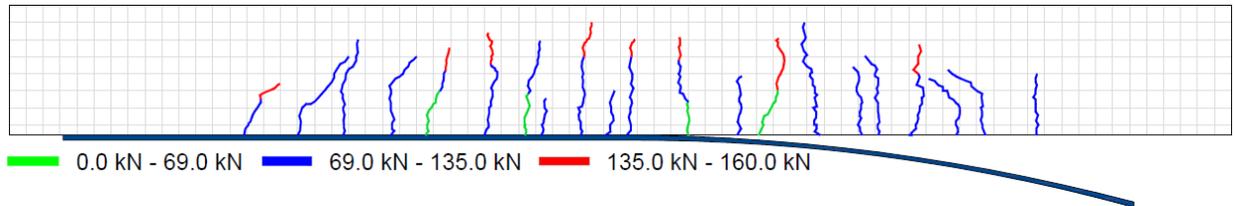


Figura 5.15 Fisuración y modo de falla de la rehabilitada V7

Las fisuras para un momento 38.3 kN-m (69.0 kN) se mantuvieron siempre en los primeros 0.10m a 0.12m de altura, medidos desde la parte inferior de las vigas, con el incremento de las cargas hasta 76.6 kN-m (135.0 kN) las fisuras se acercaron al eje neutro, pero quedándose hasta 0.10m por debajo de la fibra extrema en compresión. Después de los momentos alcanzados de fluencia que se pueden establecer en 78.0 kN-m (138.0 kN) y 80.0 kN-m (141.0 kN), se empezó a escuchar un ruido que se interpretó como el desprendimiento del CFRP de la superficie del concreto y cuando se alcanzó un momento de 88.0 kN-m (155.0 kN) y 90.0 kN-m (159.0 kN) se produjo un ruido repentino y bastante fuerte que marco la delaminación de la fibra de CFRP desde un costado de la viga hasta la mitad de la luz. Una vez se desprendió la fibra se trató de continuar con el incremento de la carga, pero la viga perdió su capacidad, lo que indicó la falla del concreto en compresión.

En una etapa posterior a la ejecución de los ensayos, se realizó la inspección visual de las fallas presentadas por las vigas, donde se pudo corroborar que la interface de unión concreto

existente – concreto de reparación nunca falló independientemente del sistema de reparación que se halla implementado. En las fotografías 5.1 a 5.4 se muestra el tipo de falla característico que presentaron las vigas, donde se puede observar la presencia y magnitud de las fisuras en la cara en tensión, corroborando el indicio que se tiene con las deformaciones unitarias que se midieron en el acero de refuerzo.



Fotografía 5.1 Fisuras en la cara en tracción de la viga V4



Fotografía 5.2 Fisuras en la cara en tracción de la viga V5

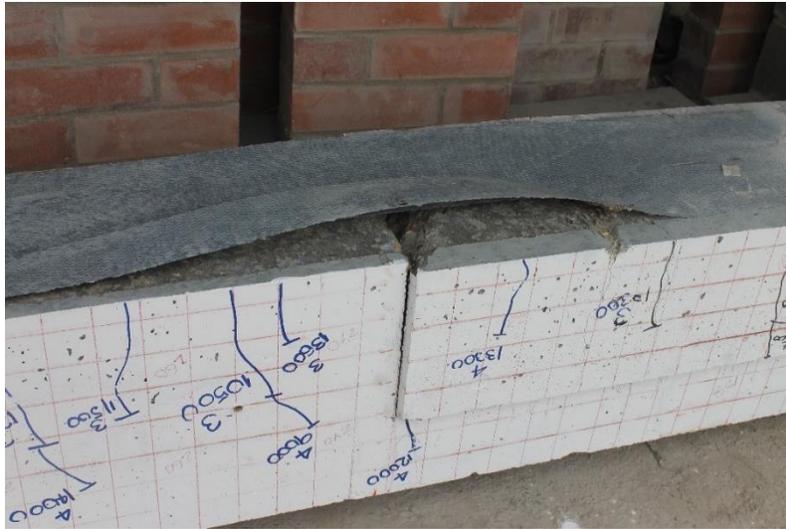


Fotografía 5.3 Fisuras en la cara en tracción de la viga V7



Fotografía 5.4 Fisuras en la cara en tracción de la viga V3

Por otra parte, en las fotografías 5.5 y 5.6 se observa la delaminación que presentaron las vigas, dejando ver que nunca se presentó rotura del CFRP y que el desprendimiento siempre se inició desde un costado de las vigas. La delaminación surgió en todos los casos, a pesar que se hicieron pruebas de adherencia en el concreto “Pull-off”, encontrando valores superiores a 1.5 MPa., valor mínimo recomendado por los fabricantes de los sistemas FRP para la instalación del mismo.



Fotografía 5.5 Delaminación del CFRP en la viga V4



Fotografía 5.6 Delaminación del CFRP en la viga V5

5.4. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS

En el cuadro 5.1 se muestra el comparativo de los resultados teóricos y experimentales de la investigación para cada una de las variables que se contemplaron, denotando que tanto los momentos nominales como las deformaciones unitarias del acero en tensión, son muy similares en ambos casos para cada una de las vigas rehabilitadas e igualmente homogéneos entre ellos.

Tabla 5.1 Resultados teóricos y experimentales

VIGA	VALORES TEORICOS				VALORES EXPERIMENTALES				Ec exp/ Ec teor	Ef exp/ Ef teor	Es exp/ Es teor	Mn exp/ Mn teor
	Ec	Ef	Es	Mn (kN-m)	Ec	Ef	Es	Mn (kN-m)				
V2	0.0019	0.0094	0.0022	79.16	0.0007	0.0046	0.0024	80.00	0.37	0.49	1.08	1.01
V3					0.0016	0.0036	0.0028	80.00	0.84	0.38	1.26	1.01
V4					0.0009	0.0032	0.0024	78.00	0.47	0.34	1.08	0.99
V5					0.0007	0.0036	0.0024	79.00	0.37	0.38	1.08	1.00
V6					0.0016	0.0032	0.0024	78.00	0.84	0.34	1.08	0.99
V7					0.0016	0.0040	0.0024	78.00	0.84	0.43	1.08	0.99

A diferencia de lo encontrado para los momentos nominales y deformaciones en el acero, las deformaciones en el concreto y en el sistema de reforzamiento externo difieren bastante entre lo obtenido en la práctica y lo esperado teóricamente.

Las deformaciones en el concreto para las vigas V3, V6 y V7 en el instante de fluencia, aunque no son completamente exactas, son las que más se acercan al valor esperado $\epsilon_c = 0.0019$; mientras que las vigas V2, V4 y V5 presentan valores de ϵ_c entre 0.0007 - 0.0009, que representan entre el 37 y 50% de los esperado.

En cuanto a las deformaciones en el CFRP, los valores de ϵ_f fueron similares para todas las vigas, pero tampoco llegaron a los valores que se esperaban teóricamente, solo llegando hasta un 50% de lo esperado.

Con respecto a los modos de falla de las vigas, la fisuración que presentaron las vigas rehabilitadas fue igualmente muy similar y todas experimentaron la misma falla por delaminación del sistema de reforzamiento externo en uno de los extremos del elemento una vez el acero en tensión entraba en fluencia. Se evidencio falla del concreto en compresión, pero en ninguna de las vigas se observó el fallo de la interface de unión concreto existente – concreto de reparación, que, a la luz de los resultados obtenidos de los momentos nominales, se puede concluir que si hubo una transferencia eficiente de esfuerzos con los sistemas de reparación que se propusieron.

Sin embargo, dada la inconformidad de los investigadores que participaron en el proyecto con los resultados del mismo, se decidió construir una viga adicional que se denominó V8, que tenía las mismas dimensiones a las anteriores, igual caracterización del acero de refuerzo afectado por corrosión, pero en este caso la rehabilitación no incluía ningún sistema de reparación en la interface de unión concreto existente – concreto de reparación; por el contrario, no se ejecutaron actividades de limpieza en el acero, hidrolavado del material particulado presente en la zona de reparación y humedecimiento de la superficie, tratando de simular las peores condiciones de construcción para posteriormente aplicar el reforzamiento externo y someterla a ensayo de flexión.

En la gráfica 5.16 se muestra la curva de momento vs deflexión que se obtuvo de la viga V8, donde se puede constatar que el comportamiento es exactamente el mismo al que experimentaron las vigas V2 a V7 que si tenían un tratamiento en la interface de unión concreto existente – concreto de reparación.

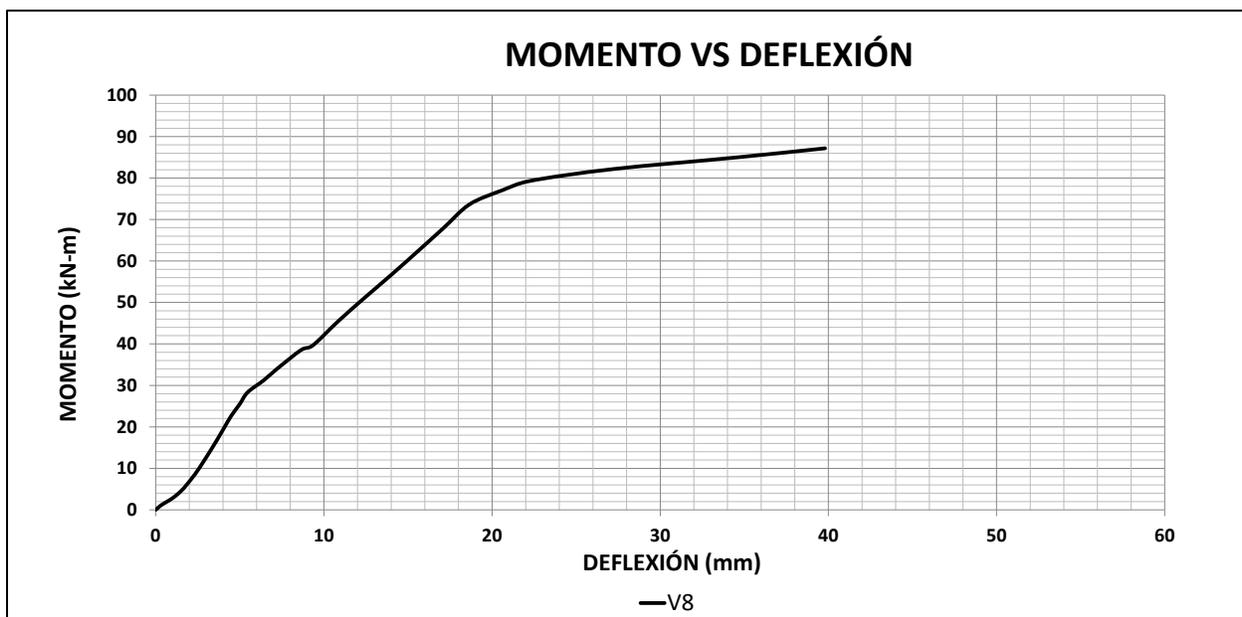


Figura 5.16 Curva Momento vs Deflexión de la viga V8

En La grafica 5.17 se observan las deformaciones unitarias en el acero y en el concreto para la viga V8, las deformaciones en el FRP no se tomaron dado que durante el montaje del ensayo la galga se desprendió.

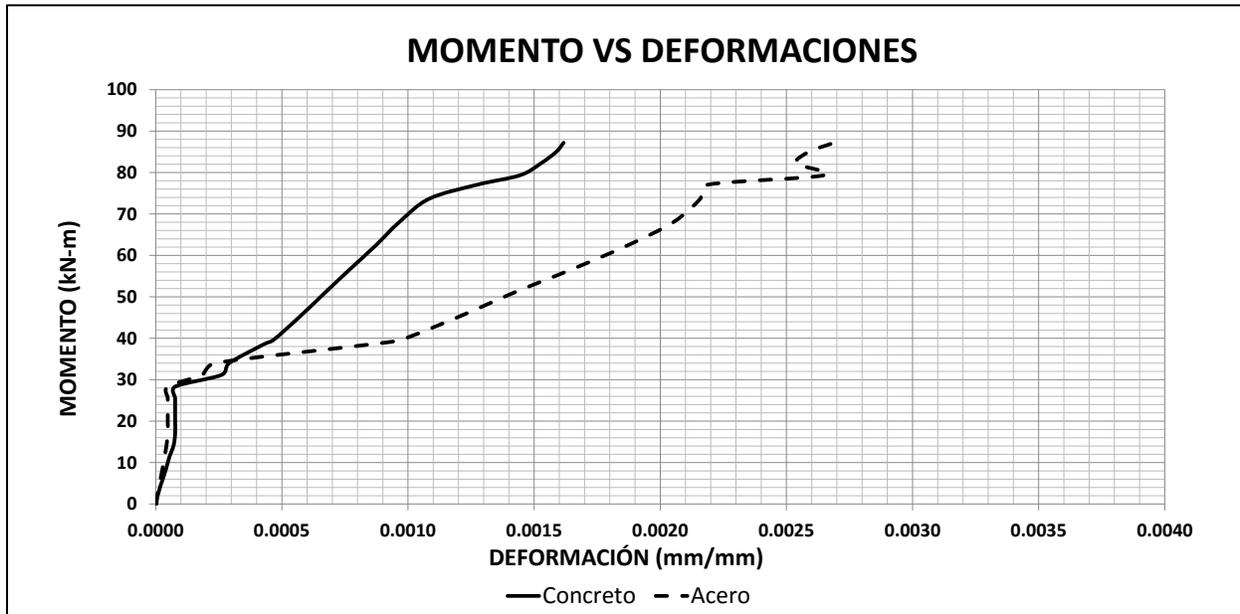


Figura 5.17 Curva Momento vs Deformaciones unitarias de la viga V8

El momento de fluencia de la viga V8 fue 77.0 kN-m (136.0 kN) y presentó una deformación final de 0.039m, similar el resto de los elementos rehabilitados y reforzados. Las deformaciones unitarias también en fluencia para el concreto y el acero fueron $\epsilon_c = 0.0013$ y $\epsilon_s = 0.0022$ respectivamente, que para el caso del concreto sigue estando lejos a lo esperado, a diferencia del acero donde se comprueba que si entró en fluencia.

Es claro que los resultados obtenidos de la viga V8 muestran que hubo transferencia de esfuerzos en la interface de los concretos y el modo de falla fue similar al resto de los elementos, experimentado en primera instancia fluencia en el acero, acompañado del inicio del desprendimiento del CFRP y finalmente un fuerte ruido que marco el desprendimiento del sistema

de reforzamiento externo con falla en compresión del concreto; sin falla en la falla en la interface de los concretos.

Los resultados obtenidos de esta investigación pueden abrir un campo de discusión sobre los requisitos que establecen los códigos de diseño referentes a la transferencia de esfuerzos en concretos colocados en diferentes etapas.

Adicionalmente, en el cuadro 3.2 se hace un comparativo de las ventajas, desventajas y costos de cada una de las reparaciones propuestas, de modo que se pueda establecer una idea a la luz de los resultados de la experimentación, cuál de los sistemas de reparación es más apropiado para la implementación en campo.

Desde el punto de vista económico, es indudable que la reparación más favorable es la transferencia de esfuerzos con tratamiento químico en las superficies que se implementó en la viga V2 y, la menos favorable es la transferencia de esfuerzos con barras en L conectada con conectores mecánicos a los estribos existentes que se implementó en la viga V4. Sin embargo, con base en la información plasmada en la cuadro 5.2, los profesionales del diseño y la construcción podrán juzgar de manera particular cada sistema y evaluar de acuerdo a su experticia, más ventajas para un sistema y menos desventajas para otros.

Para el autor, el sistema menos apropiado para la ejecución es el de la viga V4, dado que es la reparación más difícil de ejecutar y el costo de los conectores es considerable. El sistema más apropiado es el que funciona en base a anclajes mecánicos, dada su rapidez, no requiere tratamientos de la superficie y el costo es relativamente moderado.

Tabla 5.2 Ventajas y desventajas de los sistemas de reparación.

VIGA	SISTEMA DE TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS	VENTAJAS	DESVENTAJAS	COSTO
V2	Transferencia de corte horizontal usando solo la adherencia química	No requiere personal altamente calificado	Requiere la manipulación de productos químicos	\$818,079.0 (Ver Anexo F)
		El proceso de reparación es rápido	Tiene limitantes de tiempo y temperatura	
		No requiere rugosidad específica de la superficie	Requiere estricta programación de la reparación	
		No requiere recrecimientos de secciones		
		No requiere pruebas de extracción		
V3	Transferencia de corte horizontal usando solo el perfil de preparación de superficie	No se requiere el uso de productos epóxicos	Requiere personal calificado	\$992,688.0 (Ver Anexo G)
		No tiene limitantes de tiempo y temperatura	Requiere equipo especializado	
		No requiere recrecimientos de secciones	El proceso de reparación es lento	
		No requiere pruebas de extracción		
V4	Transferencia de corte usando estribos existentes conectados a barras 'L'	No requiere rugosidad específica de la superficie	No se consiguen fácilmente en el mercado colombiano	\$1,822,592.0 (Ver Anexo H)
		No se requiere el uso de productos epóxicos	Se requiere recrecimiento de secciones para garantizar los recubrimientos	
		No tiene limitantes de tiempo y temperatura	Se requiere formaleta especial	
		No requiere pruebas de extracción	El concreto de reparación debe tener mayor fluidez para evitar hormigoneo	
		En zonas de máximo cortante permiten completar el estribo para soportar esfuerzos	Se requiere mayor volumen de demolición	
			El proceso de reparación es lento	
	Requiere pruebas del desarrollo de la fluencia			
V5	Transferencia de corte con dovelas 'L' ancladas con epoxicos	No requiere rugosidad específica de la superficie	Requiere la manipulación de productos químicos	\$1,405,006.0 (Ver Anexo I)
		No tiene limitantes de tiempo y temperatura	Requiere personal calificado	
		No requiere recrecimientos de secciones	Requiere equipo especializado	
			Requieren pruebas de extracción de los anclajes	
			El proceso de reparación es lento	
V6	Transferencia de corte con anclajes mecanicos	No requiere rugosidad específica de la superficie	Requiere equipo especializado	\$1,084,287.0 (Ver Anexo J)
		El proceso de reparación es rápido	Requiere pruebas de extracción en los anclajes	
		No se requiere el uso de productos epóxicos	En vigas de poca altura se dificulta su implementación	
		No tiene limitantes de tiempo y temperatura	No se consiguen fácilmente en el mercado colombiano	
		No requiere recrecimientos de secciones		
V7	Transferencia de corte usando los estribos con tuercas soldadas en los extremos	No requiere rugosidad específica de la superficie	Requiere personal calificado	\$1,049,552.0 (Ver Anexo K)
		No se requiere el uso de productos epóxicos	Requiere equipo especializado	
		No tiene limitantes de tiempo y temperatura	El proceso de reparación es lento	
		No requiere recrecimientos de secciones		
		No requiere pruebas de extracción		

6. DISCUSIONES

Partiendo de los resultados obtenidos de la experimentación y de lo encontrado por otros investigadores, se establece un punto de comparación que permita validar o juzgar el uso de algunas teorías de diseño referentes al reforzamiento de estructuras con sistemas FRP y uniones de concretos puestos en diferentes etapas.

- Los modos de falla que exhibieron las vigas V2 a V8 tienen semejanza a lo encontrado por Baca (2008), donde se planteó un reforzamiento externo de similares características a lo ejecutado en esta investigación, evidenciando una falla por delaminación del CFRP pero no alcanzando la resistencia nominal teórica a flexión. En esa misma investigación, Baca (2008) como solución al problema de delaminación, propuso el uso de anclajes de CFRP en forma de U que abrazaban la fibra longitudinal, encontrando que los elementos alcanzaron la resistencia de diseño y que no hubo delaminación.

En las investigaciones realizadas por Malumbela (2010) y Triantafyllou et al. (2016), el reforzamiento externo longitudinal con CFRP siempre estuvo acompañado de anclajes en forma de U separados uniformemente en toda la longitud del elemento y, los modos de falla que encontraron no manifestaron problemas de delaminación del FRP.

En vista de la situación, el autor considera prudente el uso de anclajes en U para evitar la delaminación del refuerzo longitudinal de los sistemas de FRP, así no se requiera refuerzo adicional por cortante, de modo que se prevenga la falla por delaminación, ya que en términos prácticos es muy difícil e igualmente riesgoso, garantizar que en toda la superficie del elemento estructural haya suficiente adherencia entre el concreto y el FRP, que asegure que este tipo de falla no se va a presentar y que se logran aprovechar las bondades de los FRP.

- Es indudable que los sistema de reforzamiento FRP proporcionan un incremento en las resistencias a la flexión en los elementos estructurales, tal como se evidenció en esta investigación y en las realizadas por Baca (2008), Malumbela (2010) y Triantafyllou et al. (2016), donde se pudo corroborar con ensayos experimentales la exactitud de la metodología del ACI 400-2R-08 para el reforzamiento con laminas de FRP; pero no así para el reforzamiento con barras de FRP, donde Triantafyllou et al. (2016) evidenciaron un incremento en el doble de la resistencia esperada. En consecuencia y dada la dificultad de los reforzamientos llevando a cabo metodologías tradicionales donde se reemplaza el acero afectado por la corrosión por un acero nuevo, se hace necesario para el ámbito local la incorporación de la metodología de diseño de sistemas FRP en el reglamento colombiano de construcción sísmo resistente “NSR-10”, de modo que los profesionales de la ingeniería civil puedan poner en uso estas nuevas tecnologías y se puedan aprender un poco más sobre ellas y sus limitaciones.
- En cuanto a las uniones de dos concretos puestos en diferentes etapas, los resultados de esta investigación y lo expuesto por Pultorak (2016), Swan (2016), Malumbela (2010) y Triantafyllou et al. (2016), abren una discusión sobre los criterios de diseño del ACI 562 referente a la interface de unión de dos concretos, donde se considera que cuando los esfuerzos a transferir son superiores a 0.41 MPa se debe adicionar acero de refuerzo en la juntas para garantizar que haya transferencia de esfuerzos y el conjunto se comporte monolíticamente.

Las investigaciones realizadas por Malumbela (2010) y Triantafyllou et al. (2016), involucraban la reparación de 0.04m del recubrimiento del concreto que se encontraba fisurado sin la inclusión de refuerzo en la interface y posteriormente reforzaron los elementos de FRP. En ambos casos hubo transferencia de esfuerzos y los especímenes experimentaron las resistencias esperadas y, solo en uno de los casos evidenciaron falla de la interfase.

Pultorak (2016) y Swan (2016), no llevaron a cabo pruebas de reforzamiento externo, pero si probaron diferentes tratamientos en las superficies de union de concretos colocados en diferentes etapas, sin la inclusion de refuerzo en la interfase. De los elementos ensayados en la investigaciones, solo Swan (2016) evidenció perdida de resistencia y falla por delaminacion de las capas de concreto en un espécimen, pero este tenia la particularidad que tenia un interruptor de transferencia en la mayor parte del area de transferencia, que consistia en una pelicula de pvc, dejando pequeñas areas de contacto directo entre los dos concretos.

Teniendo en cuenta los resultados de esta tesis y lo encontrado por Pultorak (2016), Swan (2016), Malumbela (2010) y Triantafyllou et al. (2016), el autor considera que la filosofia de diseño del ACI 562 no es aplicable para elementos con concretos colocados en dos etapas que se someten a cargas predominantemente por flexion, dado que las ecuaciones del cortante por friccion estan calibradas con base en ensayos donde se inducen fuerzas por cortante directo y no cortante por flexión; como es el caso de los ensayos realizados por los autores citados en este documento, para lo cual el valor limite de transferencia de esfuerzos sin presencia de acero de refuerzo de 0.41 MPa resulta bastante conservador.

- Desde la concepcion del proyecto, al autor siempre le causo inquietud el diagrama de Esfuerzo vs Deformacion de los sistemas FRP, que a pesar de tener resistencias altas y grandes modulos de elasticidad, las deformaciones plasticas son nulas. Con el desarrollo del proyecto y con las experiencias en la ejecucion de los ensayos, se observó que si bien se recuperó las resistencia de las vigas que habian sido afectadas por corrosion, es indudable la perdida de ductilidad que tuvieron los elementos cuando se reforzaron externamente con estos sistemas, como se observa en la grafica 6.1 que despues de la fluencia el rango de los desplazamientos hasta la

falla son mucho mas pequeños en comparacion con lo que presentaron las vigas V1A, V1B y VIC.

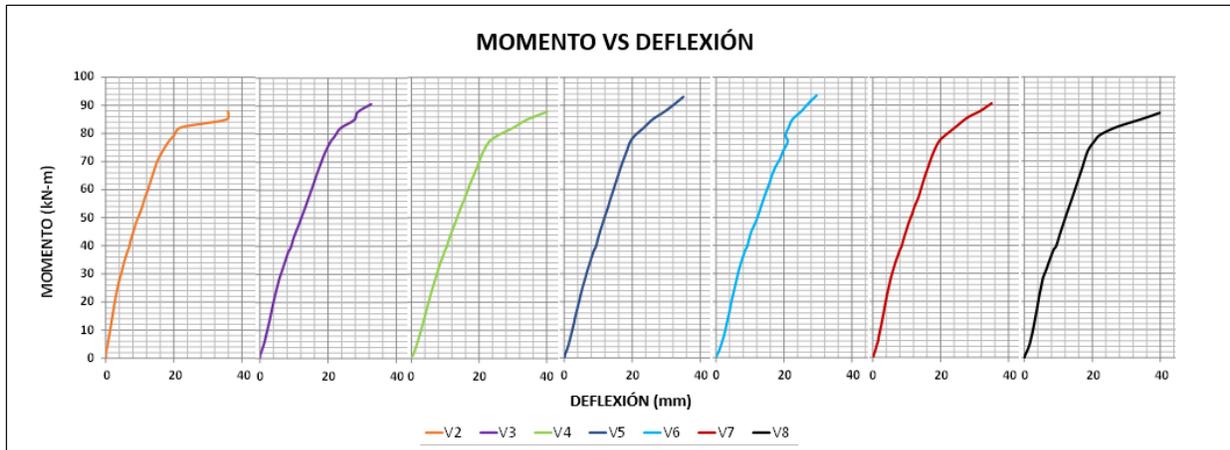


Figura 6.1 Curva momento vs deflexiones de las vigas rehabilitadas

Si bien se discute en este capítulo sobre la inclusión de las metodologías de diseño de los sistemas FRP en el reglamento NSR-10, también es importante delimitar su uso y evaluar su comportamiento en estructuras que requieran disipación de energía moderada DMO y especial DES.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los sistemas propuestos para la unión del concreto existente y de reparación, demostraron la transferencia de esfuerzos entre las partes, garantizando que el comportamiento del sistema fuera monolítico y que el CFRP aportará en la resistencia final de los elementos estructurales.
- La adición del sistema FRP a las vigas evidencio el incremento de la resistencia, reducción de las deflexiones y el cumplimiento de la metodología que propone el ACI 440-2R-08. Sin embargo, los elementos estructurales desarrollan menos ductilidad, no siendo recomendable el uso de estas técnicas para elementos que requieran disipación de energía moderada DMO y especial DES.
- Para evitar la falla por delaminación del FRP y no depender indispensablemente de ensayos aleatorios de la adherencia del concreto, se recomienda el uso de anclajes en U de FRP, que permitan que el reforzamiento longitudinal externo logre desarrollar su máxima capacidad llegando hasta la deformación de rotura.
- Con base en los resultados obtenidos de los sistemas de transferencia de esfuerzos y de los costos de ejecuciones de los mismos, el uso de un adherente químico o garantizar el perfil de anclaje de 0.07m, son suficientes para garantizar una buena adherencia entre dos concretos colocados en diferentes etapas, en elementos que sean predominantemente sometidos a flexión. Sin embargo, los resultados obtenidos son solamente académicos y únicamente aplicables para este caso de estudio en particular, dado que se requiere más investigaciones al respecto para poder dar un juicio concluyente referente a la transferencia de esfuerzos entre concretos puestos en diferentes etapas.

- Es muy importante que antes de llevar a cabo la intervención de una estructura se hagan estudios previos de patologías, de modo que se pueda establecer con mayor precisión el verdadero daño de la estructura producto de la corrosión y posteriormente hacer una evaluación de la real capacidad de los elementos estructurales, que permitan evaluar la metodología más apropiada de reparación en términos de costos, tiempos, tecnología y operatividad de la estructura.

- Se sugiere que para el desarrollo de futuras investigaciones donde se intenten probar sistemas de transferencia de esfuerzos en vigas que son sometidas principalmente a esfuerzos de flexión, se planteen vigas con secciones transversales menores a las consideradas en esta investigación, preferiblemente con vigas de alturas menores a las relaciones dadas en el capítulo C.13 de Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente. Igualmente, sería interesante incrementar el daño por corrosión el acero en toda la longitud de la viga al igual que la altura de la sección perdida del concreto y probar con interruptores de transferencia entre el concreto existente y de reparación, similares a los que uso Swan (2016).

A. ANEXO

CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LAS VIGAS CONTROL

<u>CÁLCULO DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO</u>										
$f'c:$ 21.0 Mpa $Fy:$ 445.0 Mpa										
Viga	Seccion		REF SUP	REF INF	% acero	Mn1	Mn2	Mn (Ppropio)	Mn (Total)	Pn
	b (cm)	h (cm)	cant (/8)"	cant (/8)"	perdido	kN - m	kN - m	kN - m	kN - m	kN
V1A	30	38	2#4	3#5	0%	46.8	30.0	4.0	76.8	135.4
V1B	30	38	2#4	3#5	30%	22.8	30.0	4.0	52.8	93.1
V1C	30	32.21	2#4	3#5	30%	22.8	30.0	3.4	52.8	93.1

B. ANEXO

DISEÑO REFORZAMIENTO EXTERNO

REFORZAMIENTO CON FIBRA DE CARBONO

1. Geometría y refuerzo en la viga

B :	300.0	mm
H :	380.0	mm
r :	40.0	mm
d' :	56.4	mm
d :	322.1	mm



	As (mm ²)	ρ	
Ref sup:	2#4	258	0.0027
Ref inf:	3#5	417.9	0.0043

M _D :	4.0	kN-m
M _(D+H) :	76.6	kN-m

2. Propiedades de los materiales

Concreto

f' _c :	21.0	Mpa
E _c :	21538	Mpa
β ₁ :	0.9	

Acero

F _y :	445.0	Mpa
E _s :	200000	Mpa

CFRP

Material : Sikawrap 300C

Espesor de lamina :	0.17	mm
ffu* :	3447	Mpa (Esfuerzo de rotura)
efu* :	0.015	mm/mm (Deformación unitaria de rotura)
Ef :	234421	Mpa (Modulo de elasticidad)
C _E :	1.00	(Factor de exposición ambiental)

3. Propiedades de diseño de CFRP

# de laminas :	1	
B _f :	250.0	mm
ffu :	3447.0	Mpa
ε _{fu} :	0.0150	mm/mm
A _f :	42.5	mm ²
ρ _f :	0.0004	

4. Deformación existente en la cara inferior del concreto

n:	9.3	
x:	76.0	mm
I _{cr} :	2.8E+08	mm ⁴
k:	0.246	

$$k = -n\rho + \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho}$$

ε _{bi} :	0.00020
-------------------	---------

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(d_f - kd)}{I_{cr}E_c}$$

5. Deformacion de diseño del sistema FRP

$$\varepsilon_{fd} : \boxed{0.0094} \quad \varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \leq 0.9\varepsilon_{fu}$$

0.0094 < 0.0135 Cumple

5. Estimacion del eje neutro de la seccion

$$c : \boxed{62.70} \text{ mm} \quad \text{Estimar un valor para "c", se comienda usar 0.20d}$$

6. Determinacion del nivel efectivo de deformacion en el FRP

$$\varepsilon_{fe} : \boxed{0.0150} \quad \varepsilon_{fe} = 0.003 \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd}$$

0.0150 > 0.009 Controla ε_{fd}

7. Determinacion de la deformacion en el concreto

$$\varepsilon_c : \boxed{0.0019} \quad \varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$$

8. Determinacion de la deformacion en el acero existente

$$\varepsilon_s : \boxed{0.0079} \quad \varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right)$$

9. Determinacion del nivel de esfuerzo en el acero existente

$$f_s : \boxed{1.57} \text{ kN/mm}^2 \quad f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y$$

1.57 > 0.445 Usar f_y

10. Determinacion del nivel de esfuerzo en FRP

$$f_{fe} : \boxed{2.21} \text{ kN/mm}^2 \quad f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe}$$

11. Determinacion de las fuerzas internas y verificacion de equilibrio en la seccion

$$\begin{array}{l} \varepsilon'_c : \boxed{0.0017} \\ \beta_1 : \boxed{0.770} \\ \alpha_1 : \boxed{0.920} \end{array} \quad \varepsilon'_c = \frac{1.7f'_c}{E_c} \quad \beta_1 = \frac{4\varepsilon'_c - \varepsilon_c}{6\varepsilon'_c - 2\varepsilon_c} \quad \alpha_1 = \frac{3\varepsilon'_c \varepsilon_c - \varepsilon_c^2}{3\beta_1 \varepsilon_c^2}$$

$$\alpha_1 f'_c C \beta_1 b : \boxed{279.73} \text{ kN} = As f_s : \boxed{185.97} + Af f_{fe} : \boxed{93.77} \text{ kN}$$

279.73 kN = 279.73 kN

12. Momento resistente de la seccion

$$M_{ns} : \boxed{55.41} \text{ kN-m} \quad M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_{nf} : \boxed{27.94} \text{ kN-m} \quad M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$\begin{array}{l} \phi : \boxed{1.00} \\ \psi : \boxed{0.85} \\ \phi M_n : \boxed{79.16} \text{ kN-m} \end{array} \quad \phi M_n = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}]$$

79.16 > 76.60 Cumple $\phi M_n \geq M$

13. Verificación de los esfuerzos para estados límites de servicio en el acero

$$k: \boxed{0.221}$$

$$f_{s,s}: \boxed{318.44} \text{ N/mm}^2 \quad f_{s,s} = \frac{[M_s + \epsilon_{bi} A_s E_s (d_f - \frac{kd}{3})] (d - kd) E_s}{A_s E_s (d - \frac{kd}{3}) (d - kd) + A_s E_s (d_f - \frac{kd}{3}) (d_f - kd)}$$

$$318.44 < 356.00 \quad \text{Cumple} \quad f_{s,s} \leq 0.80 f_y$$

14. Verificación de los esfuerzos para estados límites de servicio en FRP

$$f_{f,s}: \boxed{412.68} \text{ N/mm}^2 \quad f_{f,s} = f_{s,s} \left(\frac{E_f}{E_s} \right) \left(\frac{d_f - kd}{d - kd} \right) - \epsilon_{bi} E_f$$

$$412.68 < 1895.85 \quad \text{Cumple} \quad 0.55 f_{fu}$$

15. Longitud de desarrollo del FRP

$$L_{df}: \boxed{93.25} \text{ mm} \quad l_{df} = \sqrt{\frac{n E_f t_f}{\sqrt{f'_c}}}$$

Se debe garantizar L_{df} después del momento de fisuración

C. ANEXO

DISEÑO INTERFACE CON ESTRIBOS

DISEÑO DE ESTRIBOS A CORTANTE HORIZONTAL**1. Fuerzas de diseño y propiedades de los materiales**

Nu:	280	kN
Vu:	280	kN
fy:	420	Mpa
fu:	560	Mpa
f'c:	21	Mpa

2. Revision del cortante por friccion

∅:	0.75	
μ:	0.6	
Avf:	1481.48	mm ²

$$V_n = A_{vf} f_y \mu$$

Diametro de la barra:	9.5	mm	
Area de la barra:	142	mm ²	→ Son dos ramas
Cantidad barras:	7		

3. Revision a traccion del acero estribo

n:	1	
∅:	0.75	
∅Nsa:	59.6	kN

$$N_{sa} = n A_{se, N} f_{uta}$$

59.64 > 40.000 *Cumple*

4. Revision a corte del acero del estribo

n:	1	
∅:	0.65	
∅Vsa:	31.0	kN

$$V_{sa} = 0.6 A_{se, V} f_{uta}$$

31.01 < 40.000 *No cumple*

D. ANEXO

DISEÑO INTERFACE CON ANCLAJES EPOXICOS

DISEÑO DE ANCLAJES EPOXICOS**1. Fuerzas de diseño y propiedades de los materiales**

Nu:	280	kN
Vu:	280	kN
fy:	420	Mpa
fu:	560	Mpa
f'c:	21	Mpa

2. Revision del cortante por friccion

∅:	0.75		$V_n = A_{vf} f_y \mu$
μ:	0.6		
A _{vf} :	1481.48	mm ²	

Diametro anclaje:	12.7	mm
Area anclaje:	129	mm ²
Cantidad anclajes:	19	

→ Ojo realmente son 13 anclajes, 19 es contabilizando los estribos

3. Revision a traccion del acero del anclaje

n:	1	$N_{sa} = n A_{se} f_{uta}$
∅:	0.75	
∅N _{sa} :	54.2	kN

54.18 > 14.737 Cumple

4. Revision a corte del acero del anclaje

n:	1	$V_{sa} = 0.6 A_{se} f_{uta}$
∅:	0.65	
∅V _{sa} :	28.2	kN

28.17 > 14.737 Cumple

5. Revision por adherencia en traccion del anclaje

λ _a :	0.8	$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef}$	
τ _{uncr} :	6.9		MPa
π d _a :	39.9		mm
∅:	0.70		
h _{ef} :	150.00		mm

∅N_{ba}: 23.1 kN

23.1 > 14.737 Cumple

6. Revision por arrancamiento del concreto por traccion

λa :	0.8
K_c :	7.0
ϕ :	0.75
h_{ef} :	150.00 mm

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

ϕN_b : 47.1 kN

A_{nc}/A_{nco} :	1.0
$\psi_{ec,N}$:	1.0
$\psi_{ed,N}$:	0.9
$\psi_{c,N}$:	1.0
$\psi_{cp,N}$:	0.6

ϕN_{cbg} : 19.1 kN

19.1 > 14.737 *Cumple*

7. Revision por arrancamiento del concreto por corte

λa :	0.8
l_e :	150.0 mm
d_a :	12.7 mm
ϕ :	0.70
h_{ef} :	150.00 mm
c_{a1} :	105.00 mm

$$V_{cbg} = \frac{A_{fc}}{A_{fco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b$$

$$V_b = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$$

ϕN_b : 27.6 kN

A_{vc}/A_{vco} :	0.8
$\psi_{ec,V}$:	1.0
$\psi_{ed,V}$:	1.0
$\psi_{c,V}$:	1.0
$\psi_{h,V}$:	1.0

ϕN_{cbg} : 15.5 kN

15.5 > 14.737 *Cumple*

8. Revision por traccion y corte combinados en el acero

ϕN_n :	54.2 kN
ϕV_n :	28.2 kN

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2$$

0.8 < 1.2 *Cumple*

E. ANEXO

DISEÑO INTERFACE DE UNION CON ANCLAJES ATORNILLADOS

DISEÑO DE ANCLAJES ATORNILLADOS**1. Fuerzas de diseño y propiedades de los materiales**

Nu:	280	kN
-----	-----	----

Vu:	280	kN
-----	-----	----

fya:	680	Mpa
------	-----	-----

futa:	770	Mpa
-------	-----	-----

f'c:	21	Mpa
------	----	-----

2. Revision del cortante por friccion

ϕ:	0.75
----	------

μ:	0.6
----	-----

Avf:	915.03	mm ²
------	--------	-----------------

$$V_n = A_{vf} f_y \mu$$

Diametro anclaje:	12.7	mm
-------------------	------	----

Area anclaje:	118	mm ²
---------------	-----	-----------------

Cantidad anclajes:	15
--------------------	----

→ Ojo realmente son 9 tornillos, 15 es contabilizando los estribos

3. Revision a traccion del acero del anclaje

n:	1
----	---

ϕ:	0.65
----	------

$$N_{sa} = n A_{se,N} f_{uta}$$

ϕNsa:	59.1	kN
-------	------	----

$$59.09 > 18.667 \quad \text{Cumple}$$

4. Revision a corte del acero del anclaje

n:	1
----	---

ϕ:	0.60
----	------

$$V_{sa} = 0.6 A_{se,V} f_{uta}$$

ϕVsa:	32.7	kN
-------	------	----

$$32.73 > 18.67 \quad \text{Cumple}$$

5. Revision por arrancamiento del concreto por traccion

λa:	1.0
-----	-----

Kc:	7.0
-----	-----

ϕ:	0.75
----	------

hef:	166.00	mm
------	--------	----

Nb:	68.6	kN
-----	------	----

$$N_{chg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

Anc/Anc0:	1.0
$\psi_{ec,N}$:	1.0
$\psi_{ed,N}$:	0.9
$\psi_{c,N}$:	1.0
$\psi_{cp,N}$:	0.6

ϕN_{cbg} : 27.2 kN

27.2 > 18.67 Cumple

6. Revisión por arrancamiento del concreto por corte

λa :	1.0
Le:	101.6 mm
da:	12.7 mm
ϕ :	0.70
Ca1:	105.00 mm

Vb: 32.0 kN

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b$$

$$V_b = 0.6 \left(\frac{\ell_c}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$$

Avc/Avc0:	1.0
$\psi_{ec,V}$:	1.0
$\psi_{ed,V}$:	1.0
$\psi_{c,V}$:	1.0
$\psi_{h,V}$:	1.0

ϕN_{cbg} : 22.4 kN

22.4 > 18.67 Cumple

7. Revisión por tracción y corte combinados en el acero

ϕN_n :	59.1 kN
ϕV_n :	32.7 kN

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2$$

0.9 < 1.2 Cumple

F. ANEXO

APU VIGA V2

Descripción ítem:		Reparación Viga V2 (sección 30x38cm)			Und: ML
1. Equipo					
Descripción	Und	Tarifa/Hora	Rendimiento	Vr. Unitario	
Herramienta menor		3% m.o.	1.00	\$ 13,719	
Taladro percutor	Día	\$ 30,000	0.50	\$ 15,000	
Hidrojet	Día	\$ 25,000	0.50	\$ 12,500	
Formaleta metálica incluye sujetadores	Día	\$ 1,200	15.00	\$ 18,000	
				Sub Total::	\$ 59,219
2. Materiales					
Descripción	Und	Precio Unitario	Cantidad	Vr. Unitario	
Sikadur 32 primer	kg	\$ 66,900.00	0.1890	\$ 12,644	
Pintóxido (anticorrosivo)	Gal	\$ 29,300.00	0.1667	\$ 4,883	
Separol N	kg	\$ 8,100.00	0.0502	\$ 406	
Concrelisto Re 5000 x saco de 80kg	blt	\$ 114,240.00	1.9491	\$ 222,661	
Agua para obra	lt	\$ 20.00	36.00	\$ 720	
Sikawrap 300c x 50cm de ancho	ml	\$ 73,660.00	0.5000	\$ 36,830	
Sikadur 301	kg	\$ 87,452.50	0.2678	\$ 23,415	
				Sub Total:	\$ 301,560
3. Transporte					
Descripción	Und	Cantidad	Vr. Parcial	Vr. Unitario	
				Sub Total::	-
4. Mano de Obra					
Descripción	Jornal	Prestaciones	Jornal total	Rendimiento	Vr. Unitario
Cuadrilla 1 OF. + 1 Ayud.	\$ 95,000.00	70%	\$ 161,500.00	0.56	\$ 290,700
Ayudante de obra	\$ 35,000.00	70%	\$ 59,500.00	0.36	\$ 166,600
				Sub Total::	\$ 457,300
				Costo Directo Total:	\$ 818,079

G. ANEXO

APU VIGA V3

Descripción ítem:		Reparación Viga V3 (sección 30x38cm)			Und: ML
1. Equipo					
Descripción	Und	Tarifa/Hora	Rendimiento	Vr. Unitario	
Herramienta menor		3% m.o.	1.00	\$ 16,907	
Taladro percutor	Día	\$ 30,000	2.00	\$ 60,000	
Hidrojet	Día	\$ 25,000	0.50	\$ 12,500	
Formaleta metálica incluye sujetadores	Día	\$ 1,200	15.00	\$ 18,000	
				Sub Total::	\$ 107,407
2. Materiales					
Descripción	Und	Precio Unitario	Cantidad	Vr. Unitario	
Pintóxido (anticorrosivo)	Gal	\$ 29,300.00	0.1667	\$ 4,883	
Tabla 30 cm madera dura	ml	\$ 8,500.00	1.00	\$ 8,500	
Clavo de acero concreto 3	lb	\$ 4,100.00	0.50	\$ 2,050	
Separol N	kg	\$ 8,100.00	0.0502	\$ 406	
Concrelisto Re 5000 x saco de 80kg	blt	\$ 114,240.00	2.1440	\$ 244,927	
Agua para obra	lt	\$ 20.00	36.00	\$ 720	
Sikawrap 300c x 50cm de ancho	ml	\$ 73,660.00	0.5000	\$ 36,830	
Sikadur 301	kg	\$ 87,452.50	0.2678	\$ 23,415	
				Sub Total:	\$ 321,732
3. Transporte					
Descripción	Und	Cantidad	Vr. Parcial	Vr. Unitario	
				Sub Total::	-
4. Mano de Obra					
Descripción	Jornal	Prestaciones	Jornal total	Rendimiento	Vr. Unitario
Cuadrilla 1 OF. + 1 Ayud.	\$ 95,000.00	70%	\$ 161,500.00	0.45	\$ 355,300
Ayudante de obra	\$ 35,000.00	70%	\$ 59,500.00	0.29	\$ 208,250
				Sub Total::	\$ 563,550
			Costo Directo Total:		\$ 992,689

H. ANEXO

APU VIGA V4

Descripción ítem:		Reparación Viga V4 (sección 30x38cm)			Und: ML
1. Equipo					
Descripción	Und	Tarifa/Hora	Rendimiento	Vr. Unitario	
Herramienta menor		3% m.o.	1.00	\$ 18,564	
Taladro percutor	Día	\$ 30,000	3.00	\$ 90,000	
Hidrojet	Día	\$ 25,000	0.50	\$ 12,500	
Formaleta metálica incluye sujetadores	Día	\$ 1,200	15.00	\$ 18,000	
				Sub Total::	\$ 139,064
2. Materiales					
Descripción	Und	Precio Unitario	Cantidad	Vr. Unitario	
Conector dayton bar lock L N°4	und	\$ 51,599.00	14.00	\$ 722,386	
Acero de refuerzo 420MPa	kg	\$ 2,440.00	1.78	\$ 4,340	
Hoja de Segueta	und	\$ 5,900.00	0.20	\$ 1,180	
Pintóxido (anticorrosivo)	Gal	\$ 29,300.00	0.1667	\$ 4,883	
Separol N	kg	\$ 8,100.00	0.0502	\$ 406	
Concrelisto Re 5000 x saco de 80kg	blt	\$ 114,240.00	2.3684	\$ 270,567	
Agua para obra	lt	\$ 20.00	36.00	\$ 720	
Sikawrap 300c x 50cm de ancho	ml	\$ 73,660.00	0.5000	\$ 36,830	
Sikadur 301	kg	\$ 87,452.50	0.2678	\$ 23,415	
				Sub Total:	\$ 1,064,728
3. Transporte					
Descripción	Und	Cantidad	Vr. Parcial	Vr. Unitario	
				Sub Total::	-
4. Mano de Obra					
Descripción	Jornal	Prestaciones	Jornal total	Rendimiento	Vr. Unitario
Cuadrilla 1 OF. + 1 Ayud.	\$ 95,000.00	70%	\$ 161,500.00	0.36	\$ 452,200
Ayudante de obra	\$ 35,000.00	70%	\$ 59,500.00	0.36	\$ 166,600
				Sub Total::	\$ 618,800
				Costo Directo Total:	\$ 1,822,592

I. ANEXO

APU VIGA V5

Descripción ítem:		Reparación Viga V5 (sección 30x38cm)			Und: ML
1. Equipo					
Descripción	Und	Tarifa/Hora	Rendimiento	Vr. Unitario	
Herramienta menor		3% m.o.	1.00	\$ 21,675	
Taladro percutor	Día	\$ 30,000	2.50	\$ 75,000	
Hidrojet	Día	\$ 25,000	0.50	\$ 12,500	
Formaleta metálica incluye sujetadores	Día	\$ 1,200	15.00	\$ 18,000	
				Sub Total::	\$ 127,175
2. Materiales					
Descripción	Und	Precio Unitario	Cantidad	Vr. Unitario	
Hilti re 500 x 500 mililitros	und	\$ 171,479.00	0.85	\$ 146,059	
Aplicador de epóxico hilti	und	\$ 67,949.00	1.00	\$ 67,949	
Acero de refuerzo 420MPa	kg	\$ 2,440.00	1.48	\$ 3,617	
Hoja de Segueta	und	\$ 5,900.00	0.15	\$ 885	
Pintóxido (anticorrosivo)	Gal	\$ 29,300.00	0.17	\$ 4,883	
Separol N	kg	\$ 8,100.00	0.0502	\$ 406	
Concrelisto Re 5000 x saco de 80kg	blt	\$ 114,240.00	2.37	\$ 270,567	
Agua para obra	lt	\$ 20.00	36.00	\$ 720	
Sikawrap 300c x 50cm de ancho	ml	\$ 73,660.00	0.50	\$ 36,830	
Sikadur 301	kg	\$ 87,452.50	0.27	\$ 23,415	
				Sub Total:	\$ 555,331
3. Transporte					
Descripción	Und	Cantidad	Vr. Parcial	Vr. Unitario	
				Sub Total::	-
4. Mano de Obra					
Descripción	Jornal	Prestaciones	Jornal total	Rendimiento	Vr. Unitario
Cuadrilla 1 OF. + 1 Ayud.	\$ 95,000.00	70%	\$ 161,500.00	0.33	\$ 484,500
Ayudante de obra	\$ 35,000.00	70%	\$ 59,500.00	0.25	\$ 238,000
				Sub Total::	\$ 722,500
			Costo Directo Total:		\$ 1,405,006

J. ANEXO

APU VIGA V6

Descripción ítem:		Reparación Viga V6 (sección 30x38cm)			Und: ML	
1. Equipo						
Descripción		Und	Tarifa/Hora	Rendimiento	Vr. Unitario	
Herramienta menor			3% m.o.	1.00	\$ 16,830	
Taladro percutor		Día	\$ 30,000	2.00	\$ 60,000	
Hidrojet		Día	\$ 25,000	0.50	\$ 12,500	
Formaleta metálica incluye sujetadores		Día	\$ 1,200	15.00	\$ 18,000	
				Sub Total::	\$ 107,330	
2. Materiales						
Descripción		Und	Precio Unitario	Cantidad	Vr. Unitario	
Anclaje atomillado titen HD 1/2" x 8"		und	\$ 15,827.00	5.00	\$ 79,135	
Pintóxido (anticorrosivo)		Gal	\$ 29,300.00	0.17	\$ 4,883	
Separol N		kg	\$ 8,100.00	0.05	\$ 406	
Concrelisto Re 5000 x saco de 80kg		blt	\$ 114,240.00	2.37	\$ 270,567	
Agua para obra		lt	\$ 20.00	36.00	\$ 720	
Sikawrap 300c x 50cm de ancho		ml	\$ 73,660.00	0.50	\$ 36,830	
Sikadur 301		kg	\$ 87,452.50	0.27	\$ 23,415	
				Sub Total:	\$ 415,957	
3. Transporte						
Descripción		Und	Cantidad	Vr. Parcial	Vr. Unitario	
				Sub Total::	-	
4. Mano de Obra						
Descripción		Jornal	Prestaciones	Jornal total	Rendimiento	Vr. Unitario
Cuadrilla 1 OF. + 1 Ayud.		\$ 95,000.00	70%	\$ 161,500.00	0.50	\$ 323,000
Ayudante de obra		\$ 35,000.00	70%	\$ 59,500.00	0.25	\$ 238,000
				Sub Total::	\$ 561,000	
Costo Directo Total:					\$ 1,084,287	

K. ANEXO

APU VIGA V7

Descripción ítem:		Reparación Viga V7 (sección 30x38cm)			Und: ML	
1. Equipo						
Descripción		Und	Tarifa/Hora	Rendimiento	Vr. Unitario	
Herramienta menor			3% m.o.	1.00	\$ 16,830	
Taladro percutor		Día	\$ 30,000	0.50	\$ 15,000	
Hidrojet		Día	\$ 25,000	0.50	\$ 12,500	
Formaleta metálica incluye sujetadores		Día	\$ 1,200	15.00	\$ 18,000	
Equipo de soldadura		Día	\$ 70,000	1.00	\$ 70,000	
				Sub Total::	\$ 132,330	
2. Materiales						
Descripción		Und	Precio Unitario	Cantidad	Vr. Unitario	
Tuerca exagonal 7/16"		und	\$ 1,400.00	8.00	\$ 11,200	
Soldadura eléctrica (electrodo)		und	\$ 8,200.00	1.00	\$ 8,200	
Pintóxido (anticorrosivo)		Gal	\$ 29,300.00	0.17	\$ 4,883	
Separol N		kg	\$ 8,100.00	0.05	\$ 406	
Concrelisto Re 5000 x saco de 80kg		blt	\$ 114,240.00	2.37	\$ 270,567	
Agua para obra		lt	\$ 20.00	36.00	\$ 720	
Sikawrap 300c x 50cm de ancho		ml	\$ 73,660.00	0.50	\$ 36,830	
Sikadur 301		kg	\$ 87,452.50	0.27	\$ 23,415	
				Sub Total:	\$ 356,222	
3. Transporte						
Descripción		Und	Cantidad	Vr. Parcial	Vr. Unitario	
				Sub Total::	-	
4. Mano de Obra						
Descripción		Jornal	Prestaciones	Jornal total	Rendimiento	Vr. Unitario
Cuadrilla 1 OF. + 1 Ayud.		\$ 95,000.00	70%	\$ 161,500.00	0.50	\$ 323,000
Ayudante de obra		\$ 35,000.00	70%	\$ 59,500.00	0.25	\$ 238,000
				Sub Total::	\$ 561,000	
Costo Directo Total:					\$ 1,049,552	

BIBLIOGRAFÍA

- American Concrete Institute, Committee 440. (ACI-440.2R, 2008). Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, 440.2R-08 Design Standards. Farmington Hills, MI., US.
- ACI Committee 562, “Code Requirements for Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures (ACI 562-16) and Commentary,” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, US.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente NSR-10*. Bogotá, D.C.: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- ASTM G15. (2007). *Standard Terminology Relating to Corrosion and Corrosion Testing 1. ASTM Standards*. <http://doi.org/10.1520/G0015-08.noble>
- Baca, W. (2008). Diseño de estructuras de concreto reforzadas con con fibras de carbono. *Constructivo*.
- ICRI, (INTERNATIONAL CONCRETE REPAIR INSTITUTE). (2008). Guide for surface preparation for the repair of deteriorated concrete resulting from reinforcing steel corrosion.
- Instituto de Desarrollo Urbano. (2014). *Galvanizados*.
- Malumbela, G., & Alexander, M. (2011). Load-bearing capacity of corroded , patched and FRP-repaired RC beams. *Magazine of Concrete Research*, 63(11), 797–812.
- Montani, R. (2000, December). La carbonatación, un enemigo olvidado del concreto. *Construcción Y Tecnología*. Retrieved from <http://www.imcyc.com/revista/2000/dic2000/carbonatacion.htm>
- National Ready Mixed concrete association. (2008). *Corrosión del acero en el concreto. CIP-25*.
- Pultorak, A. S. (2016). *The effects of common surface pretreatments on the shear strenght of bonded concrete overlays (Thesis the master of science)*. University of Colorado, Denver, United State of America.
- Rodríguez, W. A. (2009). *Evaluación de la resistencia a flexión de vigas de concreto afectadas por la acción de la corrosión en el refuerzo (Tesis de pregrado)*. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- Secretaria de comunicaciones y transportes de Mexico. (2001). *El fenómeno de la corrosión en estructuras de concreto reforzado. Instituto Mexicano del Transporte*. <http://doi.org/0188-7297>
- Swan, A. E. (2016). *Alternate methods for testing shear strenght at a bonded concrete interface (Thesis the master of science)*. University of Colorado, Denver, United State of America.
- Triantafyllou, G. G., Rousakis, T. C., & Karabinis, A. I. (2017). Corroded RC beams patch repaired and strengthened in fl exure with fi ber-reinforced polymer laminates. *ELSEVIER*, 112, 125–136. <http://doi.org/10.1016/j.compositesb.2016.12.032>

Wang, L., Li, C., & Yi, J. (2015). An Experiment Study on Behavior of Corrosion RC Beams with Different Concrete Strength. *Journal of Coastal Research*, 73, 259–264.
<http://doi.org/10.2112/SI73-046.1>