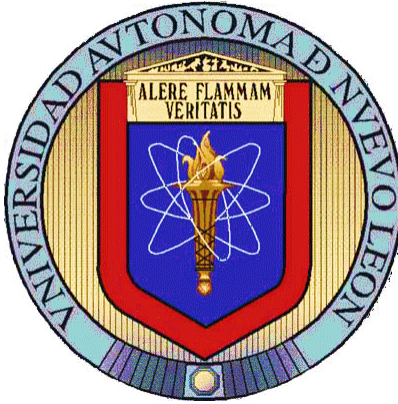


UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**RESTITUCIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE EN VIGAS AFECTADAS
POR CORROSIÓN EN LOS ESTRIBOS A TRAVÉS DE MÉTODOS USUALES
DE REHABILITACIÓN A CORTANTE**

POR:

ING. ROGELIO ISAÍ SOTO IBARRA

**Como requisito parcial para obtener el grado de
MAESTRÍA EN CIENCIAS con orientación en
Materiales de Construcción**

ASESORES

Dr. César Antonio Juárez Alvarado

Dr. Gerardo Fajardo San Miguel

Dr. Pedro Castro Borges

DICIEMBRE del 2 0 1 2



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

Oficio SDEPI-415-2012

ING. LÁZARO VARGAS GUERRA

Director del Departamento de Escolar y de
Archivo de la UANL
Presente.-

Estimado Ing. Vargas:

Por este conducto me permito comunicarle que el **ING. ROGELIO ISAÍ SOTO IBARRA**, pasante de la **Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción**, ha solicitado su examen de grado, para lo cual a cubierto la totalidad de los requisitos académicos y administrativos que exige el Reglamento de Exámenes Profesionales y el Reglamento General de Estudios de Posgrado de nuestra Institución.

De la manera más atenta, le solicito su colaboración para que se dé el trámite correspondiente en el Departamento a su digno cargo.

Sin más por el momento, quedo a sus apreciables órdenes para cualquier duda o aclaración.

ATENTAMENTE,
"ALERE FLAMAM VERITATIS"
Cd. Universitaria a 30 de noviembre del 2012

DR. PEDRO L. VALDEZ TAMEZ.
Subdirector de Estudios de Posgrado e Investigación



SUB DIRECCION DE ESTUDIOS
DE POSGRADO E INVESTIGACION

C.c.p. Archivo.
Rtp.



Cd. Universitaria S/N, Apdo. Postal No. 17
San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México, C.P. 66450
Tels: (81) 1340-4388 Ext. 7234 y 7216 ó
(81)1442-4400 Ext. 4447 y 5206
www.ingenieriacivil.uanl.mx



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

“RESTITUCIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE EN VIGAS AFECTADAS POR CORROSIÓN EN LOS ESTRIBOS A TRAVÉS DE MÉTODOS USUALES DE REHABILITACIÓN A CORTANTE”

Aprobación de la Tesis:

DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ ALVARADO
Director de la Tesis

DR. GERARDO DEL JESÚS FAJARDO SAN MIGUEL
Co director de la Tesis

DR. PEDRO CASTRO BORGES
Asesor externo

DR. PEDRO LEOBARDO VALDEZ TAMEZ
Subdirector de Estudios de Posgrado e Investigación



Cd. Universitaria, CP 66450
San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México
Tels y Fax: (81) 8376 3970, 8332 1902
www.ingenieriacivil.uanl.mx



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
INSTITUTO DE INGENIERÍA CIVIL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UANL
DR. PEDRO LEOBARDO VALDEZ TAMEZ
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

Presente:

Estimado Dr. Valdez:

En atención a su oficio en el que me informa que fui designado Director de la Tesis "RESTITUCIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE EN VIGAS AFECTADAS POR CORROSIÓN EN LOS ESTRIBOS A TRAVÉS DE MÉTODOS USUALES DE REHABILITACIÓN A CORTANTE", que presenta el **Ing. Rogelio Isaí Soto Ibarra**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción, me permito informar a Usted que después de haber leído y evaluado la calidad de la tesis, dictamino que la misma es **APROBADA**.

Sin otro particular por el momento, estoy a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que consideren pertinente.

Atentamente

"ALERE FLAMMAM VERITATIS"

Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, N.L. a 29 de Noviembre de 2012

DR. CÉSAR ANTONIO JUÁREZ ALVARADO
DIRECTOR



Cd. Universitaria S/N, Apdo. Postal No. 17
San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México, C.P. 66450
Tels. 8352 4969 Fax: 8376 0477
<http://www.fic.uanl.mx/esp/iic>



UANL

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UANL
DR. PEDRO LEOBARDO VALDEZ TAMEZ
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN
PRESENTE**

Estimado Dr. Valdez,

En atención a su oficio en el que me informa que fui designado Co Director de la Tesis "RESTITUCIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE EN VIGAS AFECTADAS POR CORROSIÓN EN LOS ESTRIBOS A TRAVÉS DE MÉTODOS USUALES DE REHABILITACIÓN A CORTANTE", que presenta el **Ing. Rogelio Isaí Soto Ibarra**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción, me permito informar a Usted que después de haber leído y evaluado la calidad de la tesis, dictamino que la misma es **APROBADA**.

Sin otro particular por el momento, estoy a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que consideren pertinente.

Atentamente
"ALERE FLAMMAM VERITATIS"
Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, N.L. a 29 de Noviembre de 2012

DR. GERARDO DEL JESÚS FAJARDO SAN MIGUEL
CO DIRECTOR



Cd. Universitaria S/N, Apdo. Postal No. 17
San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México, C.P. 66450
Tels. y Fax: (81) 8376 3970, 8332 1902
www.ingenieriacivil.uanl.mx



Cinvestav-Mérida

Departamento de
Física Aplicada

Mérida, Yuc., a 28 de noviembre de 2012

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UANL
DR. PEDRO LEOBARDO VALDEZ TAMEZ
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN**

Presente:

Estimado Dr. Valdez:

En atención a su oficio en el que me informa que fui designado Asesor Externo de la Tesis "RESTITUCIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE EN VIGAS AFECTADAS POR CORROSIÓN EN LOS ESTRIBOS A TRAVÉS DE MÉTODOS USUALES DE REHABILITACIÓN A CORTANTE", que presenta el **Ing. Rogelio Isai Soto Ibarra**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción, me permito informar a Usted que después de haber leído y evaluado la calidad de la tesis, dictamino que la misma es **APROBADA**.

Sin otro particular por el momento, estoy a sus órdenes para cualquier duda o aclaración que consideren pertinente.

Atentamente

DR. PEDRO CASTRO BORGES
ASESOR EXTERNO



UANL



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
SUBDIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN

DR. PEDRO LEOBARDO VALDEZ TAMEZ
SUBDIRECTOR DE ESTUDIOS DE POSGRADO E INVESTIGACIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UANL

Presente:

Estimado Dr. Valdez:


Por medio de la presente nos dirigimos a Usted de la manera más atenta posible, para informarle que ha sido **CONCLUIDA** la Tesis de Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción del **Ing. Rogelio Isaí Soto Ibarra**, con matrícula **No. 1572544**, como requisito parcial para obtener el grado de Maestría en Ciencias. El nombre de la Tesis es el siguiente: "RESTITUCIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTANTE EN VIGAS AFECTADAS POR CORROSIÓN EN LOS ESTRIBOS A TRAVÉS DE MÉTODOS USUALES DE REHABILITACIÓN A CORTANTE", la cual fue realizada bajo la dirección de sus servidores.

Agradeciendo de antemano su apoyo para las gestiones respectivas, sin más por el momento nos despedimos quedando a sus respetables órdenes para cualquier aclaración que consideren pertinente.

Atentamente

"ALERE FLAMMAM VERITATIS"

Cd. Universitaria, San Nicolás de los Garza, N.L. a 29 de noviembre de 2012



DR. CÉSAR A. JUÁREZ ALVARADO
DIRECTOR DE LA TESIS



DR. GERARDO FAJARDO SAN MIGUEL
CO DIRECTOR DE LA TESIS



DR. PEDRO CASTRO BORGES
ASESOR EXTERNO

c.c.p. archivo



Cd. Universitaria, CP 66450
San Nicolás de los Garza, Nuevo León, México
Tels y Fax: (81) 8376 3970, 8332 1902
www.ingenieriacivil.uanl.mx

AGRADECIMIENTOS

Expreso mi sincero agradecimiento al Dr. Cesar Antonio Juárez Alvarado y al Dr. Gerardo Fajardo San Miguel, por su confianza, su acertada asesoría y su completo apoyo durante el desarrollo de ésta investigación. Así mismo agradezco al Dr. Pedro Castro Borges investigador del Centro de Estudios Avanzados (CINVESTAV) Unidad Mérida, Yucatán, por su apoyo como asesor externo y por sus valiosas sugerencias e interés mostrado en la presente investigación.

Reconozco y agradezco el apoyo del personal de los departamentos: Ingeniería Estructural, Materiales de Construcción, Tecnología del Concreto, y al personal de la Biblioteca de Posgrado por las facilidades otorgadas para el uso de sus instalaciones y equipo para la ejecución de esta investigación.

De igual manera, agradezco a la Ing. Mercedes Balancán Zapata trabajadora del CINVESTAV, Unidad Mérida, por la ayuda, comentarios y sugerencias brindadas para la elaboración de esta investigación. De igual forma agradezco a mis compañeros de la Maestría en Ciencias con Orientación en Materiales de Construcción que me auxiliaron en el desarrollo de la etapa experimental.

Mi agradecimiento también para la Dirección de la Facultad de Ingeniería Civil, la Subdirección de Estudios de Posgrado de la misma Facultad, y a la Universidad Autónoma de Nuevo León por el apoyo real y decidido a la formación académica, y todas las personas que contribuyeron de una u otra forma en la realización de este trabajo.

Del mismo modo, reconozco el apoyo financiero a este proyecto de investigación por parte del PAICYT y SEP por los apoyos financieros otorgados a los proyectos CA-1499-07 y CA-1477-07 PROMEP/103.5/07/0293.

Finalmente, quiero agradecer a mis padres Rogelio Soto y Griselda Ibarra, a mis hermanos Braulio y Daiana, a mi novia Iraida Edith Acosta Santos y a su familia por la confianza que depositaron en mí y el apoyo moral que siempre me han brindado.

DEDICATORIAS

*A Dios, porque entre más ciencia generó,
me maravillo más con Su creación.*

*Para mis padres y hermanos, quiero
agradecerles por su ánimo y su amor, sé
que esta es una de muchas metas más.*

*Para mi novia, porque sé que este es un
paso más en nuestra vida juntos, muchas
gracias por tus consejos, tu apoyo
incondicional y todo lo que haces por mí.*

*Para la familia Acosta Santos, quiero
decirles que este trabajo, es parte del
fruto de todo el apoyo que me han
brindado y que agradezco de todo
corazón.*

Resumen

En esta investigación se estudia el comportamiento mecánico de vigas de concreto rehabilitadas a cortante en las que por medio de corriente impresa y ciclos de humectación y secado, se indujo un deterioro severo debido a la corrosión en el refuerzo transversal (estribos). El objetivo de la investigación fue evaluar la eficacia de los métodos mas usuales de reparación para la restitución de la resistencia a cortante; comparando la aportación mecánica de cada método de reforzamiento, para proponer posteriormente el que sea encontrado más adecuado. La determinación del estado de la estructura se realizo por medio de medidas electroquímicas: potencial de corrosión, y contenido de cloruros.

Los resultados experimentales que se presentan permitieron proponer alternativas adecuadas para la rehabilitación por cortante debido a la tensión diagonal en vigas de concreto reforzados deterioradas por corrosión severa.

Palabras clave: Corrosión, Cortante, Tensión Diagonal, Cloruros, Refuerzo Transversal.

Abstract

In this research, we study the mechanical behavior of concrete beams rehabilitated in shear in which current through print and cycles of wetting and drying, induced a severe deterioration due to corrosion in the transverse reinforcement (stirrups). The objective of the research was to evaluate the effectiveness of the more usual methods of repair for the return of the shear strength, comparing the contribution of each method of mechanical reinforcement to propose subsequently found to be most suitable. Determining the condition of the structure was performed by electrochemical measurements such as corrosion potential and chloride content. The experimental results obtained allow proposing suitable alternatives for rehabilitation shear due to diagonal tension in reinforced concrete beams damaged by corrosion.

Keywords: Corrosion, Shear, Diagonal Tension, Chlorides, Transversal Reinforcement.

CONTENIDO

RESUMEN	X
ÍNDICE DE TABLAS.....	XIV
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XV
NOMENCLATURA.....	XVIII
1. INTRODUCCIÓN.....	2
1.1. GENERALIDADES.....	2
1.2. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	4
1.2.1. Esfuerzo cortante por tensión diagonal.....	4
1.2.2. Mecanismos de falla por cortante.....	7
1.2.3. Formación de grietas diagonales.....	10
1.2.4. Estribos verticales, su influencia sobre el comportamiento.....	11
1.2.5. Causas de variación del efecto de corte.....	12
1.3. ASPECTOS DE DURABILIDAD.....	13
1.3.1. Corrosión del acero de refuerzo.....	13
1.3.2. Tipos de corrosión.....	15
1.3.3. Factores que afectan y desencadenan la corrosión.....	19
1.3.4. El potencial de Corrosión.....	23
1.3.5. Condiciones para la corrosión en el concreto.....	27
1.4. ANTECEDENTES.....	28
1.5. JUSTIFICACIÓN.....	35
1.6. HIPÓTESIS:.....	36
1.7. OBJETIVOS.....	36
1.7.1. Objetivo general:.....	36
1.7.2. Objetivos específicos.....	36
.....	37
2. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN.....	38

2.1.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS.....	38
2.1.1.	Resistencia por cortante.	38
2.1.2.	Aportación del concreto en la resistencia a cortante.	39
2.1.3.	Aportación del refuerzo en la resistencia por cortante.....	39
2.1.4.	Resistencia nominal a cortante.....	40
2.1.5.	Resistencia nominal a flexión.	40
2.2.	CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES.....	42
2.2.1.	El Concreto.....	42
2.2.2.	Acero de refuerzo.	44
2.3.	HABILITADO Y PREPARACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.....	45
2.3.1.	Refuerzo longitudinal.	45
2.3.2.	Refuerzo transversal.....	45
2.4.	FABRICACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO.	47
2.5.	INDUCCIÓN DEL DETERIORO EN LAS VIGAS DE CONCRETO.	49
2.5.1.	Mediante la humectación de las vigas.	49
2.5.2.	Mediante la aplicación de corriente impresa.....	50
2.6.	ESTIMACIÓN TEÓRICA DE LA PÉRDIDA DE SECCIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL. 51	
2.7.	EVALUACIÓN DEL DAÑO POR CORROSIÓN.	54
2.7.1.	Inspección visual.	54
2.7.2.	El potencial de corrosión.	54
2.7.3.	Determinación de la pérdida de sección y la masa del refuerzo transversal.	55
2.7.4.	Determinación del contenido de cloruros.....	56
2.8.	REFORZAMIENTO DE LAS VIGAS DE CONCRETO REFORZADO.....	57
2.9.	ENSAYE MECÁNICO DE LAS VIGAS DE CONCRETO REFORZADO.....	60
3.	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.....	63
3.1.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS.....	63
3.1.1.	Diseño estructural de las vigas.	63
3.2.	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.	64
3.2.1.	El concreto.....	64

3.2.2. El acero.	65
3.3. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS VIGAS.	66
3.3.1. Resistencia a cortante por tensión diagonal.	66
3.3.2. El ancho de la grieta y el patrón de agrietamiento.	74
3.3.3. Pérdida de sección y masa del refuerzo transversal.	78
3.4. INDICADORES DE DAÑO POR CORROSIÓN.	81
3.4.1. Potencial de corrosión.	81
3.4.2. Inspección visual del deterioro.	84
3.4.3. El contenido de los cloruros.	87
4. CONCLUSIONES.	90
5. RECOMENDACIONES.	92
6. BIBLIOGRAFÍA.	94
ANEXOS.	100
CALCULO PARA DETERMINAR EL VALOR DE LA CARGA A APLICAR EN LAS VIGAS, A 60 CM DE LOS APOYOS.	100
FOTOGRAFÍAS.	104
Fabricación de las vigas.	104
Inducción del deterioro.	105
Ensaye a flexión de las vigas.	106
Superficie de los estribos deteriorados.	107

Índice de tablas

	Página
Tabla 1. Riesgo de corrosión en función del potencial medido tomando como referencia el E.C.S. [23].....	26
Tabla 2. Criterio de valoración de potenciales del acero en concreto vs ($Cu/CuSO_4$). [29].....	26
Tabla 3. Criterio del ASTM para corrosión en concreto reforzado para medias celdas estándar. [36].....	27
Tabla 4. Características de los materiales usados en el concreto.....	42
Tabla 5. Nomenclatura de las vigas.	48
Tabla 6. Valor crítico de cloruros en concretos reforzados [29].....	57
Tabla 7. Resistencia nominal a cortante de las vigas, de acuerdo con el código ACI 318 [54].....	63
Tabla 8. Características mecánicas de la varilla (5/16”)......	65
Tabla 9. Resistencia por cortante última.	72
Tabla 10. Reducción de la ductilidad.....	72
Tabla 11. Carga correspondiente al agrietamiento y a la resistencia última a cortante de las vigas.	73
Tabla 13. Pérdida de masa en los estribos	79
Tabla 14. Diámetro y sección final de los estribos.	80
Tabla 15. Índice de comparación para la resistencia por cortante teórica contra la resistencia por cortante experimental.	80
Tabla 12. Contenido de cloruros en % de cemento.....	87

Índice de figuras.

	Página
Figura 1. Partícula de concreto que representa los esfuerzos cortantes verticales v_1 y horizontales v_2 [9].	6
Figura 2. Trayectorias de esfuerzos en una viga rectangular homogénea [11].	7
Figura 3. Representación esquemática de los diferentes tipos de falla en elementos en los que predomina la fuerza cortante [11].	9
Figura 4. Ejemplo de falla a cortante durante el ensaye a tensión de vigas.	11
Figura 5. Celda electroquímica.	14
Figura 6. Tipos de corrosión de armaduras y factores que provoca [23].	16
Figura 7. Corrosión generalizada.	17
Figura 8. Corrosión localizada.	17
Figura 9. Corrosión por picaduras.	18
Figura 10. Corrosión galvánica o por contacto.	19
Figura 11. Concreto reforzado, sin contaminar [29].	21
Figura 12. Esquema de medición de potenciales en la armadura [29].	25
Figura 13. Condiciones para la corrosión del acero en el concreto [37].	28
Figura 14. Detalle de dimensiones generales de las vigas.	38
Figura 15. Esquema del refuerzo longitudinal y transversal.	41
Figura 16. Pruebas al concreto fresco, a) Revenimiento y b) Contenido de aire.	43
Figura 17. Cilindros de concreto, a) Fabricación y b) Ensaye a compresión.	43
Figura 18. Arreglo del ensaye a tensión del refuerzo.	44
Figura 19. Ensaye del refuerzo transversal (a) y longitudinal (b).	44
Figura 20. Varillas longitudinales preparadas para evitar su deterioro.	45
Figura 21. Estribo tipo.	46
Figura 22. Arreglo del acero de refuerzo previo al colado.	47
Figura 23. Cimbra para la fabricación (a), Arreglo final para el colado (b), Fabricación del concreto (c) y Vibrado del concreto	48
Figura 24. Humectación localizada de las vigas.	50

Figura 25. Esquema utilizado para la inducción del deterioro.	50
Figura 26. a) Fuentes de poder para la inducción de la corriente galvánica y b) circuito utilizado para el control de la corriente inducida.....	51
Figura 27. Estimación teórica a) de la reducción de diámetro y sección del estribo, b) del Cortante nominal teórico durante la exposición al deterioro.	53
Figura 28. Inspección visual de las vigas.	54
Figura 29. Medición del potencial de corrosión, mediante el electrodo de referencia Ag/AgCl.....	55
Figura 30. Extracción de los estribos deteriorados.....	56
Figura 31. Reforzamiento con estribos internos en forma de “U”.....	58
Figura 32. Reforzamiento con tensores.	59
Figura 33. Reforzamiento con fibra de carbono.	59
Figura 34. Ensaye de las vigas de concreto a flexión.	60
Figura 35. Evolución de la resistencia a la compresión a diferentes edades.	64
Figura 36. Resistencia a cortante en las vigas de control. Vigas sin deterioro.....	67
Figura 37. Resistencia a cortante en vigas de control. Vigas con deterioro severo por corrosión.....	68
Figura 38. Resistencia a cortante en las vigas con deterioro severo por corrosión, reforzadas con estribos internos en forma de U (grapasp).....	69
Figura 39. Resistencia a cortante en las vigas con deterioro severo por corrosión, reforzadas con varilla roscada y tensadas en placas (tensores).	70
Figura 40. Resistencia a cortante en vigas con deterioro por corrosión severo, reforzadas con fibra de carbono (encamisado).....	71
Figura 41. Resistencia última al cortante experimental V_u contra V_n	74
Figura 42. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas de control sin deterioro ensayadas a flexión.	75
Figura 43. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas de control con deterioro REFCD ensayadas a flexión.....	76
Figura 44. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas de control RGRAP ensayadas a flexión.	77

Figura 45. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas de control RTENS ensayadas a flexión.	77
Figura 46. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas rehabilitadas por cortante con fibra de carbono RFIBRA, ensayadas a flexión.....	78
Figura 47. Potencial de corrosión de los estribos para las vigas, antes de iniciar la inducción del deterioro.....	82
Figura 48. Potencial de corrosión de los estribos para las vigas, transcurridos 21 días después de iniciada la inducción del deterioro.....	82
Figura 49. Potencial de corrosión de los estribos para las vigas, transcurridos 28 días después de iniciada la inducción del deterioro.....	83
Figura 50. Potencial de corrosión de los estribos para las vigas, transcurridos 50 días después de iniciada la inducción del deterioro.....	83
Figura 51. Potencial de corrosión de los estribos para las vigas transcurridos 65 días después de iniciada la inducción del deterioro.....	84
Figura 52. Condición superficial de las vigas sometidas al deterioro acelerado (65 días de humectación y secado + aplicación de la corriente).....	84
Figura 53 Patrón de agrietamiento por corrosión de las vigas REFCD y RGRAP. Los valores sobre las vigas representan el ancho de grieta (mm) y las acotaciones (m).	85
Figura 54. Patrón de agrietamiento por corrosión de las vigas RTENS. Los valores sobre las vigas representan el ancho de grieta (mm) y las acotaciones (m). .	86
Figura 55. Patrón de agrietamiento en amabas caras de las vigas RFIBRA. Los valores sobre las vigas representan el ancho de grieta (mm) y las acotaciones (m).	87

Nomenclatura

A/C	Relación agua/cemento.
ACI	American Concrete Institute.
As	Área de acero longitudinal.
ASTM	American Society of Testing Materials.
Av	Área de acero.
bw	Ancho del alma.
cm	Centímetros.
cm ²	Centímetros cuadrados.
d	Peralte efectivo.
Ecorr	Potencial de corrosión.
f _c	Esfuerzo principal de compresión.
f'c	Resistencia especificada del concreto a la compresión.
fcr	Resistencia a la compresión a la ruptura.
kg	Kilogramos.
m ³	Metros cúbicos.
mm	Milímetros.
mV	Milivolts.
Mn	Momento nominal.
Mu	Momento último.
IMCYC	Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.
NMX	Norma Mexicana.
NOM	Norma Oficial Mexicana.
ONNCCE	Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación.
P	Carga concentrada.
ppc	Peso por contenido de cemento.
r ₀	Radio inicial de la varilla.
T	Tensión.

V	Fuerza cortante externa.
V_c	Resistencia del concreto al cortante.
V_n	Resistencia nominal al cortante.
V_s	Resistencia del acero al cortante.
V_u	Resistencia última al cortante.
x_{aver}	Velocidad promedio de penetración de corrosión.
ρ	Porcentaje de acero.
σ	Esfuerzo de compresión.
ϕ	Diámetro.

Capítulo 1

INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades.

Las estructuras de concreto reforzado han sido y continúan siendo diseñadas de acuerdo con estándares nacionales e internacionales, tales como ACI 318, Eurocode 2 etc. Estos estándares han sido desarrollados con base en el conocimiento adquirido por el desarrollo de investigación y trabajo en laboratorio, complementado por la experiencia en el campo. Dichos códigos de diseño son predominantemente analíticos, basados en principios de resistencia. [1] Gracias a este medio se han logrado tener estructuras que soportan adecuadamente las cargas de servicio [2] La infraestructura es una componente clave de los asentamientos humanos ya que facilita las actividades de la población a través de edificios, transporte, energía, agua, comunicaciones y actividades industriales; por lo tanto, es vital que el desempeño de las mismas sea el adecuado. Sin embargo, se han encontrado problemas relacionados con el medio ambiente en el que se encuentran, principalmente problemas de corrosión que acelera el proceso de deterioro de la estructura y generando una pérdida de resistencia de la misma [3].

En contraste con las acciones mecánicas (carga por gravedad, viento, etc.) las acciones ambientales son irreversibles y acumulan componentes dañinos (iones cloruro) en el concreto [4]. La reducción de la vida útil de las estructuras de concreto reforzado debida a la corrosión del refuerzo ha preocupado a la industria de la construcción alrededor del mundo [5], debido a que muchas estructuras en ambientes agresivos han mostrado una disminución en su servicialidad y más aún en su seguridad, mucho antes de lo previsto; por lo tanto, se hace necesaria una rehabilitación, el reforzamiento o el remplazo. La corrosión presenta un problema a las estructuras de concreto reforzado por dos razones: Primera: a medida que el acero sufre el deterioro por corrosión, hay una pérdida de sección en el mismo; segunda: los productos de corrosión ocupan un volumen superior que el acero original, que ejerce esfuerzos de tensión adyacentes a la varilla de refuerzo y

causan grietas. La corrosión del acero puede, además, causar una disminución de la adherencia del sistema acero concreto, causando una falla en la estructura fuertemente corroída [6]

En 1990 se realizó un estudio del impacto de los costos económicos originados por la corrosión y el resultado fue que entre 2 y el 5 % del Producto Nacional Bruto (PNB) de cada país se destina a subsanar los problemas de corrosión [2]. Dicho esto, el deterioro por corrosión representa grandes pérdidas económicas y se puede hacer mucho para reducirlas; por ejemplo, se ha utilizado una cantidad considerable de recursos en la rehabilitación de estructuras de concreto deterioradas. Se estima que más de 20 mil millones de dólares se destinan para la reparación y rehabilitación de puentes en Estado Unidos y más de 600 millones para la reparación de caminos y puentes en el Reino Unido. El costo de reparación y rehabilitación de estructuras de concreto reforzado en otras partes del mundo no está bien documentado; pero, indudablemente, una cantidad importante de recursos se destina para la prolongación de la vida de servicio de las distintas estructuras [5].

Se considera al deterioro como uno de los factores principales que afectan el rendimiento de las estructuras de concreto reforzado; además es bien sabido que el grado de deterioro no sólo depende del tipo de material y de los procesos de construcción, sino que también es depende del medio ambiente que lo rodea, el tipo de clima y las etapas de servicio durante la vida útil de las estructuras. El cambio climático puede alterar este entorno, causando la aceleración del proceso de deterioro [3]. Algunas investigaciones previas demuestran que los principales agentes agresivos son los cloruros, en las regiones marinas y la carbonatación en zonas con altas concentraciones de CO₂. La combinación de los agentes agresivos acelera el proceso de degradación de las estructuras de concreto reforzado; pero la resistencia de éstas dependerá tanto de la resistencia del concreto, como de la resistencia del refuerzo. Cualquiera de los dos que se deteriore, comprometerá la estructura como un todo. Sin embargo, ni la alta alcalinidad o la baja permeabilidad del recubrimiento pueden garantizar que el

acero de refuerzo pueda resistir a la corrosión indefinidamente, especialmente en ambientes marinos [7]. La renovación de la infraestructura existente ha emergido como una de las mayores actividades en la industria de la construcción alrededor del mundo. Esta práctica se ha vuelto una necesidad, debido a varias razones. Los códigos de diseño están en constante actualización en muchos países, con nuevos requerimientos, tales como mayores resistencias para los miembros estructurales. Así que la rehabilitación de las estructuras de concreto reforzado se ha vuelto una práctica muy común en la ingeniería civil y, más aún, con la existencia de estructuras debilitadas por los efectos de la corrosión del acero de refuerzo [8].

Por lo general, la acción de estos agentes en las vigas de concreto reforzado, propicia que el proceso de corrosión se inicie en el concreto. Esto afecta la resistencia a cortante por tensión diagonal de la estructura, la cual se ve requerida para soportar concentraciones altas de esfuerzos de tensión diagonal cerca de los apoyos. Usualmente el cortante es resistido por los estribos, y un deterioro importante en la resistencia de éstos podría ocasionar una falla frágil y repentina.

Este contraste con la naturaleza de la falla a flexión, que se inicia con una fluencia gradual en el acero a tensión. Simultáneamente se presenta un agrietamiento del concreto y grandes deformaciones que advierten sobre el problema y dan la oportunidad de tomar decisiones correctivas [9].

1.2. Comportamiento estructural.

1.2.1. Esfuerzo cortante por tensión diagonal.

Las vigas de concreto reforzado, en general, presentan dos tipos de fallas: a flexión y por tensión diagonal (cortante). La falla por cortante es repentina y frágil por naturaleza. Además es poco predecible; esto debido a que no brinda un previo aviso, ya que no presenta agrietamientos antecedentes a la falla (grandes

agrietamientos), y por eso es más peligrosa que la fallas por flexión [10]. Para visualizar el efecto de la fuerza cortante es útil recordar algunos conceptos elementales de la mecánica de los materiales; ya que en niveles de bajos de carga y antes de la aparición de las grietas, el comportamiento del concreto reforzado se asemeja al de un material homogéneo y elástico.

En un punto cualquiera de un elemento sujeto a este tipo de esfuerzos, los esfuerzos normales y tangenciales, según dos planos perpendiculares cualesquiera. Aquellos planos en que sólo existen esfuerzos normales se llaman planos “principales” y son perpendiculares entre sí. Los esfuerzos en estos planos reciben el nombre de “esfuerzos principales” y tienen la propiedad de ser los esfuerzos máximo y mínimo que pueden existir en el punto. [9]

Se dice que la sección de una pieza está sometida a cortante cuando sobre ella actúa un esfuerzo con una resultante de fuerzas paralela al plano de sección. Una fuerza cortante es el resultado de todas las fuerzas verticales que actúan en una viga, en un sección considerada; esta fuerza, dentro de un elemento (véase Figura 1a), genera esfuerzos cortantes verticales v_1 y esfuerzos cortantes horizontales v_2 , que son iguales $v_1=v_2$, ya que si no fuera así, el elemento rotaría, lo cual indicaría que no existe el equilibrio estático.

Si se corta el cubo a la mitad (véase Figura 1b) en diagonal, se verá que las componentes diagonales de los esfuerzos cortantes verticales y horizontales se combinarán para producir un esfuerzo de compresión diagonal en toda la sección, a través de una diagonal, y un esfuerzo de tensión diagonal f_v perpendicular a la misma diagonal.

Entonces, el concreto puede resistir la compresión diagonal con cierta facilidad; pero cuando los esfuerzos de tensión diagonal son demasiado grandes, se producirá una grieta por tensión diagonal [11].

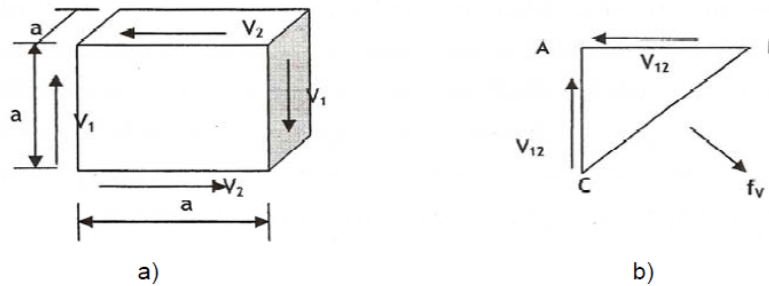


Figura 1. Partícula de concreto que representa los esfuerzos cortantes verticales v_1 y horizontales v_2 [9].

La gran mayoría de los miembros estructurales de concreto reforzado no tienen generalmente que resistir fuerzas de cortante puro. Estas fuerzas rara vez actúan por sí mismas, sino en combinación con flexión, carga axial y quizás torsión. La transmisión de cortante en las vigas de concreto reforzado se apoya fuertemente en la resistencia a tensión y compresión del concreto. En consecuencia, no es de sorprender que una falla por cortante casi siempre no es dúctil. Es conveniente, utilizar los conceptos clásicos de esfuerzo cortante en los cuerpos homogéneos, isotrópicos y elásticos, al tratar con miembros de concreto reforzados.

La fuerza cortante transversal o cortante, en cualquier sección de un miembro estructural, puede deducirse por consideraciones de equilibrio. La intensidad de la fuerza se muestra convenientemente mediante un diagrama de fuerzas cortantes. La suma de los esfuerzos cortantes en esa sección transversal naturalmente debe equilibrar la fuerza cortante externa en esa sección.

Al considerar el equilibrio de un elemento infinitesimal de un miembro, se hace evidente que las intensidades del esfuerzo cortante vertical y horizontal en cada elemento deben ser las mismas. Es fácil deducir los esfuerzos cortantes horizontales a lo largo de cualquier fibra de una viga homogénea, isotrópica, no agrietada, a partir de las consideraciones de equilibrio interno de los esfuerzos a flexión (véase Figura 2).

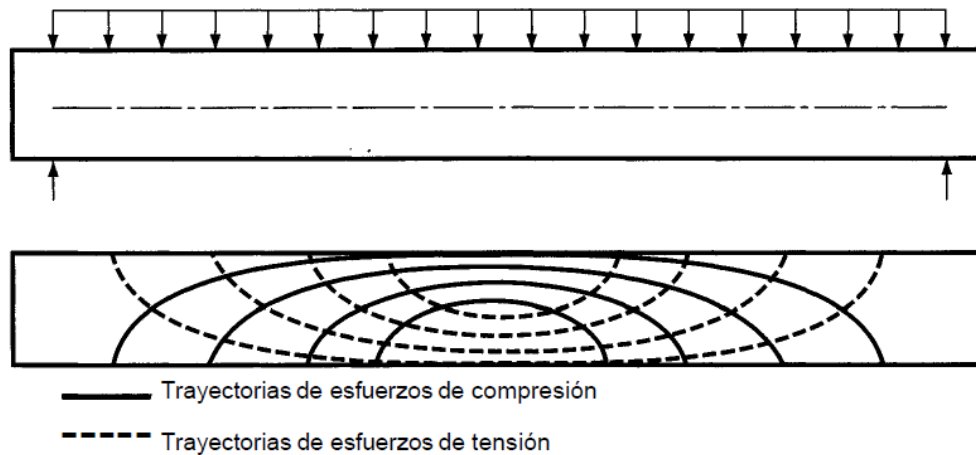


Figura 2. Trayectorias de esfuerzos en una viga rectangular homogénea [11].

La falla a cortante es difícil de predecir en forma exacta. A pesar de la investigación llevada a cabo durante muchas décadas y el uso de herramientas analíticas altamente sofisticadas, ésta no se comprende aún completamente [9]. La falla es repentina, sin suficiente aviso previo y las grietas diagonales que se desarrollan son más amplias que a flexión. Debido a estas diferencias en comportamiento, las vigas de concreto reforzado son provistas generalmente de un refuerzo especial para cortante, asegurando que la falla a flexión ocurra antes que la falla por cortante, en caso de sobrecargar al elemento.

1.2.2. Mecanismos de falla por cortante.

Los mecanismos de falla por cortante en vigas simplemente apoyadas, con cargas concentradas, caen en los siguientes grupos aproximados de relaciones de claro cortante al peralte (a/d) que a continuación se mencionan [12], el claro de cortante es la distancia entre la carga de prueba y la reacción, una distancia que se denomina (a).

Considérese un elemento sometido a carga en la forma mostrada en la Figura 3a. En los primeros incrementos de carga no existe diferencia entre el comportamiento

de un elemento que falle por efecto de fuerza cortante y el de otro que falle por flexión. Antes de que aparezcan las primeras grietas en la parte inferior, debidas a flexión, el comportamiento del elemento es esencialmente elástico. Al aumentar las cargas, la fuerza cortante puede originar esfuerzos principales que excedan la resistencia a tensión del concreto, produciendo grietas inclinadas a una altura aproximada de medio peralte. Estas grietas pueden aparecer súbitamente en puntos donde no exista una grieta de flexión o, muy frecuentemente, pueden presentarse como continuación de una grieta de flexión que gradualmente cambia de inclinación.

En miembros sujetos a compresión o tensión axial, las grietas inclinadas se forman ante cargas mayores o menores, respectivamente, que la carga que produce el agrietamiento del mismo miembro sin carga axial. A partir de este momento, el comportamiento del elemento difiere en forma importante del correspondiente a un miembro que falle por flexión. La grieta inclinada puede aparecer súbitamente, sin señal previa, y extenderse inmediatamente hasta causar el colapso de la pieza, como se muestra en la Figura 3a. En este caso, la falla se denomina de *tensión diagonal*.

Por otra parte, puede suceder que el agrietamiento inclinado se desarrolle gradualmente y que el colapso de la pieza se produzca finalmente por el aplastamiento de la zona de compresión en el extremo de la grieta inclinada, al reducirse considerablemente la zona disponible para soportar los esfuerzos de compresión originados por flexión. En este caso la falla se denomina de *compresión por cortante* (Figura 3b).

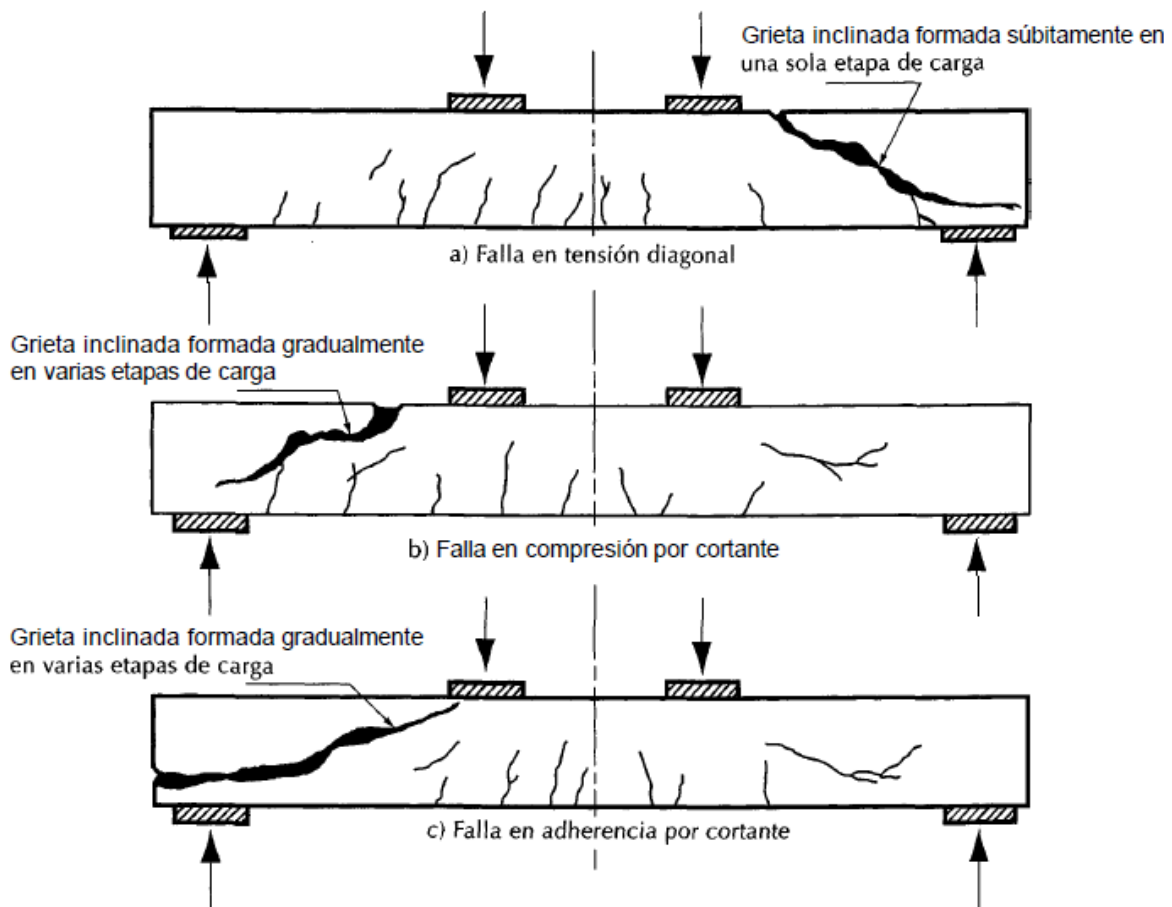


Figura 3. Representación esquemática de los diferentes tipos de falla en elementos en los que predomina la fuerza cortante [11].

La diferencia esencial entre ambos tipos de falla consiste en que, en una falla por tensión diagonal, el agrietamiento inclinado es súbito y causa de inmediato el colapso de la pieza, mientras que en una falla de compresión por cortante, la pieza puede soportar cargas mayores que la que produce el agrietamiento inclinado. Algunos autores establecen otro tipo de falla, denominada generalmente de *adherencia por cortante* [11]. Este tipo se caracteriza porque la resistencia se alcanza cuando se presentan extensos agrietamientos longitudinales en el nivel del acero de tensión, simultáneos con un aplastamiento ligero en la zona de compresión en el extremo de la grieta inclinada, como se muestra en la Figura 3c.

Desde el punto de vista de resistencia, cuando la falla se produce súbitamente al aparecer la primera grieta inclinada importante, se dice que el elemento falla en *tensión diagonal*. Cuando la falla ocurre después de la aparición de una grieta inclinada importante y la resistencia es mayor que la carga que formó esta grieta, se dice que el elemento tuvo una *falla en compresión por cortante* o *en adherencia por cortante*, según el caso.

Desde el punto de vista del comportamiento de una estructura, es muy desventajoso que un elemento alcance su resistencia debido a uno de estos tipos de falla, antes de que se presente la fluencia del acero longitudinal, ya que estas fallas se producen rápidamente en deformaciones pequeñas. En consecuencia, la estructura resulta poco dúctil. La carga que produce las primeras grietas inclinadas completas se suele denominar *carga de agrietamiento inclinado*. En general, una grieta inclinada importante es aquella que se extiende a través de casi todo el peralte del elemento y se empieza a prolongar a lo largo del acero de tensión. Varios investigadores la han definido de acuerdo con distintos criterios basados en la observación visual del elemento, y, por lo tanto, la carga correspondiente está sujeta a variaciones de orden subjetivo. Sin embargo, esta carga marca en general un cambio importante en el comportamiento del miembro. Cuando la grieta inclinada se produce súbitamente y causa el colapso de la pieza, la carga de agrietamiento es también la resistencia del elemento [11].

1.2.3. Formación de grietas diagonales.

La flexión y el cortante se combinan en un miembro de concreto reforzado para crear un estado biaxial de esfuerzos. Por lo tanto, cuando los esfuerzos principales de tensión exceden la resistencia de tensión del concreto, se generarán grietas. En las zonas donde existen grandes momentos flexionantes, estos esfuerzos son máximos en la fibra extrema a tensión del miembro y se producen grietas verticales a flexión, y en las zonas donde existen grandes esfuerzos de cortante se generan esfuerzos principales de tensión, también conocidos como tensión

diagonal, aproximadamente a 45° respecto al eje del miembro, lo que producirá grietas inclinadas (véase Figura 4).



Figura 4. Ejemplo de falla a cortante durante el ensaye a tensión de vigas.

Por lo general, la carga de agrietamiento diagonal que se origina de la flexión y cortante es más pequeña de lo que se esperaría del análisis de esfuerzos principales y de la resistencia a tensión del concreto. Esto se debe a la presencia de esfuerzos de contracción, a la redistribución de esfuerzos cortantes entre grietas de flexión y al debilitamiento local de una sección transversal por el refuerzo transversal, que provoca un patrón regular de discontinuidades a lo largo de la viga [13].

1.2.4. Estribos verticales, su influencia sobre el comportamiento.

Los estribos pueden desarrollar su resistencia asignada sólo si están anclados adecuadamente. Una grieta diagonal puede cruzar un estribo en cualquier punto a lo largo de su longitud. Ya que la grieta puede estar muy próxima al borde a tensión o a compresión del miembro, un estribo debe poder desarrollar su resistencia de cedencia en toda su longitud. Consecuentemente, es importante que los estribos se doblen alrededor de fuertes varillas longitudinales y que se extiendan más allá de ellas, en una longitud adecuada de desarrollo [12]. Para

entender como los estribos mejoran el comportamiento de una viga y su resistencia, consideramos al estribo simplemente como refuerzo vertical espaciado a lo largo de la longitud de la viga a distancias no mayores que la mitad del peralte efectivo de centro a centro, bien anclado en la zona de compresión de la viga y, por lo regular, doblado alrededor de las varillas longitudinales de tensión.

1.2.5. Causas de variación del efecto de corte.

Las causas que modifican la capacidad ante cortante de una viga son numerosas; destacaremos únicamente las más significativas y de fácil interpretación.

- *Tipo de carga:* las cargas concentradas provocan mayor efecto de corte. Estas cargas aumentan el efecto de corte. De un 20 a un 30%
- *Ubicación de la carga:* existe una zona de máximo efecto para las cargas concentradas. La misma se ubica a una distancia aproximada de $a = 3d$.
- *Cargas inferiores:* las cargas distribuidas, ubicadas en la parte inferior de la viga, generan tensión en el alma y en ese caso la armadura debe ser complementaria a la de corte y calculada por separado.
- *Esbeltez de la viga:* en el caso de las cargas distribuidas, la capacidad de corte aumenta para esbelteces $l/h < 10$. Es decir, a mayor altura de la viga (h), es mejor la resistencia al corte.
- *Forma de la sección:* en ensayos realizados se determinó una notable variación de los esfuerzos por tensión en los estribos de las vigas, función de la forma de su sección. Las vigas rectangulares, casi cuadradas, demostraron ser las más efectivas; los estribos trabajan más holgados y acompañan a la viga hasta las cargas de falla mientras que en vigas esbeltas, las tensiones de los estribos aumentan casi al doble, en algunos casos [14].

1.3. Aspectos de durabilidad.

1.3.1. Corrosión del acero de refuerzo.

La corrosión del acero de refuerzo representa, en forma integral, el problema de durabilidad que más afecta a las estructuras de concreto. En ambientes marinos es una de las principales causas del deterioro que se produce por la despasivación del refuerzo inducida por los cloruros [15]. La producción de herrumbre (óxido de hierro) implica la reacción de oxígeno en presencia de agua. Cuando un metal se corroe, pierde electrones y forma cationes. La corrosión también puede definirse como un proceso de deterioro y destrucción de un material (generalmente un metal) o de sus propiedades debido a su reacción con el medio ambiente [16], [17].

La corrosión del hierro y otros metales es un proceso que todos conocemos. Lo que llamamos corrosión es la conversión de un metal en un compuesto metálico por una reacción entre el metal y alguna sustancia de su entorno. Cuando un átomo, ion o molécula, adquiere una carga más positiva (es decir, cuando pierde electrones), decimos que se oxida. La pérdida de electrones por parte de una sustancia se denomina oxidación. Cuando un átomo, ion o molécula, adquiere una carga más negativa (gana electrones), decimos que se reduce. La ganancia de electrones por parte de una sustancia se denomina reducción. Debido a que la oxidación de una sustancia siempre va acompañada por la reducción de otra, tales reacciones se llaman reacciones de oxidación – reducción [18].

La corrosión del acero es de naturaleza electroquímica. Además de que en el proceso de la corrosión hay oxidación y reducción, el metal mismo conduce electricidad. De este modo, los electrones se desplazan a través del metal desde una región donde hay oxidación hasta otra donde hay reducción provocando zonas de diferentes niveles de energía, lo que propicia la formación de una celda electroquímica, como puede apreciarse en la Figura 5.

Algunas de las condiciones que favorecen la corrosión son: la falta de protección del acero de refuerzo, presencia de agua, oxígeno disponible y la presencia de agentes corrosivos (Cl^- y/o CO_2) [18].

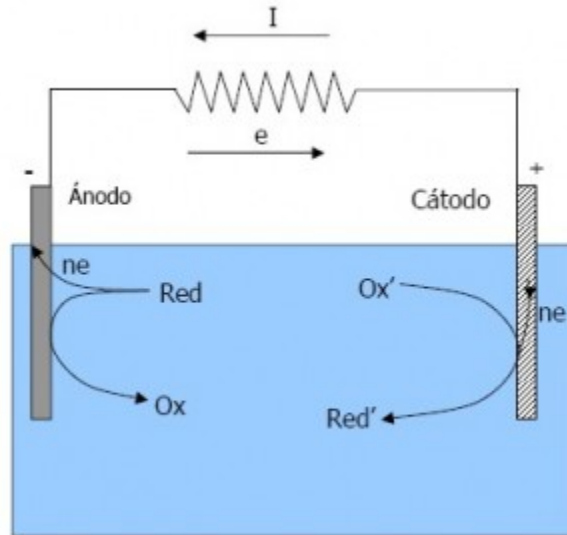


Figura 5. Celda electroquímica.

La corrosión del acero de refuerzo es factor principal de la vida de servicio de las estructuras de concreto reforzado. La interacción entre la unión del reforzamiento y el concreto alrededor de éste es fundamental. En las estructuras que están expuestas a ambientes agresivos, se podrían debilitar, debido a la corrosión, esta unión entre el refuerzo y el concreto. Básicamente, el problema asociado con el deterioro del concreto reforzado debido a la corrosión es la reducción de la sección, reduciendo así las propiedades mecánicas del refuerzo y además que los productos de corrosión resultantes incrementan su volumen causando agrietamientos [19].

Cuando se desarrolla la corrosión en las armaduras de acero embebidas en el concreto, los productos generados (formación de óxidos), inicialmente se acumulan sobre su superficie, tratando de llenar la estructura de poros del mismo.

Debido al importante incremento de su volumen (2 a 4 veces el volumen del acero original), presionan sobre el recubrimiento hasta que, superada la resistencia a

tensión del concreto, se originan grietas y pérdida de sus propiedades mecánicas [20].

La corrosión produce además un descascaramiento y vacíos en la superficie del acero de refuerzo, reduciendo la capacidad resistente como resultado de la reducción de la sección transversal. Así mismo, la evidencia de problemas de corrosión (manchas de óxido, agrietamientos y desprendimiento del material) provoca la desvalorización del inmueble debido a su deterioro estético y funcional. En general, cuando aparecen problemas en el concreto reforzado, es una práctica común realizar reparaciones costosas con fundamentos empíricos que no siempre dan buen resultado, por que aún en esta etapa, se presentan problemas de supervisión o de malas prácticas como el exceso de agua en el concreto o curado ineficiente [21].

1.3.2. Tipos de corrosión.

Atendiendo a la cantidad de área corroída, se pueden considerar dos tipos de corrosión: generalizada y localizada, como se muestra en la Figura 6.

Los iones despasivantes dan lugar a una corrosión de tipo localizado, mientras que la reducción del pH permite la disolución completa de la capa pasivante y, por lo tanto, da lugar a una corrosión de tipo generalizado. Las formas que puede adoptar la corrosión son diversas. En general, se clasifican por la extensión del área atacada. [22]

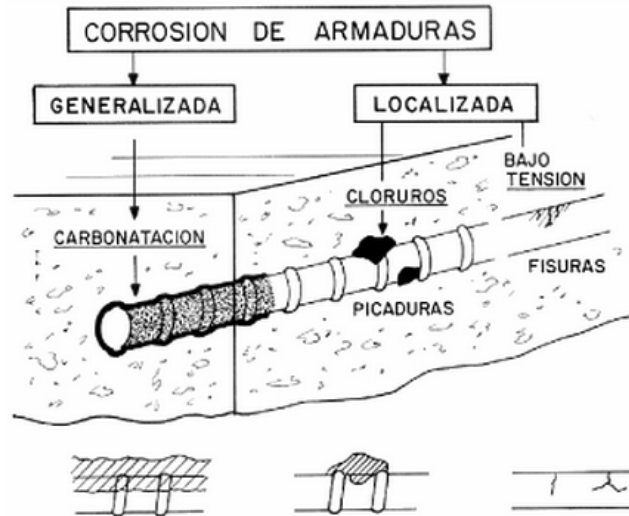


Figura 6. Tipos de corrosión de armaduras y factores que provoca [23].

Corrosión generalizada.

Este tipo de corrosión puede darse cuando el ataque se extiende casi por igual sobre la superficie (véase Figura 7), la velocidad de corrosión uniforme es generalmente baja y predecible; esto hace que el proceso de corrosión sea manejable [24].

En el área de la construcción ésta se presenta comúnmente en los marcos de estructuras metálicas. Sin embargo, es también común cuando la capa pasiva del acero de refuerzo ha sido destruida como resultado de la carbonatación del concreto, o cuando hay una cantidad suficiente de cloruros a lo largo de la varilla [16]. El ataque se puede prevenir o reducir utilizando (1) materiales apropiados [25], incluyendo recubrimientos, (2) inhibidores, (3) protección catódica [26], o extracción de cloruros [27] y realcalinización electroquímica [28].

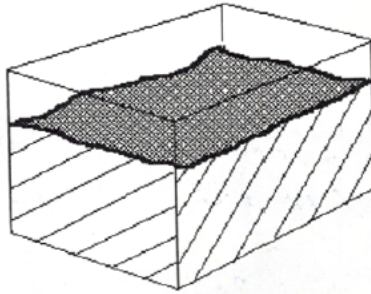


Figura 7. Corrosión generalizada.

Corrosión localizada.

Ésta actúa en determinadas áreas de la superficie, como puede observarse en la Figura 8. Esto debido a la no homogeneidad del metal o del medio ambiente. Tiende a profundizarse mucho más rápidamente que la corrosión generalizada, pudiendo ser en extremo peligrosa, ya que puede conducir a la falla de una pieza. Su intensidad es difícil de predecir y de controlar. Entre los principales tipos de corrosión localizada se pueden mencionar los siguientes: corrosión galvánica, intergranular, en picaduras, en grietas o hendiduras, bajo esfuerzo y por fatiga, entre otros [24].

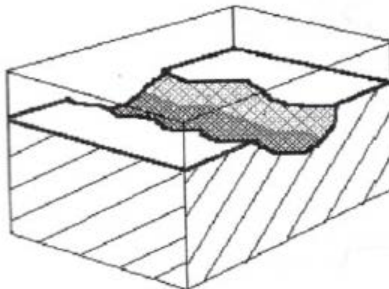


Figura 8. Corrosión localizada.

Corrosión por picaduras.

Las picaduras se forman por la disolución localizada de la película pasiva; típicamente resultan del ingreso de iones cloruro al medio, bien sea porque provienen del medio exterior o porque fueron incorporados en el concreto.

De esta manera se forma una celda de corrosión donde existe un área pasiva intacta, actuando como cátodo, en el que se reduce el oxígeno y una pequeña área donde se ha perdido la película, actuando como ánodo, en el cual ocurre la disolución del acero [29].

Las picaduras son una forma de ataque extremadamente localizado; estas picaduras pueden ser diámetros pequeños o grandes, pero en la mayoría de los casos son relativamente pequeñas (véase Figura 9). Las picaduras son una de las formas más destructivas y más insidiosas de corrosión. Es a menudo difícil de detectar picaduras debido a su tamaño pequeño y porque las picaduras se cubren a menudo con los productos de la corrosión. Además, es difícil medir cuantitativamente y comparar el grado de las picaduras, debido a las profundidades y los números diversos de picaduras que pudiesen ocurrir bajo condiciones idénticas. Las picaduras son también difíciles de predecir por pruebas de laboratorio [30].

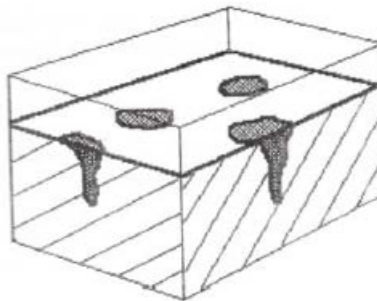


Figura 9. Corrosión por picaduras.

Corrosión galvánica.

Este tipo de corrosión ocurre cuando están en contacto eléctrico dos metales distintos, expuestos a soluciones corrosivas o a humedad atmosférica [16]. De acuerdo con la “International Union for Pure and Applied Chemistry (IUPAC)”, los metales “nobles” son los que tienen un potencial más positivo y por lo tanto sufren un mínimo de corrosión, mientras que los metales “activos” son los que tienen un potencial más positivo y, por lo tanto, sufren un mínimo de corrosión, mientras que

los metales “activos” son los que tienen un potencial más negativo (en comparación con los metales nobles) y los que se corroen más fácilmente [31].

En estas circunstancias, el metal más reactivo (el menos noble) se corroerá más rápido que el metal más noble (véase Figura 10), por lo tanto, el metal reactivo se llama ánodo y el metal “inerte” cátodo. En el caso del concreto reforzado, esta situación se dará cada vez que en alguna zona se dañe o no se forme la película pasiva característica, esta zona actuará como un ánodo frente al resto del material, donde permanece la pasivación, la cual actuará como cátodo [29].

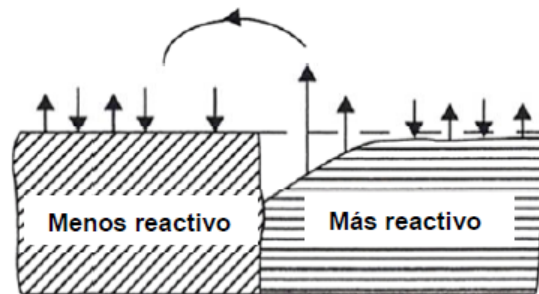


Figura 10. Corrosión galvánica o por contacto.

1.3.3. Factores que afectan y desencadenan la corrosión.

El concreto es el material mas usado por el hombre, en el nivel mundial, debido a la versatilidad de aquél y a su relativo bajo costo, siendo también el material seleccionado para estructuras construidas en ambientes extremos de exposición [32]. El concreto armado, además de aportar unas prestaciones mecánicas muy amplias, ha demostrado poseer una durabilidad adecuada para la mayoría de los usos a los que se le destina. Esta durabilidad de las estructuras de concreto reforzado es el resultado natural de la acción protectora, de doble naturaleza, que el concreto ejerce sobre el acero:

- Por una parte, el recubrimiento de concreto es una barrera física.
- Y por la otra, la levada alcalinidad del concreto desarrolla sobre el acero una capa pasivante que lo mantiene inalterado por un tiempo indefinido.

Por otra parte, los factores desencadenantes que con más frecuencia dan lugar a la corrosión de la armadura son: la presencia de oquedades en contacto con la armadura, altos esfuerzos mecánicos en el acero (creación de resquicios en fisuras), corrientes erráticas o de interferencia, contacto galvánico entre dos metales, los iones despasivantes (Cl^- , SO_4^{2-} , etc.), el CO_2 atmosférico o cualquier líquido que neutralice la alcalinidad, la lixiviación por agua blanda y las fisuras. Estos últimos, presentan ambos efectos. Es importante conocer qué tipo de protección le confiere el concreto al acero, para así entender un poco más el fenómeno de deterioro por corrosión, las posibles causas y la búsqueda de soluciones.

1.3.3.1. El concreto como una barrera física.

Cuando el cemento se mezcla con el agua se hidratan sus distintos componentes, formando un conglomerado sólido, constituido por las fases hidratadas del cemento y una fase acuosa que proviene del exceso de agua necesaria para el mezclado adecuado de todos los componentes. El concreto resulta, pues, un sólido compacto y denso, pero poroso. La red de poros es un entramado de canalículos y capilares, no siempre comunicados entre sí, pero que permiten que el concreto presente una cierta permeabilidad a los líquidos y a los gases. Así, aunque el recubrimiento de las armaduras supone una barrera física, ésta es permeable en cierta medida y permite el acceso de elementos agresivos hasta el acero [23].



Figura 11. Concreto reforzado, sin contaminar [29].

El concreto es una barrera entre el acero y el ambiente, es importante entender que es de gran importancia la calidad del concreto y el recubrimiento que se le da al acero de refuerzo, como una variable en la durabilidad de la estructura [33], se sabe que la corrosión sólo se provoca si el pH baja hasta valores ácidos (<8), por lo que serán pues factores que afectan o desencadenan todos aquellos que den lugar a una neutralización del medio alcalino propio del concreto o bien, como es el caso de fisuras y coqueras, que supongan la ausencia de contacto entre el acero y el concreto [34].

1.3.3.2. El concreto como una barrera química.

El concreto es el ambiente ideal para el acero de refuerzo, debido a la alta alcalinidad (pH 12.5-13.8) de la solución de poro contenida en la pasta de cemento en el concreto, logrando un estado pasivo del acero [33].

La alcalinidad del concreto se debe principalmente al hidróxido cálcico que se forma durante la hidratación de los silicatos del cemento y a los álcalis que pudiesen estar incorporados como sulfatos en el clínker. Estas sustancias sitúan el pH de la fase acuosa contenida en los poros en valores entre 12.6 y 14, es decir, en el extremo más alcalino de la escala de pH. A estos valores de pH y en

presencia de una cierta cantidad de oxígeno, el acero de las armaduras se encuentra pasivado, es decir, recubierto de una capa de óxidos transparentes, compacta y continua que lo mantiene protegido por períodos indefinidos, aún en presencia de humedades elevadas en el concreto [23].

1.3.3.3. Rompimiento de la capa pasiva o despasivación.

Esta se logra a través de una capa pasivante en el acero, que está formada por una película densa e impermeable con base en óxidos e hidróxidos de fierro, la cual impide la oxidación adicional o la limita a un grado tal que es insignificante. Por lo tanto evita que los iones Fe^{2+} viajen a través del acero de refuerzo en el concreto. Esta capa es extremadamente delgada, en un intervalo de nanómetros (10^{-9} m) [24].

El acero de refuerzo embebido en el concreto se despasiva cuando una cierta cantidad de cloruros se acumula a su alrededor. La relación Cl^-/OH^- puede ser un parámetro más exacto a considerar, para comprobar el inicio de la corrosión en el concreto reforzado [35]. En cuanto al límite para la despasivación, lo importante es averiguar a qué profundidad se ha penetrado en el momento de hacer la inspección, ya que el recubrimiento de concreto debe ser superior a la profundidad, a la cual son capaces de alcanzar estos iones en el tiempo previsto de vida útil de la estructura. Puede ser lógicamente diferente en el concreto endurecido que en el fresco, aunque los códigos no abordan este problema y se considera el mismo límite para las dos circunstancias, [31]. Ello se debe a la influencia de factores como el potencial eléctrico de la armadura (que refleja el contenido en oxígeno entre otras circunstancias), el pH de la solución de los poros (relación $[Cl^-]/[OH^-]$), tipo de cemento, contenido de C_3A en el cemento, relación a/c , temperatura, humedad relativa, cantidad de penetración de cloruros, entre otros, [35]. *Es importante conocer el tipo de protección que el concreto confiere al acero de refuerzo, para entender los mecanismos de deterioro.*

La permeabilidad es la llave de la durabilidad. El origen de una insuficiente permeabilidad puede estar en mezclas de concreto mal dosificadas, con ausencia de aire incluido si la estructura lo requiere, compactación y curado inadecuados, falta de recubrimiento de la armadura, juntas mal diseñadas o construidas y microfisuración, la retracción térmica o de secado. La velocidad de carbonatación depende de la permeabilidad del concreto a la penetración de dióxido de carbono.

La permeabilidad y la absorción son mecanismos de transporte rápido, mientras que la difusión es mucho más lenta. La importancia relativa de cada mecanismo de penetración vendrá dada por las condiciones de exposición, el contenido de humedad y la estructura de los poros. La utilización de adiciones minerales tiene un efecto benéfico sobre la durabilidad del concreto, ya que supone un freno a los distintos mecanismos de transporte dentro del concreto: disminuye la capilaridad, la permeabilidad y la penetración de agua, debido al refinamiento de los poros.

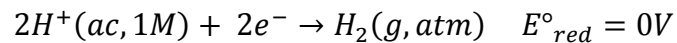
1.3.4. El potencial de Corrosión

El uso de técnicas electroquímicas se ha presentado como una opción para el estudio del acero de refuerzo embebido en concreto, mediante señales eléctricas y el análisis de la respuesta del sistema. La rapidez de medición y sensibilidad son algunas ventajas de las técnicas electroquímicas, además de ser pruebas no destructivas. Las más utilizadas son: la medición del potencial (E_{corr}), la resistencia de polarización (R_p), y la espectroscopia de impedancia electroquímica (EIS). Cada una de ellas aporta información acerca de las condiciones de la interface acero-concreto y con ello del grado de corrosión que se presente en la armadura.

Una celda voltaica genera una fuerza electromotriz (fem) que desplaza los electrones desde el ánodo hasta el cátodo a lo largo del circuito externo. El origen de la fem es una diferencia de energía potencial eléctrica entre los dos electrodos de la celda. La fem de una celda se conoce como su potencial de celda, E_{celda} y

se mide en volts. El potencial de celda en condiciones estándar recibe el nombre de fem estándar o potencial estándar de celda, y se denota como E°_{celda} .

Se puede asignar un potencial estándar de reducción, E°_{red} A una media reacción individual. Esto se consigue comparando el potencial de la media reacción con el del electrodo estándar de hidrógeno (EEH), cuyo $E^{\circ}_{red} = 0V$ por definición, y que se basa en la media reacción siguiente:



El potencial estándar de celda de una celda voltaica es la diferencia entre los potenciales estándar de reducción de las medias reacciones que se llevan a cabo en el cátodo y en el ánodo. [18]

El potencial electroquímico es el potencial eléctrico de un metal, relativo a un electrodo de referencia, medido en condiciones de circuito abierto. La medición de dicho potencial en las estructuras concreto reforzado es una magnitud que indica aproximadamente la situación de corrosión o pasividad de las mismas y aporta indicaciones meramente cualitativas que se deben utilizar siempre como complemento de otro tipo de ensayos y nunca de forma aislada [23].

El potencial electroquímico es un parámetro muy importante desde el punto de vista termodinámico, ya que permite conocer qué metal se comporta como ánodo y cuál como cátodo.

Aún en situaciones en donde un metal presenta diferencias de potencial debido a heterogeneidades superficiales, algunas veces es posible determinar qué zona se encuentra actuando como cátodo y cuál como ánodo.

Esto se debe a que las zonas que actúan catódicamente presentan un potencial más positivo de acuerdo con la serie electromotriz y las zonas que actúan anódicamente muestran un potencial más negativo. Consecuentemente, el potencial puede medirse continuamente, para detectar si el metal se corroe de acuerdo con la diferencia de potencial entre ambas zonas [31].

La medición del potencial es sensible a cambios que acontezcan en un proceso de corrosión. Un cambio brusco puede indicar el paso de un estado activo a condiciones de pasividad y viceversa. Así mismo, éste adquiere valores característicos para diferentes situaciones de temperatura, agitación, etc. No obstante que la medición del potencial es un indicativo de la actividad electroquímica del refuerzo, no es posible saber con precisión la velocidad a la que se está corroyendo.

Normalmente se utiliza un electrodo de calomelanos saturado, E.C.S. aunque también es común el electrodo de $Cu/CuSO_4$. El E.C.S. tiene un potencial de $+241\text{ mV}$ a $20\text{ }^\circ\text{C}$ con respecto al electrodo normal de hidrógeno y el de $Cu/CuSO_4$ de $+316\text{ mV}$ medido contra el E.N.H. Es necesario comprobar que la membrana de contacto está en buen estado de conservación, antes de cada medida.

Para asegurar un buen contacto entre el electrodo de referencia y el concreto y no dañar el electrodo, se utiliza una esponja o un papel de filtro, ambos ligeramente humedecidos (véase Figura 12).

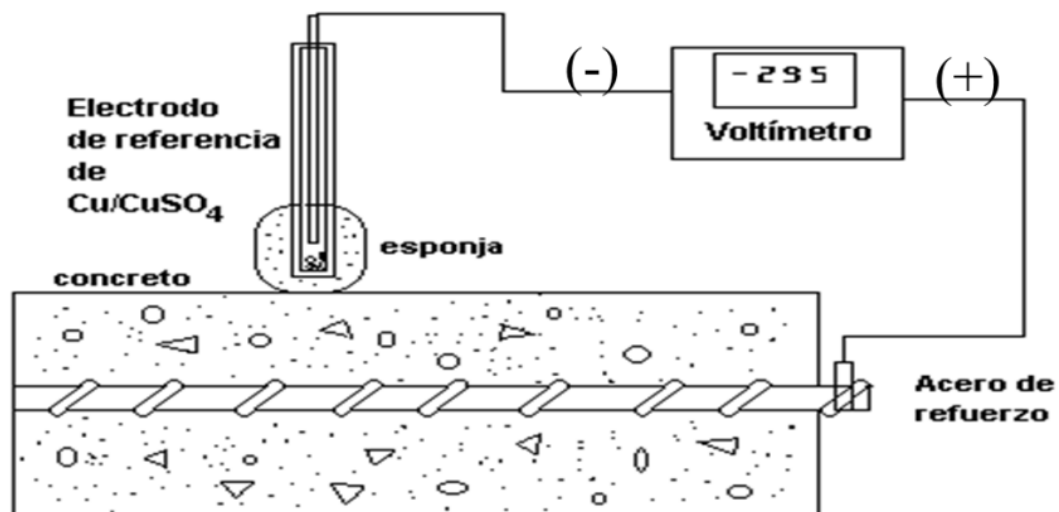


Figura 12. Esquema de medición de potenciales en la armadura [29].

Criterios de valoración.

Tomando como referencia el E.C.S., el riesgo de corrosión en función del potencial medido en el concreto húmedo, es el indicado en la Tabla 1. Para una medición referenciada al mismo electrodo ($Cu/CuSO_4$) se presenta una guía de las condiciones y el riesgo asociados a valores de potencial en la Tabla 2. Además se muestran en la Tabla 3 [36], criterios de valoración de la ASTM para diferentes medias celdas estándar.

Tabla 1. Riesgo de corrosión en función del potencial medido tomando como referencia el E.C.S. [23]

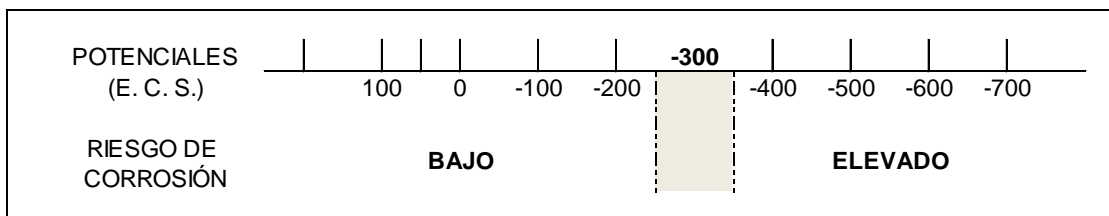


Tabla 2. Criterio de valoración de potenciales del acero en concreto vs ($Cu/CuSO_4$). [29]

CONDICIÓN	POTENCIAL (E) (E.S.C.)	OBSERVACIONES	RIESGO DE DAÑO
ESTADO PASIVO	+ 0.200 a - 0.200	Ausencia de Cl^- $pH > 12.5$ H_2O ($HR \uparrow$)	Despreciable
CORROSIÓN LOCALIZADA	-0.200 a - 0.600	Cl^- , O_2 , H_2O y ($HR \uparrow$)	Alto
CORROSIÓN UNIFORME	-0.150 a - 0.600	Carbonatado O_2 , H_2O y ($HR \uparrow$)	Moderado Alto
	+0.200 a - 0.150	Carbonatado O_2 , seco y ($HR \downarrow$)	Bajo
CORROSIÓN UNIFORME	-0.400 a - 0.600	Cl^- elevado, H_2O ó Carbonatado H_2O , ($HR \uparrow$)	Alto
	< -0.600	$\uparrow Cl^-$, $\uparrow H_2O$ (sin O_2)	Despreciable

Tabla 3. Criterio del ASTM para corrosión en concreto reforzado para medias celdas estándar. [36]

Cobre/Sulfato de Cobre	Plata/Cloruro de Plata	Electrodo Estándar de Hidrógeno	Calomel	Rango de Corrosión
$> -200 \text{ mV}$	$> -106 \text{ mV}$	$> +116 \text{ mV}$	$> -126 \text{ mV}$	Bajo (10% de riesgo de corrosión)
-200 mV a -350 mV	-106 mV a -256 mV	$+116 \text{ mV a}$ -34 mV	-126 mV a -276 mV	Riesgo de corrosión Intermedio
$< -350 \text{ mV}$	$< -256 \text{ mV}$	$< -34 \text{ mV}$	$< -276 \text{ mV}$	Alto (<90% de riesgo de corrosión)
$< -500 \text{ mV}$	$< -406 \text{ mV}$	$< -184 \text{ mV}$	$< -426 \text{ mV}$	Corrosión Severa

1.3.5. Condiciones para la corrosión en el concreto.

A continuación se muestra un resumen de las condiciones que se requieren para que se presente la corrosión del acero de refuerzo en el concreto.

- *Una reacción anódica:* la capa pasiva del acero se rompe y ocurre la despasivación del acero. Esto puede ser causado por la carbonatación del concreto (que baja el pH del agua en los poros) y/o el ingreso de cloruros en el concreto, que alcanza un nivel crítico.
- *Una reacción catódica:* el oxígeno como la fuerza impulsora del proceso de la corrosión está disponible en el interfaz del refuerzo, en una cantidad razonable.
- *Un flujo de iones entre el sitio de la reacción anódica y el sitio de la reacción catódica:* el ambiente o el electrólito es un buen conductor entre el sitio de la reacción anódica y el sitio de la reacción catódica.

- *Un flujo de electrones:* hay una conexión metálica entre los sitios de reacciones anódicas y catódicas. Para las estructuras de concreto reforzadas monolíticas, esta condición se satisface generalmente. En la Figura 13 se puede apreciar mejor las condiciones básicas para propiciar la corrosión en el acero embebido en el concreto [37].

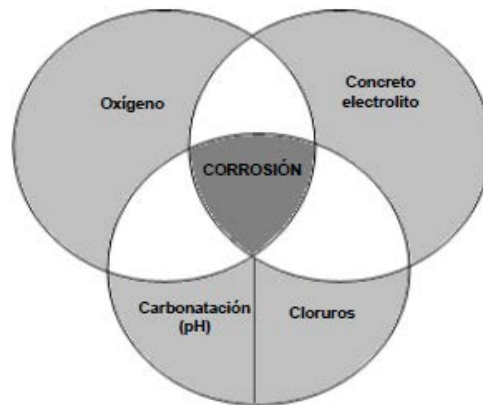


Figura 13. Condiciones para la corrosión del acero en el concreto [37].

1.4. Antecedentes.

La reparación de infraestructuras ha surgido como una de las más frecuentes actividades en la construcción, alrededor del mundo [8]. Esto se debe a varias razones; entre ellas, el cambio constante de los códigos de construcción, ya que en muchos países los requerimientos de carga demandan mayores resistencias. Por otro lado, la existencia de estructuras deterioradas con el paso del tiempo; por los efectos ambientales que producen corrosión en el refuerzo, carbonatación ó congelamiento-deshielo, entre otros.

Históricamente, el diseño de las estructuras de concreto se ha realizado con el criterio de la resistencia mecánica; gracias a esto se ha logrado tener estructuras que soportan adecuadamente las cargas de servicio. Sin embargo, en los últimos años ha crecido el número de estructuras de concreto reforzado con problemas relacionados con el medio ambiente en el que se encuentra la estructura

principalmente de corrosión en el refuerzo [12]. Esto ha resultado ser un problema serio en los puentes, las estructuras para estacionamientos y las carreteras en las cuya primordial característica es que se encuentran expuestas a la intemperie. Esto sucede también en estructuras expuestas a un ambiente marino y en plantas productoras de sustancias químicas. Particularmente, las estructuras de concreto reforzado expuestas a los ambientes marinos están sujetas a la acción simultánea de procesos de deterioro físicos, químicos y electroquímicos [2] [38]. En contraste con las acciones mecánicas (como la carga de gravedad, el viento, etc.) las acciones ambientales no son reversibles y acumulan agentes peligrosos (como iones de cloruro) en el concreto. Un alto porcentaje del deterioro por corrosión es causado por una inadecuada planeación, por la incorrecta valoración de la severidad de las acciones ambientales ó por la mala ejecución, significando que muchas estructuras necesiten ser reparadas después de una corta vida de servicio. En busca de un conocimiento mayor acerca de los métodos usados en la rehabilitación de concreto reforzado deteriorado por corrosión, se presenta esta investigación.

La corrosión en el sistema acero-concreto (concreto reforzado), es un fenómeno que desde hace décadas despertó el interés de muchos investigadores, en el nivel mundial. Esto por la importancia del concreto reforzado como el sistema de construcción más utilizado en el mundo y la repercusión de este fenómeno en la vida útil de las estructuras; que ha causado por consiguiente, costos extras por tener que atender mantenimientos prematuros [12]. Esto ha resultado ser un problema serio en puentes, estructuras para estacionamientos y carreteras en las cuales su principal característica es que se encuentran expuestas a la intemperie, también en estructuras expuestas a un ambiente marino y en plantas productoras de sustancias químicas.

La corrosión del acero de refuerzo es uno de los deterioros que mayor costo induce en el mantenimiento y operación de las diversas construcciones que se realizan con este material [29].

En los Estados Unidos de Norteamérica las estimaciones del costo anual que origina la corrosión varían entre los \$8 mil millones y los \$126 mil millones; siendo \$30 mil millones la estimación más realista. En todo caso, la corrosión representa enormes pérdidas económicas y se puede hacer mucho para reducirla. Por ejemplo, algunas compañías en los Estados Unidos destinan al año más de \$400,000 dólares para el mantenimiento en sus plantas de ácido sulfúrico, aunque particularmente las condiciones de corrosión no son consideradas severas. Mientras que otras destinan al año \$2 millones de dólares en la aplicación de recubrimientos sobre el acero para evitar la oxidación por una atmósfera marina [30].

El deterioro que ocasiona la corrosión en los puentes es un problema grave, pues provoca su envejecimiento prematuro, lo que conduce a mantenimientos o al remplazo de los mismos, operación que cuesta más millones de dólares. También en aquel país, existen aproximadamente 235,000 puentes convencionales de concreto reforzado en servicio; de los cuales 21,000 están estructuralmente deficientes, debido al daño por corrosión inducido por cloruros [13]. El colapso (debido a la corrosión por tensión) del puente de plata en el río de Ohio que costó 40 vidas y millones de dólares, es sólo un ejemplo de la importancia del problema [30].

Actualmente, en México se ha detectado que más del 90% de las industrias presentan deterioros por corrosión; por ejemplo, en Yucatán, los costos por corrosión rebasan el 8% del Producto Interno Bruto (PIB) estatal [39]. Sin embargo, estadísticamente resulta difícil determinar las consecuencias de los problemas de durabilidad en las estructuras de concreto; se calcula por año un costo de 300,000 millones de dólares por fallas en la infraestructura. Así mismo, se estima que de esa cantidad es posible evitar pérdidas por alrededor de 100,000 millones de dólares tomando medidas de prevención contra la corrosión [40].

Algunas investigaciones han demostrado que los principales agentes agresivos son los cloruros en regiones marinas y la carbonatación en zonas rurales e industriales. La combinación de los agentes agresivos acelera el proceso de

degradación de las estructuras de concreto reforzado; pero la resistencia de éstas dependerá tanto de la resistencia del concreto, como de la resistencia del refuerzo, cualquiera de los dos que se deteriore, comprometerá la estructura como un todo. Sin embargo, ni la alta alcalinidad o la baja permeabilidad del recubrimiento pueden garantizar que el acero de refuerzo pueda resistir la corrosión indefinidamente, especialmente en ambientes marinos [7]. Por lo general, en vigas de concreto reforzado, la acción de estos agentes propicia que el proceso de corrosión se inicie en el refuerzo transversal (estribos), cuyo acero es el más próximo a la superficie del concreto. Usualmente, el cortante es resistido por los estribos, y un deterioro importante puede conducir a una pérdida de su resistencia mecánica provocando una falla frágil y repentina. En contraste a la naturaleza de la falla a flexión, la que se inicia con una fluencia gradual en el acero a tensión; simultáneamente se presenta un agrietamiento del concreto y grandes deformaciones que advierten sobre el problema y dan la oportunidad de tomar decisiones correctivas [9].

La corrosión de las armaduras de acero es uno de los principales problemas que afecta la durabilidad de las estructuras de concreto reforzado y ésta se traduce en una pérdida de la seguridad estructural [41]. Durante su vida útil, las estructuras de concreto reforzado pueden resultar expuestas a cargas mecánicas así como también a agentes agresivos químicos o térmicos que produzcan la degradación de sus propiedades mecánicas y la consiguiente pérdida de seguridad. En consecuencia a esto y a los efectos de preservar las condiciones de servicio, se hace necesaria la pronta reparación y/o reforzamiento [42].

En respuesta a esta necesidad de reforzamiento estructural se han desarrollado tecnologías tales como: planchas de acero, restitución del acero estructural dañado, y algunas más actuales como los polímeros reforzados con fibras de carbono; que permiten fortalecer las estructuras dañadas. Estas técnicas son una alternativa real para la industria de la construcción dada la relación costo beneficio o la facilidad de colocación, etc. [43].

A lo largo de los años se han desarrollado investigaciones que estudian el reforzamiento a cortante en las vigas de concreto reforzado usando diferentes técnicas de reforzamiento; algunas de ellas aplicando un pretensado exterior, otras usando placas de acero y, más recientemente, utilizando varios tipos de fibras tales como la fibra de carbono.

De la revisión bibliográfica ha obtenido el siguiente resumen.

Adhikary et al. [8]. En esta investigación se estudió la capacidad de mejorar la resistencia a cortante en vigas de concreto reforzado, a través de varias técnicas de reforzamiento. Se fabricó una serie de vigas de control, diseñadas para que presentaran un modo de falla por cortante, para así evaluar la restitución de la resistencia a corte a través de los distintos tipos de reforzamiento. Otras series de vigas fabricadas con el mismo diseño se reforzaron con placas de acero, bandas verticales de acero en la zona de los estribos y estribos externos en forma de tensores. Se encontró que la forma de reforzamiento más efectiva fue la de estribos externos, que aumentó la capacidad de reforzamiento en un 117% con respecto a las vigas control y cambió la manera de falla de una falla por cortante frágil a una falla por flexión.

Al-Saidy et al. [6]. Se presentaron los resultados experimentales para vigas de concreto reforzado dañadas/reparadas. El desarrollo de la experimentación consistió en vigas rectangulares expuestas a corrosión acelerada. Las vigas fueron reforzadas con hojas de fibra de carbono. Se utilizaron diferentes esquemas de reforzamiento en la reparación de las vigas. Los resultados muestran que la corrosión en el refuerzo perjudica la resistencia de las vigas, así como la unión entre el acero de refuerzo corroído y el concreto alrededor de éste. Las vigas con corrosión presentaron menor resistencia y rigidez que las vigas de control, sin corrosión. La resistencia de las vigas con corrosión reforzadas con hojas de fibra de carbono fue restablecida a su estado sin corrosión.

Sinan Altin [44]. En este estudio se presentan resultados de ensayos de reforzamiento de vigas con placas de acero que presentaban deficiencias en su

refuerzo por cortante. Las placas de acero fueron unidas en la zona de corte con epóxicos. Los resultados confirmaron que el reforzamiento mejora la resistencia y la rigidez de los especímenes significativamente.

Abdeldjelil et al. [45]. En este estudio se enfocó en vigas a escala real, a fin de comprender el comportamiento de éstas reforzadas a cortante con PRF. Se fabricó una serie de vigas rectangulares con diferentes espacios entre los estribos, utilizando el mínimo reforzamiento por corte especificado por AASHTO LRFD. Todas las vigas, excepto las vigas de control fueron reforzadas con solamente una capa de PRFC en forma de "U", con una orientación a 90°. Los resultados mostraron que las vigas reforzadas incrementaron su resistencia por cortante respecto a las vigas de control (sin reforzamiento) en rangos del 23 al 26%.

Mohammad et al. [46]. Realizó un estudio acerca del reforzamiento por cortante en vigas de concreto reforzado colocando estribos externos (tensores) y realizando un tensado en la región crítica por cortante de la viga. Se demostró que este tipo de reforzamiento es una técnica efectiva para incrementar la resistencia de la viga a cortante y prevenir una falla frágil por cortante.

Alex Li et al. [47]. Este estudio se dedicó a estudiar el efecto que tiene la fibra de carbono colocada como un reforzamiento por cortante, en la resistencia a cortante última y el comportamiento de las vigas, de concreto reforzado en ausencia de estribos en la zona de cortante. Se fabricaron un total de 14 vigas con las mismas características. Los resultados indicaron que la resistencia última de la viga se incrementó a medida que se aumentaba la cantidad de reforzamiento (área).

E.G. Sherwood et. al. [48]. En esta investigación se estudió el comportamiento estructural de vigas con deterioro por corrosión (10% de pérdida de masa), reparadas con láminas de fibra de carbono. Los especímenes fueron reforzados en la zona a flexión y alcanzaron un 92% de la resistencia, comparada con la resistencia de las vigas de control (sin deterioro) y las vigas de control, con deterioro, lograron una resistencia del 79% con respecto a las vigas sin deterioro.

Ahmed Khalifa et. al. [49]. En esta investigación se examinó el comportamiento a cortante y los modos de falla en vigas de concreto reforzado, con deficiencias estructurales por corte. Estos especímenes fueron reforzados con hojas de fibra de carbono. Los resultados experimentales indicaron que la contribución de la fibra en la rehabilitación de la resistencia cortante fue significativa. Para estas vigas reforzadas con este método, la resistencia a cortante se incremento en niveles del 40 al 138%.

A. Li et. al. [50]. En esta investigación se analizó la eficacia del reforzamiento de vigas de concreto reforzado por cortante con fibra de carbono, comparando la resistencia última y el comportamiento de las vigas. Se fabricó un total e 16 vigas con y sin reforzamiento (fibra de carbono). Los resultados experimentales mostraron que la capacidad de reforzamiento de la fibra de carbono varía, de acuerdo con el área de aplicación de la fibra, el espaciamiento de los estribos y el diámetro del acero longitudinal.

B. B. Adhikary et. al. [51]. En esta investigación se analizó el comportamiento a cortante de vigas de concreto con estribos interiores, reforzadas por cortante con placas de acero exteriores. Lo resultados de los ensayos confirmaron la eficiencia del reforzamiento, la resistencia a cortante de la viga con reforzamiento incrementó a medida que las características (tamaño y espesor) de la placa aumentaban.

M. R. Islam et. al. [52]. Este estudio exploró el reforzamiento estructural con polímeros reforzados con fibra de carbono en vigas de concreto reforzado, que mostraban deficiencias en su diseño por cortante. Se fabricaron seis vigas idénticas y se ensayaron hasta la falla. Una de estas vigas se ensayó como viga de control (referencia); el resto fue reforzado con fibra en la zona de los estribos, en forma de tiras y en forma de malla. Se encontró una mejora en la resistencia a cortante en el orden del 40%. Esto representó una mayor resistencia que la usualmente necesaria en la práctica.

M. C. Sundarraja et. al. [53]. En esta investigación se estudiaron distintas configuraciones de aplicación del reforzamiento y diferentes espaciamientos entre las fibras, además de estudiar los modos de falla y el efecto del reforzamiento por cortante en la resistencia última y la relación entre la carga/deflexión. La resistencia se aumentó en un 50%, en la mayoría de los casos.

1.5. Justificación.

La corrosión de las estructuras de concreto reforzado se genera por ambientes agresivos que dañan los elementos estructurales; ya sea en la Industria, debido a los procesos y los residuos de producción, suelos con altos contenidos de sales y zonas costeras. En México existen 17 estados que cuentan con litoral marítimo; cuya longitud total es de 10,143 kilómetros; por lo tanto, es importante considerar el ambiente marino, donde existe una exposición directa de las estructuras de concreto reforzado a los ambientes nocivos, generando corrosión en las mismas. La corrosión que se produce en el concreto reforzado genera un detrimento en el refuerzo y es en los estribos donde este tiene mayor incidencia, debido a que es el acero más próximo al contacto con el ambiente. Ésta puede ser la causa de una falla frágil, aunada a la disminución de la adherencia acero-concreto debida a la corrosión.

El presente estudio pretende entender la influencia del reforzamiento en las vigas de concreto armado afectadas por corrosión en el refuerzo por cortante, para brindar una comparación en cuanto al alcance de la recuperación estructural de los diferentes tipos de reforzamiento que se manejan.

Los resultados utilizados en la presente investigación aportarán información que permita determinar el tipo de reforzamiento que mejor se comporte mecánicamente en lo referente a la recuperación de la resistencia nominal por cortante. Se pretende que esta información sirva de avance para la industria de la construcción en el país, generando a su vez un aporte al conocimiento.

1.6. Hipótesis:

Se supone que la aplicación de tres métodos de reforzamiento, serán capaces de propiciar la restitución de la resistencia por cortante en vigas deterioradas por corrosión en los estribos.

1.7. Objetivos.

1.7.1. Objetivo general:

Evaluar experimentalmente la aportación de tres diferentes métodos de reforzamiento para restituir la resistencia por cortante por tensión diagonal, en vigas con deterioro por corrosión en los estribos.

1.7.2. Objetivos específicos.

- a) Investigar cuáles son los métodos más comunes de restructuración del cortante en las vigas afectadas por corrosión.
- b) Evaluar el nivel de corrosión de las vigas en estudio.
- c) Elaborar vigas de prueba, vigas testigo, vigas afectadas por corrosión y vigas con reforzamiento.
- d) Obtener resultados de los ensayos de corte en las vigas fabricadas, obteniendo resultados de cada una respecto a su resistencia al corte.
- e) Caracterizar el nivel de corrosión severo.

Capítulo 2

METODO DE LA INVESTIGACIÓN

2. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

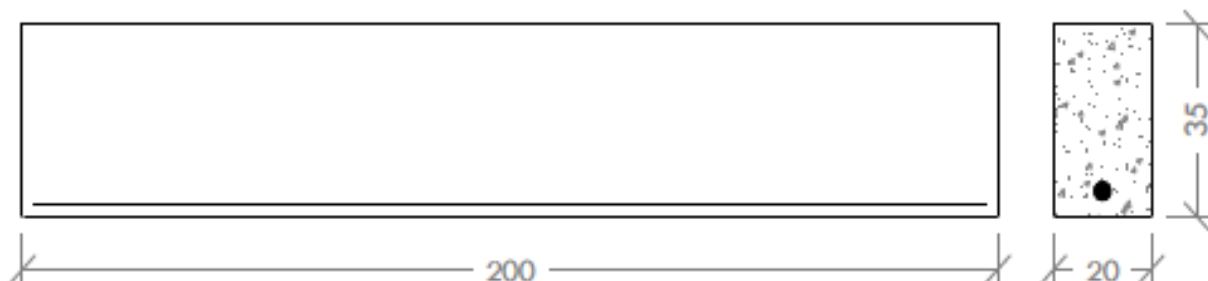
2.1. Diseño estructural de las vigas.

Las vigas de concreto se diseñaron estructuralmente de tal manera que el modo de falla se presentara por cortante y no por flexión; a continuación, se señala el procedimiento utilizado para el diseño de las vigas empleadas en el experimento de acuerdo al código del ACI-318-11 [54]

2.1.1. Resistencia por cortante.

Las dimensiones de las vigas de concreto reforzado fueron de 200 cm x 20 x 35 cm (véase Figura 14). En esta investigación se determinó un claro por cortante “a” a 60 cm y un peralte efectivo “d” de 29.6 cm (véase Figura 3a); obteniendo así una relación de claro de cortante (a) al peralte efectivo de la viga (d) $a/d=2.02$, valor que representa una potencial falla por cortante [12].

Una vez definidas las dimensiones generales de las vigas se procedió al diseño de las mismas, que se obtuvo de acuerdo con las recomendaciones del código del Instituto Americano del Concreto (ACI 318-11 [54]).



Acotaciones en cm.

Figura 14. Detalle de dimensiones generales de las vigas.

2.1.2. Aportación del concreto en la resistencia a cortante.

El mecanismo de falla por cortante, especialmente en las vigas con $2.5 < a/d < 7$, depende considerablemente de la resistencia a tensión del concreto [12]. Por este motivo, el ACI ha optado por una ecuación de diseño semiempírica relativamente simple, con base en los resultados de numerosas pruebas.

La ecuación antedicha predice la resistencia que aporta el concreto por cortante en vigas para la mayoría de los casos, tomando en cuenta factores tales como la resistencia a la compresión del concreto (ecuación 1).

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}b_wd \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde;

V_c = Resistencia a cortante del concreto en kg

$f'c$ = Esfuerzo a compresión del concreto en kg/cm^2

d = Peralte efectivo en cm

b_w = Ancho del alama en cm

2.1.3. Aportación del refuerzo en la resistencia por cortante.

El refuerzo transversal se calculó mediante la ecuación 2. Se definió la separación de los estribos de acuerdo con lo mencionado por el ACI-318-11 [54], donde se indica que la separación máxima entre éstos no debe ser mayor que la mitad del peralte efectivo (0.5d).

$$V_s = \frac{A_s F_y d}{s}$$

Ecuación 2

Donde;

V_s = Resistencia a cortante de los estribos en kg

A_s = Área de acero transversal en cm^2

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm^2

d = Peralte efectivo en cm

s = Separación entre estribos en cm

2.1.4. Resistencia nominal a cortante.

La resistencia nominal a corte de la sección, es la resistencia nominal V_n y estará conformada por la contribución del concreto (V_c) y la contribución del acero (V_s). Se representa en la ecuación 3.

$$V_n = V_c + V_s$$

Ecuación 3

2.1.5. Resistencia nominal a flexión.

El cortante crítico se encuentra a una distancia “d” del apoyo, pero al tratarse de cargas puntuales, el cortante actúa en todo el claro de cortante, porque $V_u = P$. Al realizar los cálculos correspondientes, presentados en el anexo 7.1 de esta investigación, se obtuvo la carga teórica “P” para un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y con la ubicación de las cargas mostradas en la Figura 15, se obtuvo el diagrama de momentos, donde $M_u = (60)P$; y realizando el diseño estructural correspondiente, se determinó que para asegurar una falla de tipo cortante, es necesario usar 5 varillas del No.5 (1.6 cm de diámetro) con un área total= 9.89 cm^2 , como refuerzo a flexión. Con este refuerzo se garantizó que la carga que produce este momento

nominal (M_n) dado por la ecuación 4, fuera al menos 2.5 veces mayor que la carga de falla que se produce por cortante último.

$$M_n = A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Ecuación 4}$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f' c b} \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde;

M_n = Momento nominal en kg – cm.

A_s = Área de acero longitudinal en cm^2

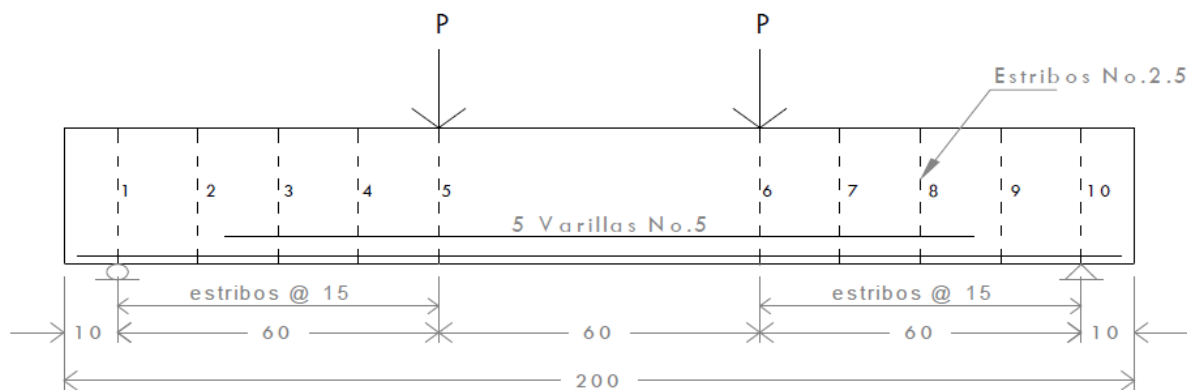
F_y = Esfuerzo de fluencia del acero en kg/cm^2

d = Peralte efectivo en cm

a = Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos en cm

$f'c$ = Esfuerzo a compresión del concreto en kg/cm^2

b = Ancho de compresión en cm



Acotaciones en cm.

Figura 15. Esquema del refuerzo longitudinal y transversal.

2.2. Caracterización de los materiales.

2.2.1. El Concreto.

Se fabricó concreto mezclado en el laboratorio, con una relación a/c= 0.55, a base de cemento Portland tipo CPC 30R y agregados de caliza propios del Estado de Nuevo León, México, con un tamaño nominal de 1.9 cm.

Tabla 4. Características de los materiales usados en el concreto

Concreto	
Cemento (Densidad)	3.00
Ag TMN	1.9 (cm)
Ag (Densidad)	2.66
Ag (Masa volumétrica)	1600 (kg/m ³)
Af (Módulo de finura)	3.00
Af (Densidad)	2.63

Ag: Agregado grueso. Af: Agregado fino.

Al concreto se le determinó su consistencia, la cual define como la capacidad de colocación y compactación apropiada de la mezcla de concreto, permitiendo su acabado sin segregación, ni sangrado excesivo. En esta investigación la consistencia del concreto se midió en términos de revenimiento, verificando así la trabajabilidad del mismo, según el método de prueba ASTM C 143 [55] (Figura 16a).

Otro parámetro obtenido fue el contenido de aire del concreto, con el fin de determinar el contenido de aire en mezclas de concreto fresco, excluyendo cualquier aire que se encuentre dentro de los vacíos internos de las partículas de los agregados. Por esta razón, la prueba es aplicable al concreto hecho con agregado de partículas relativamente densas y requiere la determinación de agregado ASTM C 231 [56] (Figura 16b).

La resistencia a la compresión también fue determinada, para lo cual se fabricaron 6 cilindros de concreto de 10 cm de diámetro x 20 cm de altura, siguiendo el procedimiento indicado en la norma ASTM C 192 [57], (Figura 17a). Se determinó la resistencia a la compresión a los 7, 14 y 28 días de edad mediante el procedimiento indicado en la norma ASTM C 39/C39M [58] (Figura 17b). Adicionalmente a estos cilindros se fabricaron 3 cilindros de concreto que fueron ensayados a la edad correspondiente al día del ensaye de las vigas.



Figura 16. Pruebas al concreto fresco, a) Revenimiento y b) Contenido de aire.



Figura 17. Cilindros de concreto, a) Fabricación y b) Ensaye a compresión.

2.2.2. Acero de refuerzo.

El refuerzo longitudinal consistió 5 varillas del No. 5 (1.6 cm de diámetro) con un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. El refuerzo transversal (estribos) fueron de varilla No. 2.5 (0.8 cm de diámetro) con un $f_y = 4698 \text{ kg/cm}^2$.

Para verificar las propiedades físicas del refuerzo transversal y longitudinal, se realizaron ensayos de varillas a tensión en máquina Universal marca Tinus Olsen, de acuerdo con la norma NMX-C-407-ONNCCE [59] (Figura 18 y 19).

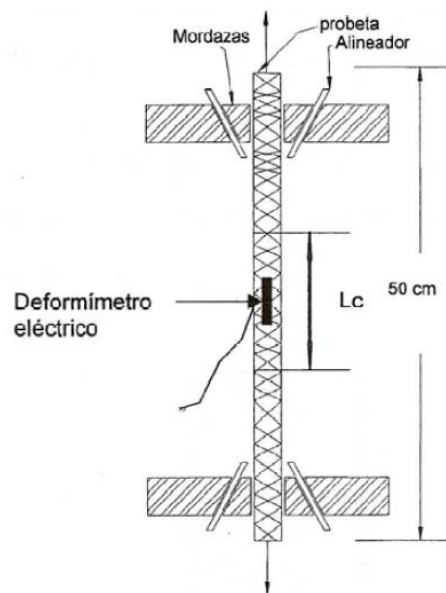


Figura 18. Arreglo del ensayo a tensión del refuerzo.



Figura 19. Ensayo del refuerzo transversal (a) y longitudinal (b).

2.3. Habilitado y preparación del acero de refuerzo.

2.3.1. Refuerzo longitudinal.

El refuerzo longitudinal se colocó en dos camas con una separación de 2 cm: la primera de tres varillas y la segunda de dos varillas. La superficie de éstas se limpió manualmente con un cepillo de cerdas metálicas, para retirar el óxido superficial.

Para evitar el deterioro por corrosión se recubrieron las varillas con una pintura epóxica fabricada a base de resinas y con un bajo contenido de compuestos orgánicos. Del mismo modo, fue reducida la formación de pilas galvánicas ya que, las zonas de contacto entre el acero longitudinal y transversal, se recubrieron con cinta de aislamiento eléctrico (véase Figura 20)

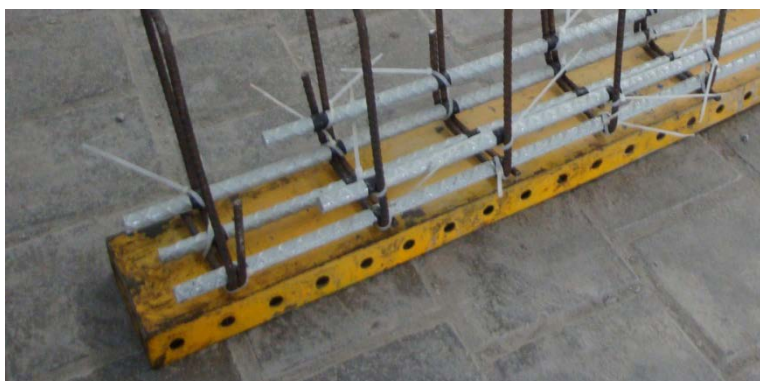


Figura 20. Varillas longitudinales preparadas para evitar su deterioro.

2.3.2. Refuerzo transversal.

La longitud desarrollada del refuerzo transversal fue de 110 cm, y al igual que el refuerzo longitudinal, la superficie del refuerzo transversal se limpió de forma manual con un cepillo de cerdas metálicas. Se le colocó a cada estribo un conductor eléctrico de cobre (AWG14) (véase Figura 21), para realizar las

mediciones de las señales eléctricas y la consecuente aplicación de la corriente galvánica durante la inducción del deterioro. La unión entre el acero transversal y el conductor eléctrico se protegió aislándola con un recubrimiento de silicón, evitando también la formación de pilas galvánicas.



Figura 21. Estribo tipo.

El contacto del refuerzo transversal o estribos con el acero longitudinal no suele ocasionar su corrosión en ausencia de agentes desencadenantes. Sin embargo, deberá evitarse este contacto, pues podrían existir determinadas circunstancias que sitúen al acero en condiciones más favorables para la despasivación [29].

Por tal motivo, en esta investigación se sustituyó el amarre tradicional (con alambre recocido) entre el refuerzo transversal y el longitudinal, por cintillas de nylon (véase Figura 21). La separación entre estribos fue de 15 cm, para el refuerzo de acuerdo al diseño por cortante en las vigas. El arreglo final se puede observar en la Figura 22.



Figura 22. Arreglo del acero de refuerzo previo al colado.

2.4. Fabricación de vigas de concreto reforzado.

Se fabricaron 10 vigas de concreto reforzado con apego a la norma ASTM C685 [60] para la fabricación de concreto. Para el cimbrado de estas, se utilizó una forma metálica (véase Figura 23a). Con el fin de facilitar el desmolde de las vigas, se colocó un lubricante dentro de ellas.

El colado de las vigas se realizó en capas: primero se colocó el concreto, hasta llegar a la mitad del peralte de la viga por fabricar (aproximadamente 17.5 cm) luego se compactó el concreto con una varilla punta de bala con diámetro de 1.2 cm. Posteriormente se vibró utilizando un vibrador de 115 volts, en tramos de aproximadamente 30 cm, a lo largo de las vigas, y a una profundidad aproximada de 8 cm; evitando hacer contacto con el refuerzo, para no ocasionar posibles desacomodos de las varillas y de los estribos. Una vez colada la primera capa y realizado el vibrado, se procedió a colocar el resto del concreto; con el mismo procedimiento seguido para la primera capa, sólo que el vibrador se introdujo a la mitad del peralte de la viga (Figura 23c).



Figura 23. Cimbra para la fabricación (a), Arreglo final para el colado (b), Fabricación del concreto (c) y Vibrado del concreto

Una vez colocado el concreto en las cimbras comenzó el curado. En este caso, las vigas se curaron con lámina de agua de aproximadamente 2 cm, evitando que se produjera socavación en la superficie del concreto; el curado tuvo una duración de siete días después de fabricadas las vigas. Después de éste tiempo de curado, se procedió a descimbrar las vigas para colocarlas en el lugar donde serían expuestas al deterioro acelerado.

Tabla 5. Nomenclatura de las vigas.

Designación	Resistencia del concreto (kg/cm ²)	Refuerzo longitudinal	Refuerzo transversal	Nivel de corrosión	Reforzamiento
REFSD-1				Sin deterioro	Sin reforzamiento
REFSD-2					Sin reforzamiento
REFCD-1	250	5 vs. No. 5	10 estribos No. 2.5 @ 15 cm		Sin reforzamiento
REFCD-2				Severo	Sin reforzamiento
RGRAP-1					Reforzada con grapas

RGRAP-2	Reforzada con grapas
RTENS-1	Reforzada con tensores
RTENS-2	Reforzada con tensores
RFIBRA-1	Reforzada con fibras
RFIBRA-2	Reforzada con fibras

2.5. Inducción del deterioro en las vigas de concreto.

2.5.1. Mediante la humectación de las vigas.

Antes de iniciar el proceso de inducción de corrosión acelerada, se registro como lectura base el potencial de corrosión (E_{corr}) inicial de cada estribo de las 8 vigas que fueron llevadas al nivel de corrosión severo, procediendo de acuerdo con la norma ASTM C 876 [61].

El proceso de inducción de corrosión acelerada en el refuerzo transversal de las vigas, se realizó utilizando una solución de 3.5% de NaCl (similar a la concentración de salinidad promedio del mar) [62]. La humectación de las vigas se llevó a cabo por medio de esponjas de poliuretano, con dimensiones de 60 cm x 30 cm x 2 cm, las cuales se colocaron en la zona de los estribos, esto para mantener el campo eléctrico debido a la humectación del concreto. Estas esponjas fueron humectadas diariamente, a través de un aspersor y por goteo (Figura 24)



Figura 24. Humectación localizada de las vigas.

2.5.2. Mediante la aplicación de corriente impresa.

Después de una semana de humectación de las vigas, se inició con la aplicación de corriente galvánica (Figura 25). Para ello se aplicó un densidad de corriente de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, estudios reportan que una densidad $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ acelera el proceso de corrosión de tal manera que produce una pérdida de sección del refuerzo que compromete la integridad y la durabilidad de la estructura, se propuso utilizar el doble de corriente, para lograr el nivel de deterioro severo en menor tiempo; se aplicó la corriente durante 65 días para alcanzar el nivel de deterioro severo.

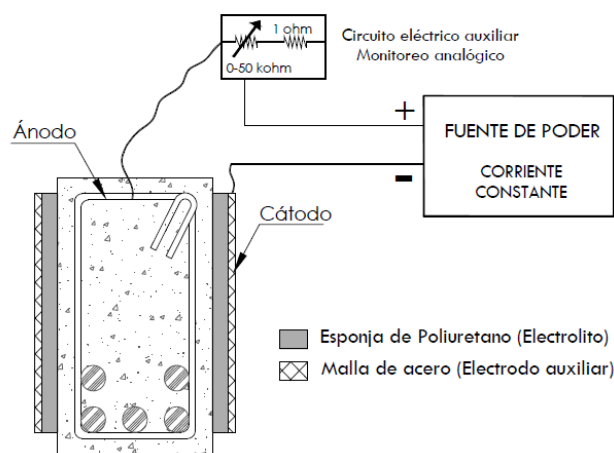


Figura 25. Esquema utilizado para la inducción del deterioro.

La aplicación de la corriente se llevó a cabo mediante la conexión de cada estribo a un circuito formado por un reóstato de 0 – 50 Kohm y una resistencia de 1 ohm, en donde era posible regular la corriente aplicada a cada estribo, este circuito estaba conectado a una fuente de poder de 0 – 30 V y 0 – 5 Amperes, y se aplicaron en promedio, 27 V para lograr una corriente de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ para el área total del estribo (véase Figura 26).

Las vigas se humectaban diariamente utilizando una solución de 3.5% de NaCl. El nivel de deterioro severo se midió a través de la estimación teórica de la pérdida de sección del refuerzo transversal (Sección 2.6) y con la medición del potencial de corrosión (E_{corr}). Este último fue medido inmediatamente después de cada inspección visual de las vigas.

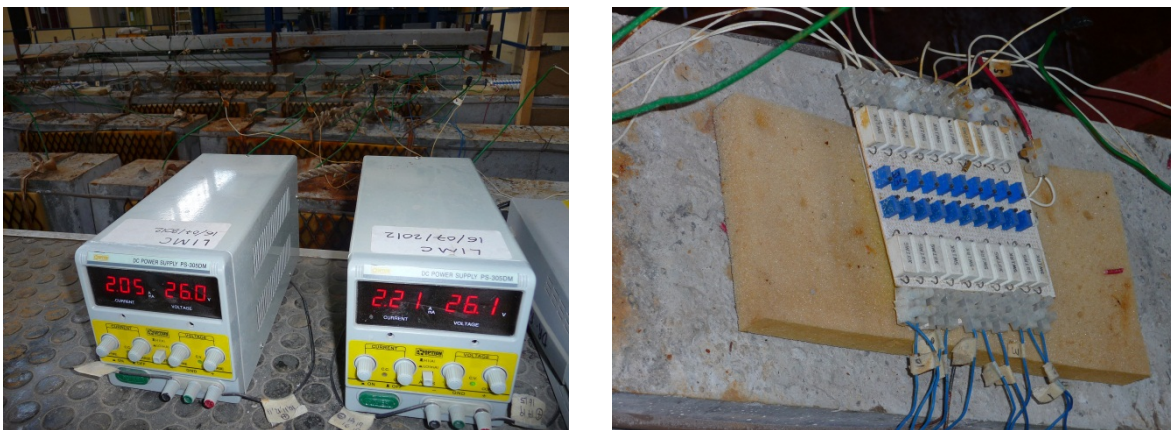


Figura 26. a) Fuentes de poder para la inducción de la corriente galvánica y b) circuito utilizado para el control de la corriente inducida.

2.6. Estimación teórica de la pérdida de sección del refuerzo transversal.

De acuerdo con la ecuación 6, se estimó teóricamente la pérdida de sección del refuerzo transversal [29].

$$\phi_t = \phi_i - 0.023i_{corr} * t$$

Ecuación 6

Donde;

ϕ_t = Pérdida de diámetro en el tiempo en mm

ϕ_i = Diámetro inicial en mm

t = Tiempo en años

i_{corr} = Velocidad de corrosión en $\mu A/cm^2$

La Figura 27a corresponde a la gráfica con base a la ecuación 5, relacionando la reducción teórica del diámetro y la sección transversal del estribo en función del tiempo de aplicación de la corriente galvánica de $200 \mu A/cm^2$. La Figura 27b, según se indica en el punto muestra la correspondiente estimación gráfica del cortante nominal teórico (V_n), construido según ACI 318-11 [54].

De la Figura 27a, se estima que para obtener un 10% y 20% de reducción del diámetro y de la sección del refuerzo transversal respectivamente, se requieren un tiempo de aplicación de la corriente de 65 días, lo que pudiera producir un 20% de la pérdida de la capacidad a cortante de las vigas, para el nivel de corrosión severo (Figura 27b).

Dicha combinación de parámetros (reducción de la sección y pérdida de capacidad de carga) indicaría un alto nivel de deterioro, que comprometería la integridad y la durabilidad de la estructura [29].

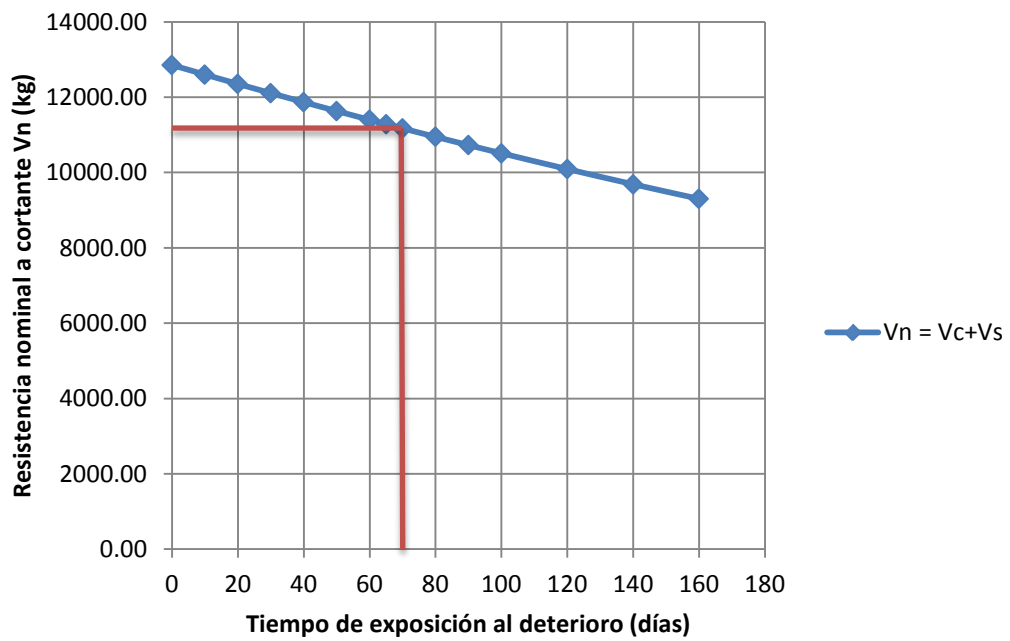
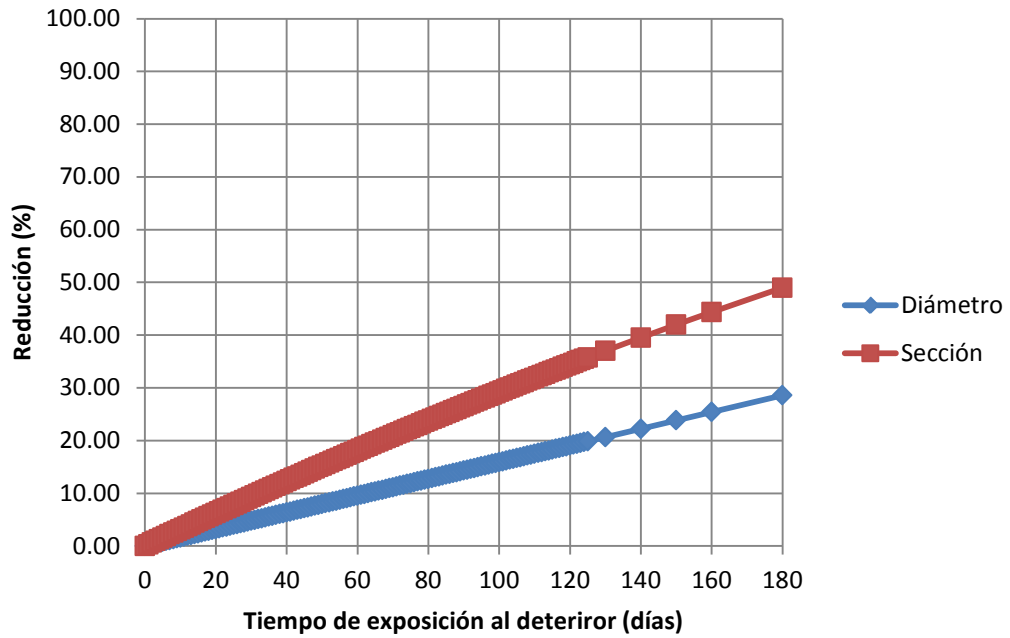


Figura 27. Estimación teórica a) de la reducción de diámetro y sección del estribo, b) del Cortante nominal teórico durante la exposición al deterioro.

2.7. Evaluación del daño por corrosión.

2.7.1. Inspección visual.

En esta investigación tuvo gran importancia la inspección visual, ya que fue útil una apreciación cualitativa de las manifestaciones del deterioro que provoca la corrosión en los estribos. Se realizó una primera inspección visual al mes de haber iniciado el proceso y posteriormente a intervalos de 7 días. Para ello, se desconectó el sistema de aplicación, para proceder a la observación de la superficie lateral del concreto de las vigas. Se realizó un levantamiento detallado, se registraron los signos de corrosión, tales como las manchas de óxidos: color, extensión y curso; además grietas. Se obtuvo su ubicación, dirección y dimensiones; y las zonas de desprendimiento del recubrimiento del concreto (véase Figura 28). La nomenclatura utilizada para representar los daños visuales en la superficie de las vigas, se basó en lo establecido en el DURAR [29].



Figura 28. Inspección visual de las vigas.

2.7.2. El potencial de corrosión.

El monitoreo del potencial de corrosión se llevó a cabo con un electrodo de Ag/AgCl de acuerdo con la norma ASTM C 876 [61]. Las mediciones se realizaron

cada semana, durante un mes y al final de la exposición. La figura 29 representa el esquema con el que se realizó la medición.



Figura 29. Medición del potencial de corrosión, mediante el electrodo de referencia Ag/AgCl.

2.7.3. Determinación de la pérdida de sección y la masa del refuerzo transversal.

Se considera que el modelo teórico (ecuación 6) para estimar la pérdida de sección no toma en cuenta el entorno en el que se encuentra el acero de refuerzo (en este caso el concreto); por lo tanto, existen variables como la permeabilidad y la heterogeneidad del concreto y las condiciones ambientales (humedad y temperatura), que afectan el proceso de deterioro por corrosión del acero. En consecuencia, es importante obtener la pérdida real de sección de los estribos. Para esto, las vigas previamente ensayadas fueron demolidas para la consecuente extracción de los estribos (Figura 30). Posteriormente, se obtuvo la pérdida real de sección del refuerzo transversal mediante el procedimiento indicado en la norma ASTM G1-90 [63].



Figura 30. Extracción de los estribos deteriorados.

2.7.4. Determinación del contenido de cloruros.

Los cloruros pueden encontrarse en la masa de concreto por dos causas principalmente: porque ya están contenidos en las materias primas (aditivos, agua, cemento o áridos), o porque penetren desde el exterior al estar situada la estructura en ambientes marinos o estar sometida a la acción de sales de deshielo. En general, los límites que se aceptan son distintos en varios países, tal como se muestra en la tabla 6 [29].

En relación a los límites máximos de cloruros, es importante mencionar que parte de ellos se pueden combinar con las fases alumínicas y ferríticas de los cementos, por lo que sólo son peligrosos los que quedan sin combinar o libres.

Debido a esto, en esta investigación se optó por la cuantificación de los cloruros totales (solubles en ácido), aquellos que se encuentran localizados en el concreto ubicado en la zona lateral de los estribos de las vigas. Para ello se tomaron muestras de concreto ubicadas en la zona más cercana al estribo.

Las muestras se obtuvieron durante la demolición de las vigas, seleccionando un centímetro alrededor del estribo; después estas muestras fueron sometidas a un análisis químico, como indican las normas ASTM C1218 [64] y la ASTM C1152 [65], para la obtención de concentración de cloruros totales.

Tabla 6. Valor crítico de cloruros en concretos reforzados [29].

País	Norma	Límite Máximo de Cl ⁻	Referido a
USA	ACI 318	≤ a 0.15% en ambiente de Cl ⁻	Cemento
USA	ACI 318	≤ a 0.3% en ambiente normal	Cemento
USA	ACI 318	≤ a 1% en ambiente seco	Cemento
Inglaterra	CP-110	≤ a 0.35% al menos en un 95%	Cemento
Australia	AS 3600	≤ a 0.22%	Cemento
Noruega	NS 3474	≤ a 0.6%	Cemento
España	NS 3474	≤ a 0.40%	Cemento
	NMXC403		
México*	ONNCCE 1999	≤ a 0.3% en ambiente normal	Cemento

*Tomado de la Norma Mexicana NMX-C-403-Industria de la Construcción-Concreto Hidráulico para Uso Estructural. [66]

2.8. Reforzamiento de las vigas de concreto reforzado.

Se reforzó un total de 6 vigas con deterioro severo en series por duplicado. Además de las 6 vigas reforzadas se tuvo 4 vigas control, para formar dos series de dos vigas las cuales serían ensayadas a 28 días sin deterioro y sin reforzamiento y dos vigas más con deterioro severo sin reforzamiento.

Las vigas fueron reforzadas con: estribos internos en forma de “U” (grapadas), tensores y fibra de carbono, los diferentes esquemas de reforzamiento se muestran en las siguientes figuras.

Para el reforzamiento de las vigas se utilizaron 3 distintos tipos, las vigas RGRAP fueron reforzadas con estribos internos colocados en la zona intermedia entre cada estribo, colocando un par de estribos en forma de “U” justo en medio de la separación existente entre estribos (véase Figura 31).

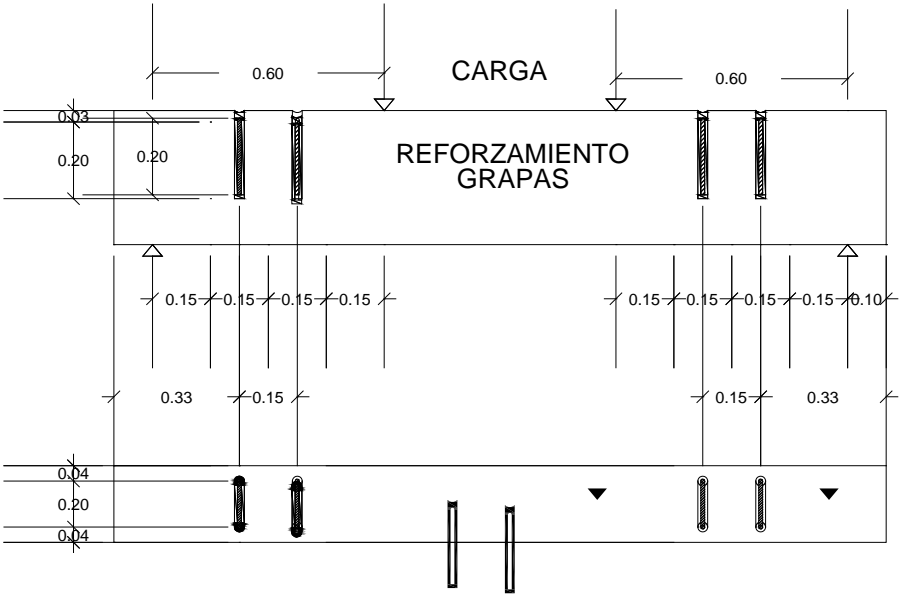


Figura 31. Reforzamiento con estribos internos en forma de “U”.

Para las vigas RTENS se utilizaron conectores con placas de acero a compresión para reforzar la zona de corte en cada extremo de la viga, además de cuatro varillas roscadas de 1/2”, todas las varillas fueron tensadas a mano con herramienta convencional (véase Figura 32)

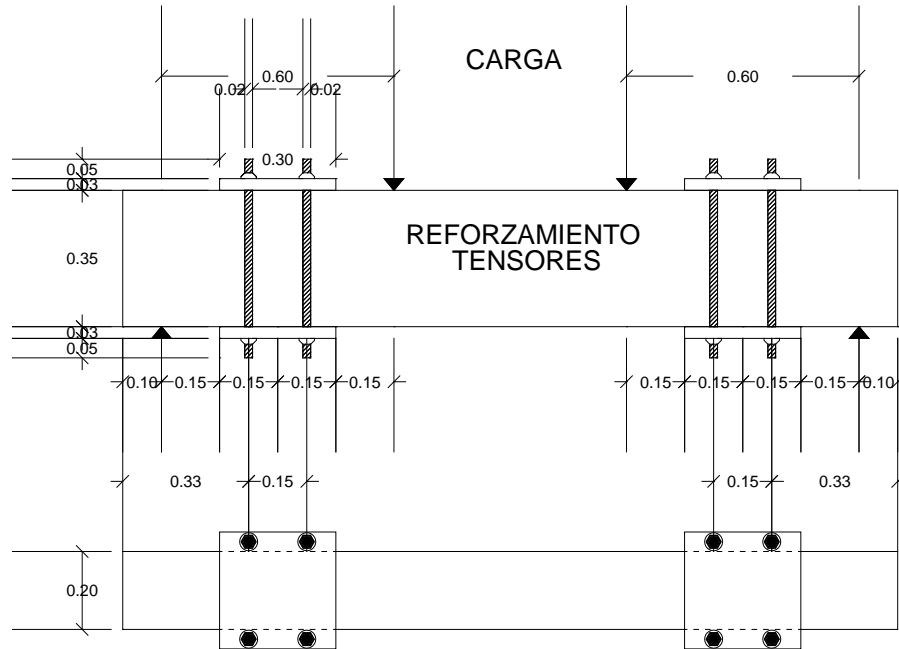


Figura 32. Reforzamiento con tensores.

El reforzamiento RIFIBRA consistió en reforzarlas con fibras de carbono (CFRP), del cual se colocó solamente una capa de fibra en forma de encamisado. Alrededor de la zona de cortante, (véase Figura 33). En este reforzamiento se preparo la superficie de acuerdo a recomendaciones del fabricante.

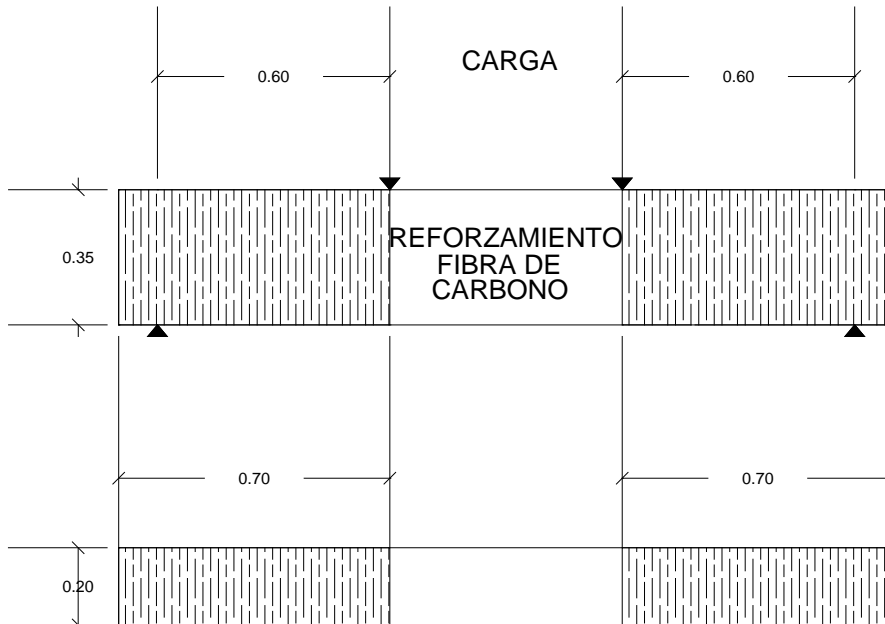


Figura 33. Reforzamiento con fibra de carbono.

2.9. Ensaye mecánico de las vigas de concreto reforzado.

Una vez alcanzado el nivel de corrosión severo y reforzado con los procedimientos descritos en el punto anterior, las vigas fueron ensayadas mecánicamente con carga en los tercios. Las vigas de control (sin corrosión/sin reforzamiento) fueron ensayadas previamente durante el proceso de corrosión, el otro par de vigas de control (con corrosión/sin reforzamiento) que alcanzando el nivel severo de corrosión fue ensayado aplicando cargas concentradas a 60 cm de los apoyos (véase Figura 34).



Figura 34. Ensaye de las vigas de concreto a flexión.

La carga para las vigas de control (sin deterioro/sin reforzamiento) se aplicó con un pistón hidráulico accionado por una bomba manual, con capacidad de 50 toneladas, apoyado contra un marco de carga anclado a una losa de reacción, con dimensiones de 10 x 10 x 2.90 m y con capacidad de 50 toneladas de anclaje. El pistón hidráulico aplicó las cargas a un perfil metálico y éste a las vigas de concreto, por medio de barras triangulares de acero, macizas, colocadas y niveladas sobre las vigas, en los puntos seleccionados previamente. La carga fue

aplicada a intervalos de 250 kg registrada en una celda de carga conectada a un puente de Wheatstone para la medición. Se midió la deflexión al centro del claro con un transductor de desplazamiento.

El resto de las vigas fueron ensayadas colocándolas simplemente apoyadas, sobre un banco metálico de apoyo adecuado a una máquina universal la carga fue aplicada a intervalos de carga de 200 kg. Para medir la deflexión al centro del claro durante el desarrollo de los ensayos, se colocó un transductor de desplazamiento (LVDT) con aproximación de 50 mm y con un coeficiente de calibración de 0.005 mm.

Para tener un control del patrón de agrietamiento de las vigas se aplicó la carga en incrementos sensiblemente iguales (intervalos de 200 kg), hasta completar la carga de falla. Para cada incremento se registraron los desplazamientos verticales al centro del claro. Se realizó la toma de los datos experimentales mediante un equipo de adquisición de datos y el software Lab View versión 9 de National Instruments; lo que permitió relacionar los valores obtenidos para definir el comportamiento de la viga hasta la falla.

Durante el ensaye se registró la carga correspondiente a la aparición y ancho de la primera grieta a flexión y cortante, así como también el desarrollo de las mismas, hasta la carga de la falla.

Capítulo 3

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

3. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

En la siguiente sección se presentan los resultados experimentales obtenidos de las pruebas mecánicas y de durabilidad realizadas en 10 vigas de concreto reforzado, que fueron deterioradas hasta el nivel severo de corrosión en el refuerzo transversal (estribos) esto determinado por el potencial de corrosión.

3.1. Diseño estructural de las vigas.

3.1.1. Diseño estructural de las vigas.

En la tabla 7 se presentan los resultados teóricos obtenidos en el diseño estructural de las vigas. Éstos se obtuvieron siguiendo las especificaciones del ACI 318-11 [54]; sin embargo, cabe destacar que la resistencia de los materiales utilizados para obtener estos resultados teóricos de diseño tuvo un carácter experimental (véase anexo 7.1)

Tabla 7. Resistencia nominal a cortante de las vigas, de acuerdo con el código ACI 318 [54].

Separación entre estribos (cm)	$f'c$ (kg/cm ²)	Vc (kg)	fy (kg/cm ²)	Vs (kg)	Vn (kg)
15	250	4843	4698	8873	13717

3.2. Propiedades de los materiales.

3.2.1. El concreto.

La prueba de revenimiento es un requisito que sirve de base para diseñar las mezclas de concreto; sin embargo, se recomienda verificar la consistencia de diseño, ya que ésta es una propiedad que forma parte de la trabajabilidad del concreto y, a su vez, define la capacidad de colocación de la mezcla. El concreto utilizado tuvo un revenimiento de 15 cm, valor que está dentro de las tolerancias recomendadas por la ASTM C94 [67], para la fabricación de vigas y muros. Esto se constató durante la fabricación de las vigas, ya que fue un concreto trabajable y de fácil colocación, consolidación y acabado.

En la figura 35 se puede observar gráficamente el comportamiento a la compresión obtenidas a los 7, 14 y 28 días de edad. La resistencia promedio a la ruptura es similar a la resistencia especificada de diseño, más una tolerancia que responde a las variaciones en los materiales, a los métodos de mezclado y a la colocación del concreto; así como las variaciones en el laboratorio, curado y ensaye de los especímenes cilíndricos de concreto, el resultado del ensaye a compresión a los 28 días fue de 265 f'cr mayor que 250 f'c. Por lo tanto, se puede decir que el concreto cumplió con los requisitos de resistencia a la compresión axial, para los fines de esta investigación.

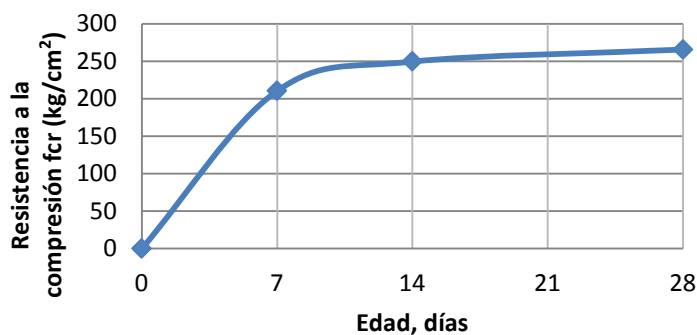


Figura 35. Evolución de la resistencia a la compresión a diferentes edades.

3.2.2. El acero.

Como se mencionó en el capítulo 2, sección 2.2.2; mediante ensayos de tensión en las varillas utilizadas para el refuerzo transversal, se determinaron la resistencia a la fluencia (f_y) y la resistencia última (F_u).

En la tabla 8 se colocan los datos experimentales, y se observa que el acero utilizado como refuerzo transversal (varilla No. 2.5.), cumple las especificaciones de la norma NMX-C-407 [59] en cuanto a su resistencia a la fluencia $f_y = 4698$ kg/cm². Este valor, se utilizará para los cálculos de resistencia de las 10 vigas.

También se obtuvo un esfuerzo máximo de 7127 kg/cm²; pero estos valores no tienen gran diferencia, en comparación con los datos experimentales de las varillas que se utilizan para la construcción. Por lo tanto, el utilizar varias del No. 2.5 como refuerzo transversal, en esta investigación, no representó ninguna afectación en el comportamiento estructural por cortante.

Tabla 8. Características mecánicas de la varilla (5/16").

Probeta	Propiedades mecánicas	(Kg/cm²)
1	Límite de fluencia (f_y)	4850
	Resistencia a la tracción (R)	7283
2	Límite de fluencia (f_y)	4547
	Resistencia a la tracción (R)	6972
Promedio	Límite de fluencia (f_y)	4698
	Resistencia a la tracción (R)	7127

3.3. Comportamiento estructural de las vigas.

3.3.1. Resistencia a cortante por tensión diagonal.

La resistencia a cortante de las vigas de control sin deterioro fue determinada a la edad de 28 días.

De la figura 36 a la 40 se presenta el comportamiento experimental de la resistencia última por cortante, para las vigas de control y para los diferentes tipos de reforzamiento. En dichas gráficas se muestra, de igual forma, la resistencia nominal a cortante (V_n) experimental con una línea horizontal, este valor se muestra en la tabla 7.

En la figura 36 se aprecia que la resistencia última por cortante de las de vigas control sin deterioro REFSD es en promedio similar a la nominal. Estas pequeñas variaciones son posiblemente a que en la construcción normalmente existen variables que afectan el comportamiento mecánico del elemento, tales como la ubicación del refuerzo, las dimensiones reales de la viga, así como, un debilitamiento local originado por el mismo esfuerzo, [13].

Además observamos que la deflexión al centro del claro fue también muy similar en ambos casos, permitiendo a estas servir de comparación para las demás series presentando en promedio 25 mm de deflexión. Se verificó que la construcción de las vigas se realizó bajo un control adecuado de los materiales en laboratorio.

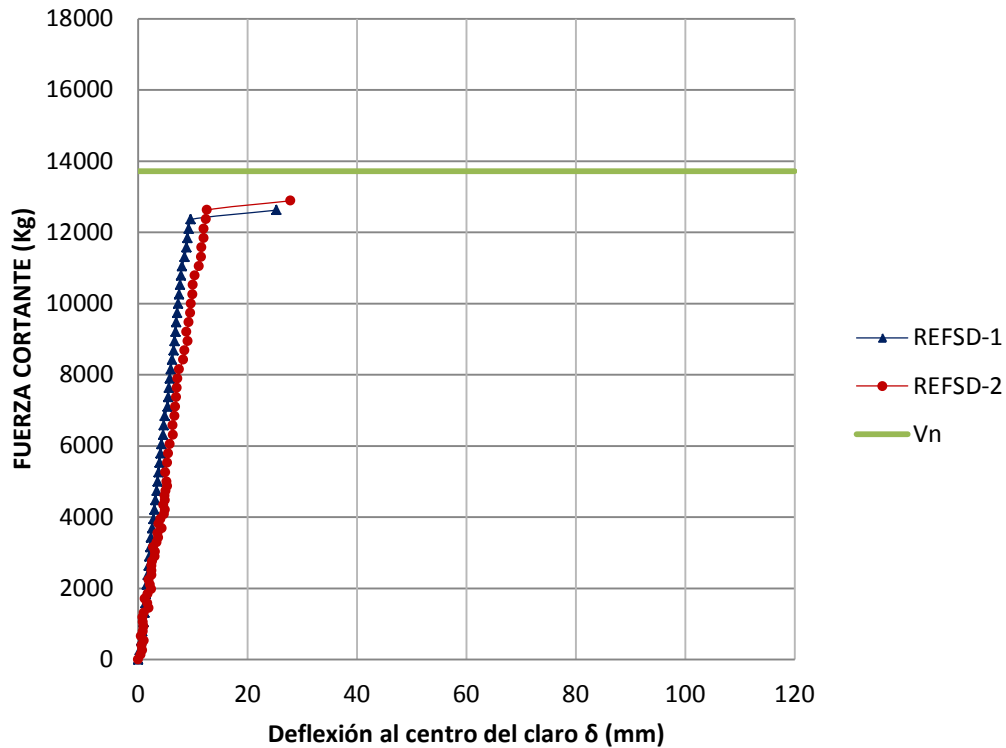


Figura 36. Resistencia a cortante en las vigas de control. Vigas sin deterioro.

Como era de esperarse, en la figura 37 se aprecia que la corrosión en los estribos influyo en la disminución de la resistencia a cortante última en las vigas REFCD; ya que esas vigas al tener las mismas variables ($f'c$, armado, dimensiones), permiten realizar una comparación entre ellas. En estas condiciones, se puede deducir que la reducción parcial de la sección de los estribos contribuyó a la disminución de la resistencia cortante última con respecto a las vigas sin deterioro en un 20% en promedio. Esta reducción de resistencia puede ser debida a la pérdida de sección ocasionada por la corrosión del acero de refuerzo transversal.

Además que la rigidez medida por la deflexión fue de 14 mm en promedio teniendo una reducción en 44% con respecto a las vigas control con sin deterioro (REFSD).

Consideramos que la reducción de la rigidez es debida a que la estructura se torno frágil, esto pudo ser producido por el agrietamiento de la misma, debido a las presiones internas generadas por productos de corrosión (óxidos).

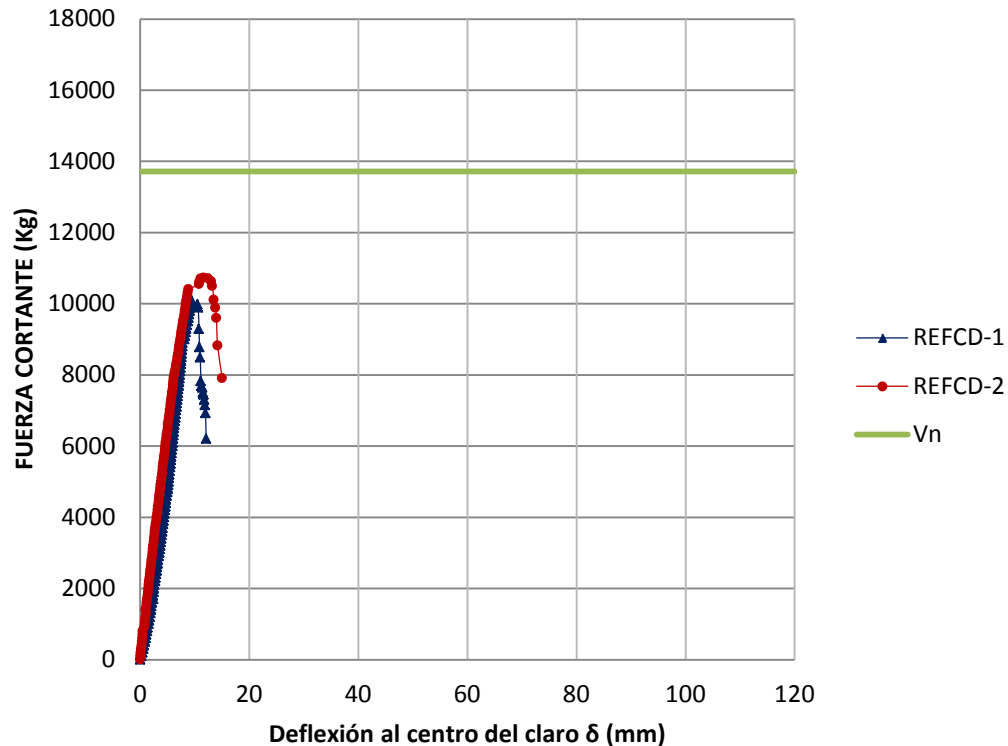


Figura 37. Resistencia a cortante en vigas de control. Vigas con deterioro severo por corrosión.

La figura 38 representa la resistencia cortante última para vigas con deterioro severo, reforzadas con estribos internos en forma de “U”, (RGRAP). Este reforzamiento tuvo un comportamiento similar a (REFCD), presentando una disminución promedio en su resistencia cortante última respecto a (REFSD) en un 21%. En cuanto a la rigidez medida (10 mm en promedio), se puede apreciar que disminuyo en un 60% contra (REFSD).

Es posible que la metodología con en que se aplicó el reforzamiento haya contribuido a la disminución de la resistencia. Se realizó un grupo de perforaciones en la zona donde serían incrustadas las grapas y esto se efectuó con un rotomartillo, lo que podría haber debilitado la estructura de concreto, que ya

presentaba agrietamientos relacionados con el nivel de corrosión. Probablemente el impacto generado por el rotomartillo, la disminución de la zona a compresión de la viga debida a las perforaciones de 2.54 cm de diámetro fragilizó la viga que presentó menor resistencia a cortante y una disminución de la deflexión promedio respecto a las vigas control sin deterioro. Se podría concluir que no resulta viable este tipo de reforzamiento, realizado con este método y para el caso de vigas con deterioro severo por corrosión.

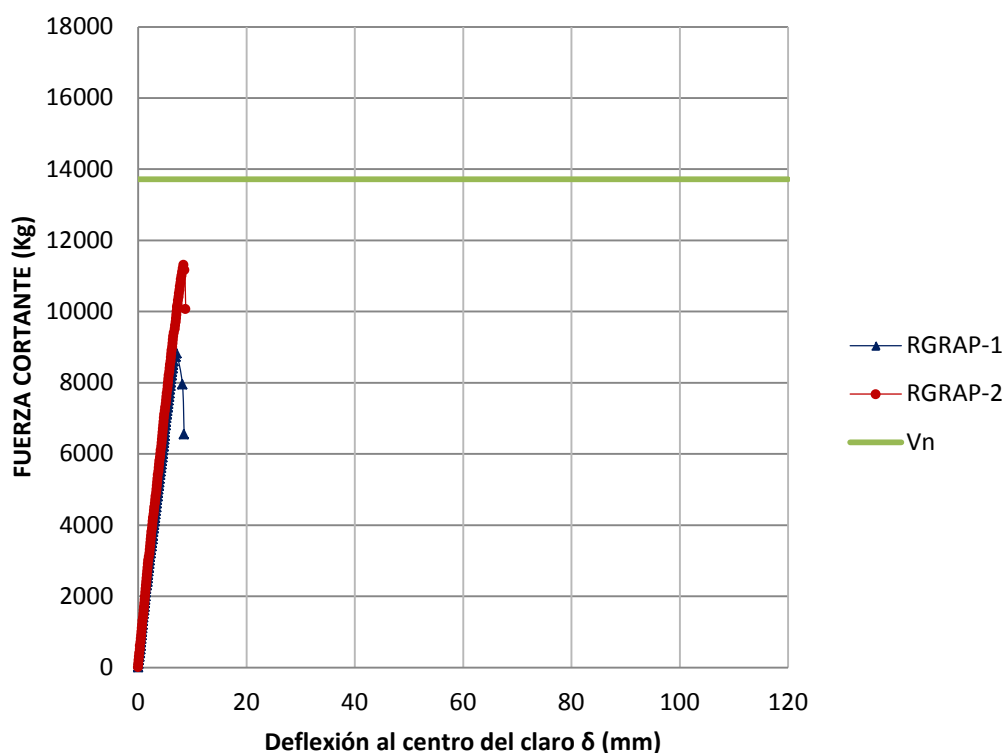


Figura 38. Resistencia a cortante en las vigas con deterioro severo por corrosión, reforzadas con estribos internos en forma de U (grapapas).

En la figura 39 se representa la resistencia a cortante de las vigas reforzadas con base en varilla roscada, que fue tensada con placas de acero (RTENS). La resistencia a cortante de este tipo de refuerzo comparado con las vigas control sin deterioro fue en promedio similar a las vigas (REFSD), así como su ductilidad, 23 mm, en promedio.

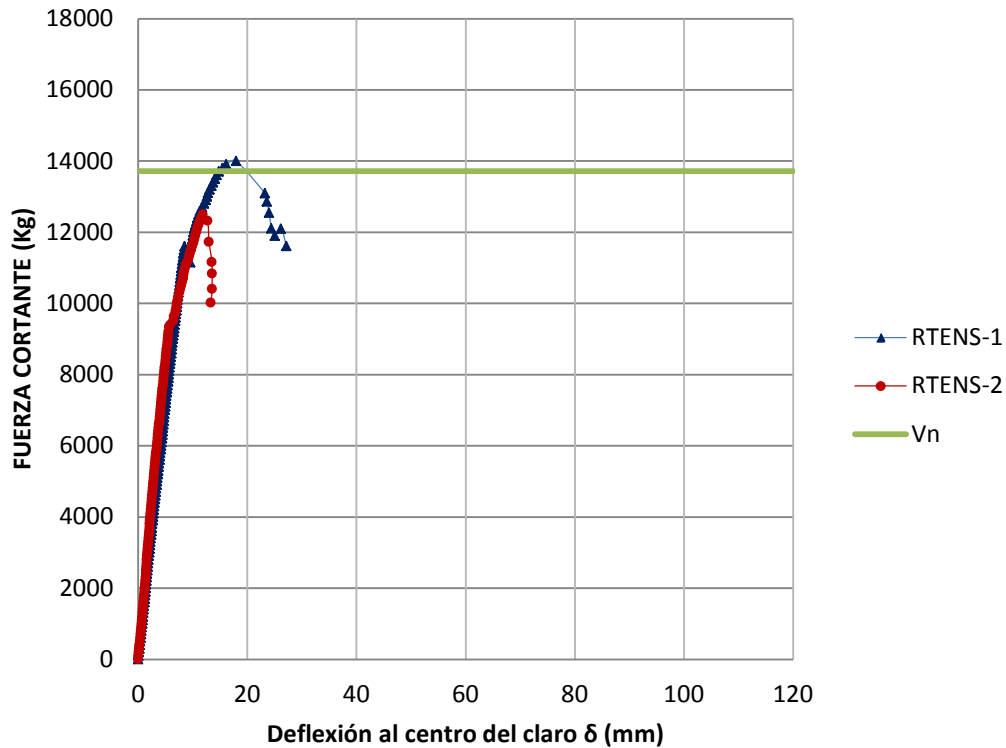


Figura 39. Resistencia a cortante en las vigas con deterioro severo por corrosión, reforzadas con varilla roscada y tensadas en placas (tensores).

El tercer reforzamiento utilizado en esta investigación se muestra en la figura 40, realizado con encamisado de fibra de carbono. La viga se recubrió con una capa de fibra de carbono. Los resultados en cuanto a la capacidad de restitución de la resistencia a cortante de este tipo de reforzamiento resultan claros y muestran un incremento de la misma.

Las vigas RFIBRA presentaron mayor resistencia última a corte comparadas con las vigas de control sin deterioro, (REFSD), en un 23%. En cuanto a la deflexión medida al centro del claro durante el ensaye fue de 78 mm lo que representó un incremento del 300%, en comparación con las vigas de control sin deterioro. Lo cual indica que a pesar de que la viga falló por corte presentó una mayor ductilidad en el modo de falla, advirtiendo que la estructura estaba colapsando.

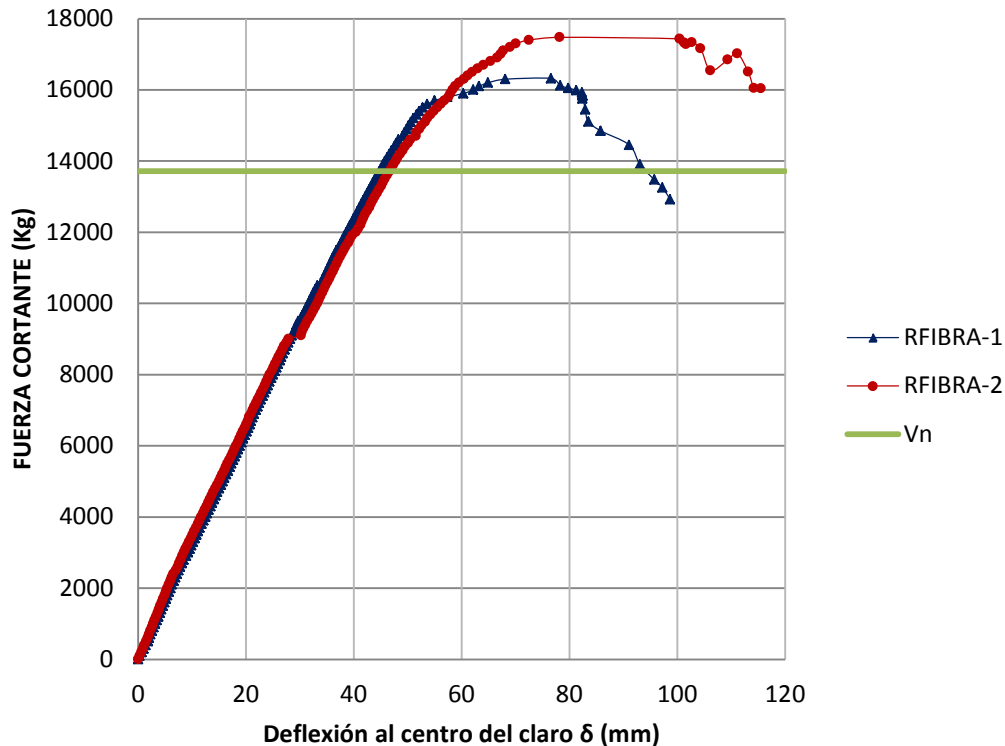


Figura 40. Resistencia a cortante en vigas con deterioro por corrosión severo, reforzadas con fibra de carbono (encamisado).

En términos generales el deterioro por corrosión de las vigas afecto la ductilidad de las mismas, esto se pudo observar durante el ensaye de las vigas en donde presentaron una falla frágil y repentina. Por otro lado los reforzamientos RTENS y RFIBRA presentaron un incremento en la ductilidad de las vigas, presentando una falla por cortante pero la misma deflexión de la viga vislumbraba una falla la cual podría ser predecible debido a deflexión de la misma.

En la tabla 9, se realiza una comparativa de la resistencia por cortante de los distintos especímenes; ahí se observan los resultados que se han estado manejando durante la discusión. Se toma como punto de comparación la resistencia REFSD. El comportamiento de las vigas REFCD y RGRAP es prácticamente similar, es decir que el reforzamiento RGRAP no contribuyó a un incremento de la resistencia por cortante. El reforzamiento RTENS igualó la

resistencia por cortante de las vigas control sin deterioro REFSD y por otro lado la RFIBRA incremento en 24% su resistencia por corte por tensión diagonal.

Tabla 9. Resistencia por cortante última.

Índice de cambio en cuanto a resistencia por cortante de las vigas				
REFSD	REFCD	RGRAP	RTENS	RFIBRA
1.00	0.82	0.79	1.04	1.24

La rigidez de las vigas fue medida por medio de la deflexión al centro del claro; como era de esperarse; la deflexión medida, varió de acuerdo a la condición de la viga (sin deterioro, con deterioro, con reforzamientos). Se puede observar que existió una disminución significativa de la rigidez de las vigas REFCD en casi un 50% y por otro lado RGRAP no aportó una restitución de la rigidez en comparación a los otros dos tipos de reforzamiento RTENS, RFIBRA (véase Tabla 10).

Tabla 10. Reducción de la ductilidad.

Índice de cambio en cuanto a ductilidad (deflexión promedio)				
REFSD	REFCD	RGRAP	RTENS	RFIBRA
1.00	0.56	0.48	0.92	3.12

Una propiedad importante en las vigas es la ductilidad, que se evaluó mediante la relación entre la carga que originó las primeras grietas a cortante con la resistencia última a cortante de las vigas. Los valores obtenidos se exponen detalladamente en la tabla 11.

Tabla 11. Carga correspondiente al agrietamiento y a la resistencia última a cortante de las vigas.

VIGA	Fuerza de la primera grieta de flexión (kg)	Fuerza de la primera grieta de cortante (kg)	Fuerza última (kg)
REFSD-1	5000	9200	12887
REFSD-2	6000	9800	12624
REFCD-1	3200	8800	10090
REFCD-2	3500	8400	10784
RGRAP-1	4000	7400	8824
RGRAP-2	4200	8000	11312
RTENS-1	4500	10500	14000
RTENS-2	4000	9600	12500
RFIBRA-1	ND	ND	17477
RFIBRA-2	ND	ND	16321

ND = No determinada

En la tabla anterior observa que la aparición en las vigas de la primera grieta por cortante fue afectada por el deterioro por corrosión, ya que la carga después de la aparición de la primera grieta por cortante hasta la falla incrementó tan sólo un 15% en promedio, y en las vigas de control sin deterioro incremento aproximadamente 25%, hasta llegar a la ruptura.

Como se puede observar, el comportamiento a flexión no rigió la falla de la viga. En todos los casos, la carga que originó la primera grieta a flexión en promedio fue de un 50% menor con respecto a la carga que propició la grieta por cortante.

En términos generales, el deterioro por corrosión de las vigas afectó la ductilidad de las mismas y esto se pudo observar durante el ensaye de las vigas, que presentaron una falla por cortante. Por otro lado, los reforzamientos RTENS y RFIBRA presentaron un incremento en la ductilidad de las vigas donde se observó falla por cortante, pero la misma deflexión de la viga vislumbraba ya una falla que podría haberse anticipado debido a la deflexión de la misma. En la figura 41 se presentan los valores para V_u contra V_n , realizando una comparación de la

resistencia teórica calculada con los datos experimentales de los ensayos de los materiales y la resistencia experimental de las vigas.

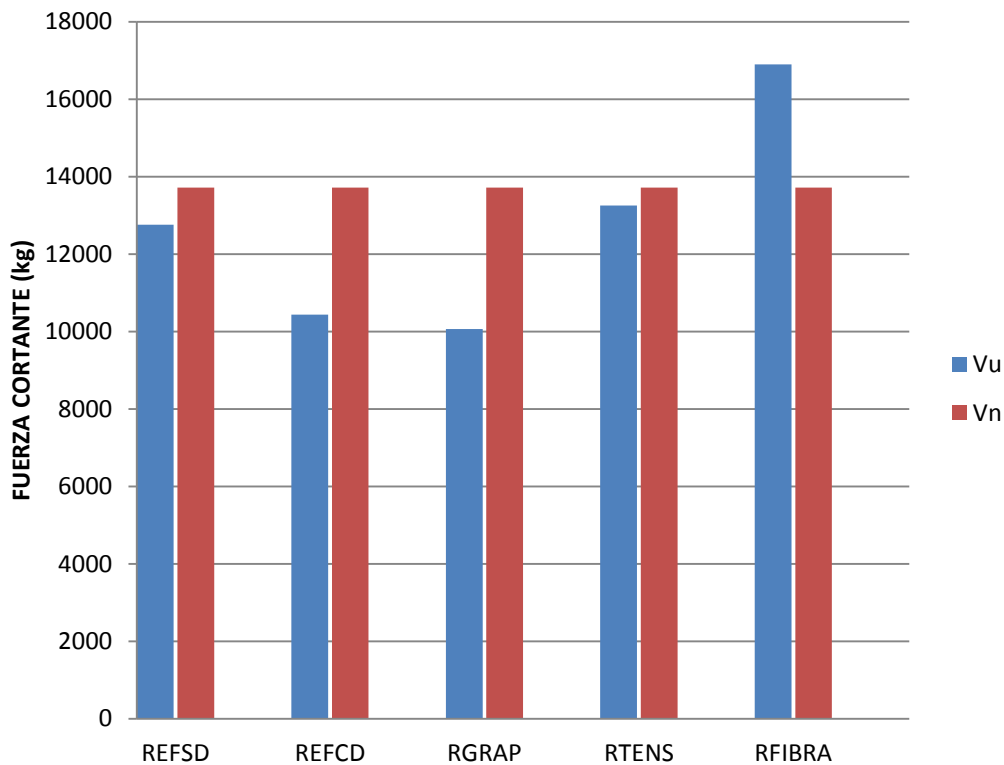


Figura 41. Resistencia última al cortante experimental Vu contra Vn.

3.3.2. Patrón de agrietamiento de la viga durante el ensaye.

La figura 42 muestra el patrón de agrietamiento que se obtuvo de las vigas ensayadas a flexión, para las vigas de control sin deterioro. Se puede observar las vigas de control presentan un modo de falla a cortante por tensión diagonal y compresión, esto por el agrietamiento que se presentó en el claro de cortante y para la relación $a/d = 2$, que se uso en esta investigación.

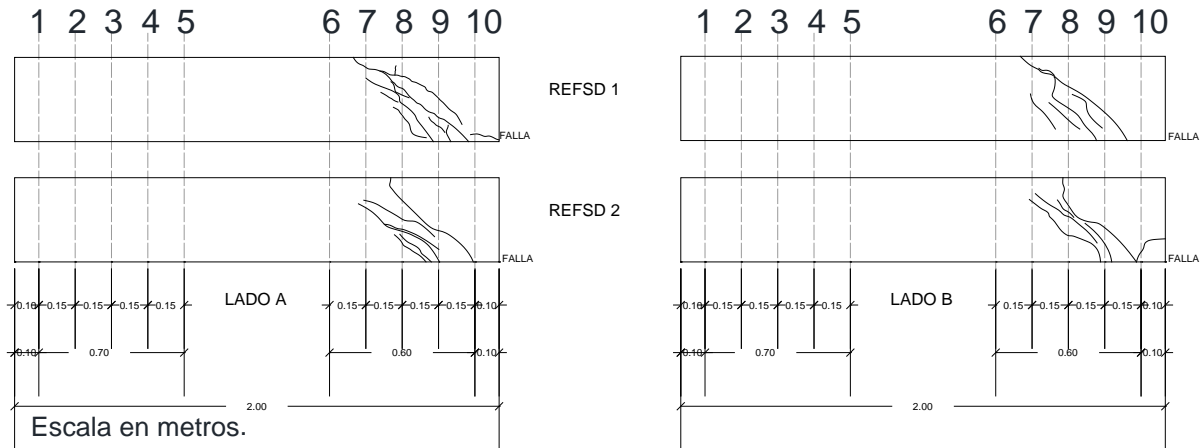


Figura 42. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas de control sin deterioro ensayadas a flexión.

Estas vigas (REFSD) presentan un agrietamiento similar en la zona de cortante, donde se muestra que la grieta nace en el apoyo y logra recorrer hasta el cuarto estribo, en ambos casos. Cabe mencionar que la resistencia última a cortante fue muy similar y que durante el ensaye se presentaron fallas frágiles y repentinas.

Por otra parte el comportamiento de las vigas de control con deterioro severo (REFCD) (véase Figura 43) las cuales ya presentaban un agrietamiento previo por corrosión, exhibieron un modo de falla frágil y mostraron un mayor agrietamiento, en comparación con las vigas de control sin deterioro. Esto pudo haber afectado el desarrollo de las grietas durante su ensaye, generando fallas frágiles y repentinas. Este comportamiento se puede atribuir a que la corrosión en el refuerzo transversal generó productos de corrosión que incrementaron su volumen, ocasionando esfuerzos de tensión en el concreto circundante al refuerzo, e incitando una pérdida de adherencia entre el acero y el concreto, que evitó que los estribos controlaran y limitaran el avance de las grietas diagonales, provocándose así la falla de la viga.

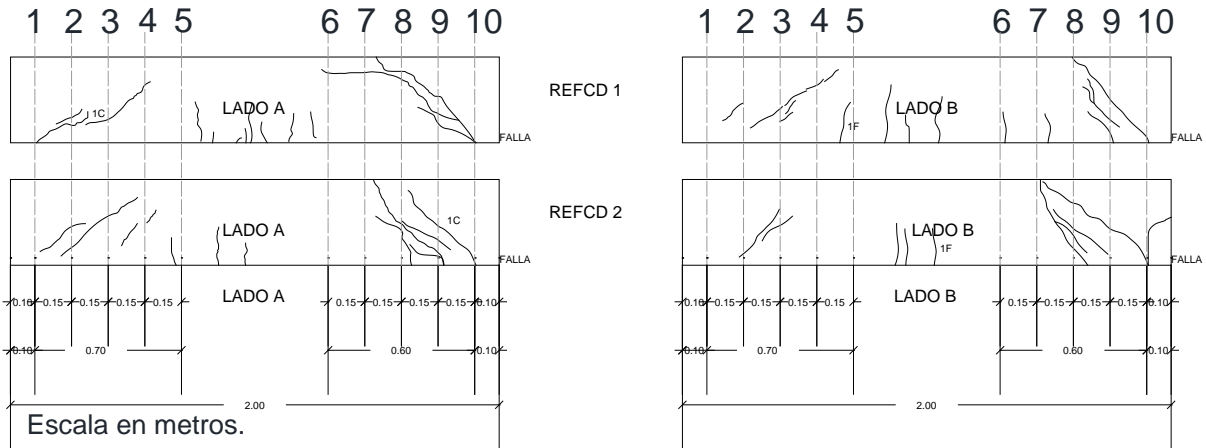


Figura 43. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas de control con deterioro REFCD ensayadas a flexión.

Al respecto, se ha encontrado que el esfuerzo de adherencia disminuye rápidamente con el aumento del nivel de corrosión [19]. En el mismo sentido, otros estudios han confirmado que la pérdida de adherencia del acero-concreto es mucho más crítica que la pérdida de sección transversal del refuerzo; es decir, un porcentaje bajo de pérdida de sección del refuerzo (aproximadamente 12%) podría inducir una reducción en la adherencia acero-concreto hasta del 80% [68].

Por otro lado, las vigas reforzadas con estribos internos en forma de “U” (RGRAP) se muestran en la figura 44, presentaron una disminución de la cantidad de grietas; pero cabe mencionar que el largo de las grietas alcanzó a superar el cuarto estribo y séptimo estribo respectivamente, ocurriendo lo mismo que en las vigas (REFCD). Posiblemente este fenómeno se debió a la metodología del reforzamiento.

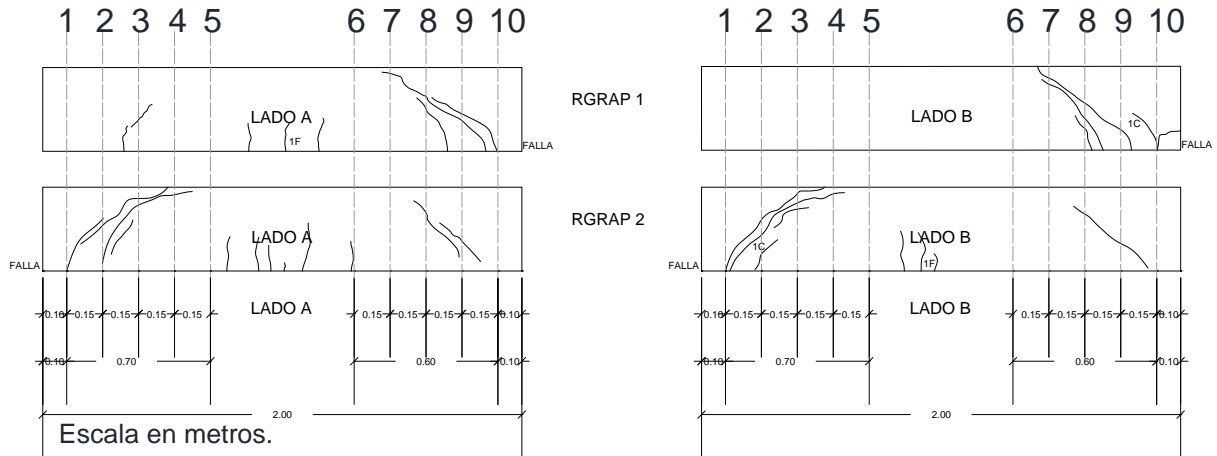


Figura 44. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas de control RGRAP ensayadas a flexión.

Las vigas reforzadas (RTENS) se muestran en la figura 45. Dichas vigas presentan un patrón de agrietamiento en la zona de cortante; pero en este caso la grieta no logró superar el cuarto estribo, lo cual indica que el reforzamiento limitó el crecimiento de la misma. Durante el ensaye de las vigas se presentaron primeramente grietas por flexión, como en todas las vigas; pero en este caso su aparición no fue solamente en el tercio medio de la viga, sino que también en los otros dos tercios de la misma.

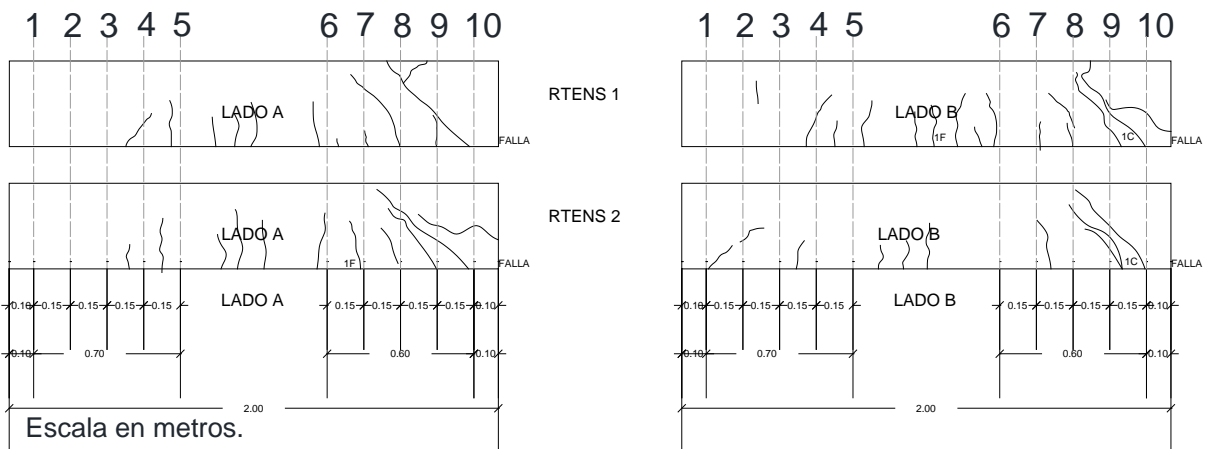


Figura 45. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas de control RTENS ensayadas a flexión.

En la figura 46 se muestra el reforzamiento RFIBRA que proporcionó un confinamiento de la zona a cortante, limitando el patrón de agrietamiento. Además, las vigas reforzadas con fibra de carbono (RFIBRA), que fueron superiores en todos los aspectos medidos en esta investigación, limitaron el crecimiento de la grieta hasta la zona del segundo estribo. Este tipo de reforzamiento se colocó encamisando toda la sección del claro de cortante (a) de la viga.

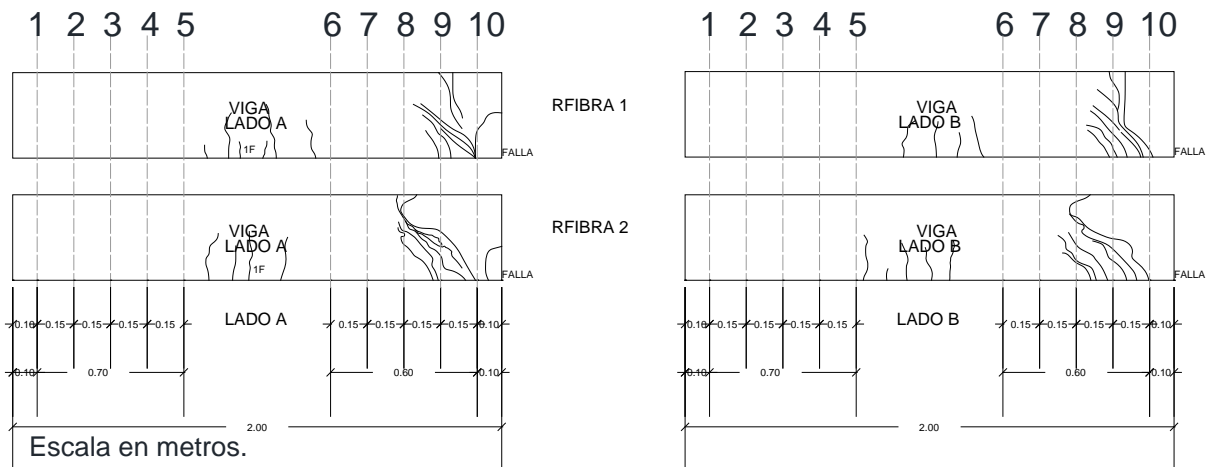


Figura 46. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas rehabilitadas por cortante con fibra de carbono RFIBRA, ensayadas a flexión.

3.3.3. Pérdida de sección y masa del refuerzo transversal.

En la tabla 13 se muestran los resultados de los ensayos gravimétricos llevados a cabo en los estribos (ASTM G1-90) [63]. El valor representa el promedio obtenido del número de estribos para cada viga; también se señala la pérdida de masa estimada, de acuerdo con la ecuación 5. Se puede constatar que, para un deterioro severo, la pérdida de masa varía de 8% hasta 11% para todas las vigas. Algunos autores han reportado que si se excede de un 3% de pérdida de masa de acero, la capacidad remanente de vigas disminuye conforme la pérdida de masa se incrementa [69].

Tabla 12. Pérdida de masa en los estribos

VIGA	Pérdida de masa experimental			Pérdida de masa estimada por la ecuación 1	
	Por viga	Promedio para el nivel de deterioro severo		Promedio	
	(g)	(g)	(%)	(g)	(%)
REFSD-1	ND	ND	ND	ND	ND
REFSD-2	ND	ND	ND	ND	ND
REFCD-1	39	43	11.4	50	12.5
REFCD-2	47				
RGRAP-1	38	30	8	50	12.5
RGRAP-2	22				
RTENS-1	32	40	10	50	12.5
RTENS-2	47				
RFIBRA-1	37*	37*	10*	50	12.5
RFIBRA-2					

* Valor promedio

Se localizaron los daños por corrosión encontrados en los estribos por (picaduras). Se registraron los diámetros en estos puntos, considerando como el diámetro crítico al de menor dimensión, y la sección transversal asociada a este diámetro, también se consideró como sección crítica.

En la tabla 14 se muestran estos diámetros promedio y críticos, además de la sección crítica en los estribos ubicados en la zona de falla de las vigas. Esto después de haber sido deterioradas y posteriormente ensayadas.

Respecto a los estribos en las vigas con deterioro severo, la sección promedio calculada a partir del diámetro crítico disminuyó en un 50% con respecto al promedio de la sección del acero de refuerzo a cortante sin deterioro. Los porcentajes críticos son con respecto a la sección original del estribo (50 mm²).

Tabla 13. Diámetro y sección final de los estribos.

VIGA	Diámetro promedio (mm)	Diámetro Crítico promedio (mm)	Sección promedio obtenida con el diámetro crítico (cm ²)
REFSD-1	8.0		
REFSD-2	8.0	8.0	0.50
REFCD-1	7.6		
REFCD-2	7.2	6.05	0.29
RGRAP-1	7.2		
RGRAP-2	7.5	5.40	0.23
RTENS-1	7.2		
RTENS-2	6.9	5.9	0.27
RFIBRA-1			
RFIBRA-2	5.8*	5.8*	0.26*

* Valor promedio

En la tabla 15 se presenta una comparación entre la resistencia a cortante teórica crítica (calculada con los diámetros críticos promedios) y la resistencia experimental de cada uno de los especímenes. Esta comparación permite ver la aportación teórica de los distintos tipos de reforzamiento a las vigas deterioradas por corrosión severa en los estribos.

Tabla 14. Índice de comparación para la resistencia por cortante teórica contra la resistencia por cortante experimental.

VIGA	Vn _{crítico} (kg)	Vu _{experimental} (kg)	Vu / Vn
REFCD	10047	10437	1.04
RGRAP	8989	10068	1.12
RTENS	9792	13250	1.35
RFIBRA	ND	16899	ND

3.4. Indicadores de daño por corrosión.

3.4.1. Potencial de corrosión.

De las figuras 47 a la 51 se observan los potenciales de corrosión con respecto a los días de exposición efectiva del deterioro (ciclos de humectación y secado + aplicación de corriente). De acuerdo con la ASTM C876 [61] se puede observar que para todas las vigas, previo a iniciar la inducción del deterioro, los intervalos de potencial indicaban niveles de corrosión despreciables (figura 44) y pasados 21 días de aplicación se obtuvieron niveles de potencial superiores a -350 mV, vs CSE; por lo tanto, las vigas en ese momento se consideraban en un estado de corrosión baja (véase Figura 47).

También se puede observar la variabilidad de los potenciales de corrosión de los estribos obtenidos al inicio del proceso. Este fenómeno es representativo del comportamiento real de las estructuras expuestas al medio marino, donde existen variables que no se pueden controlar, tales como la temperatura, la humedad relativa, etc. Por lo tanto, es importante considerar estas variaciones que se presentaron al inicio del proceso de corrosión, para no interpretar erróneamente los resultados obtenidos.

En las figuras 49 y 50, se muestran niveles de potencial medidos a 28 y 50 días de exposición al deterioro inducido respectivamente, alcanzándose valores de potenciales entre -400 y -600 mV durante esta etapa. La figura 51 representa los valores de potenciales de corrosión medidos después 65 días de exposición efectiva, los que se encuentran en los rangos de -450 y -600 mV, lo cual indica una alta probabilidad de corrosión de acuerdo con la ASTM C876 [61].

Cabe mencionar que la inducción del deterioro se aplicó a través de ciclos de humectación-secado y corriente impresa, en el grado de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$.

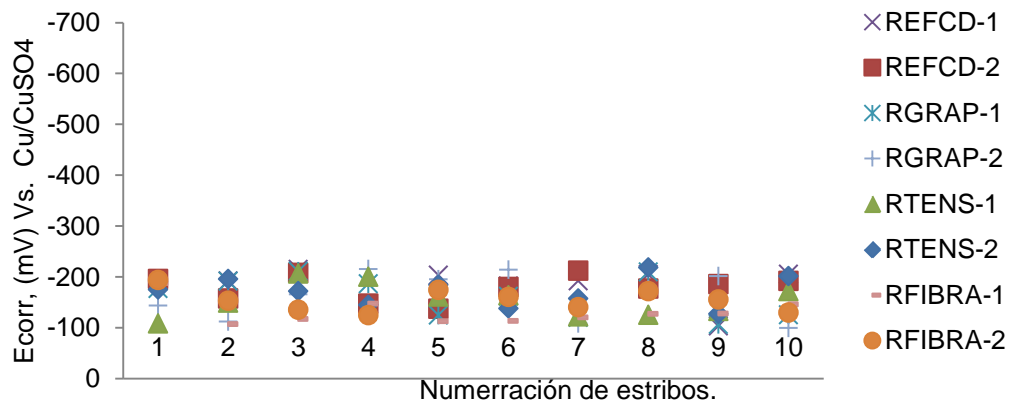


Figura 47. Potencial de corrosión de los estribos para las vigas, antes de iniciar la inducción del deterioro.

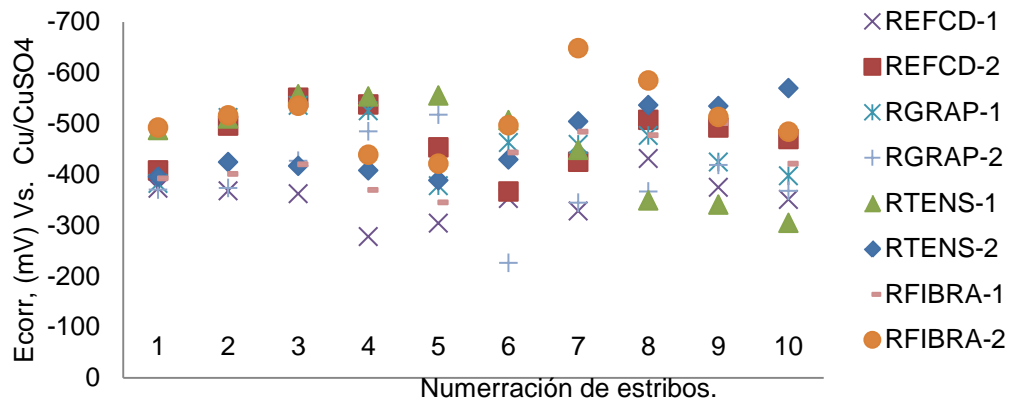


Figura 48. Potencial de corrosión de los estribos para las vigas, transcurridos 21 días después de iniciada la inducción del deterioro.

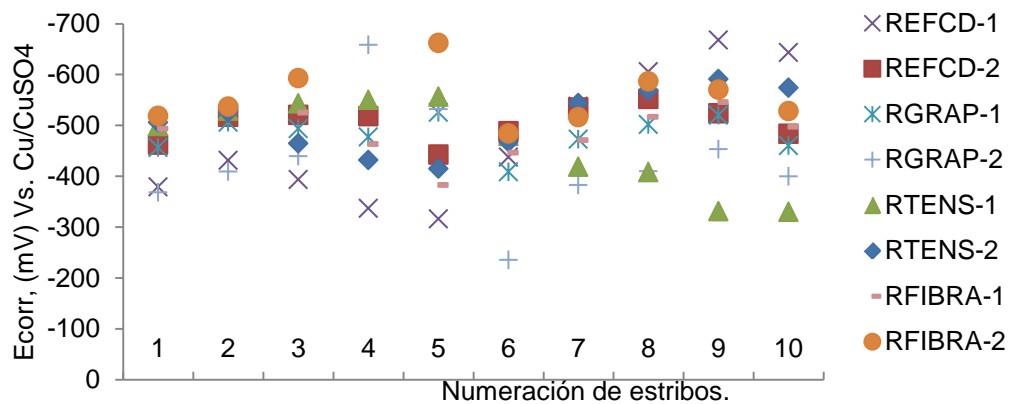


Figura 49. Potencial de corrosión de los estribos para las vigas, transcurridos 28 días después de iniciada la inducción del deterioro.

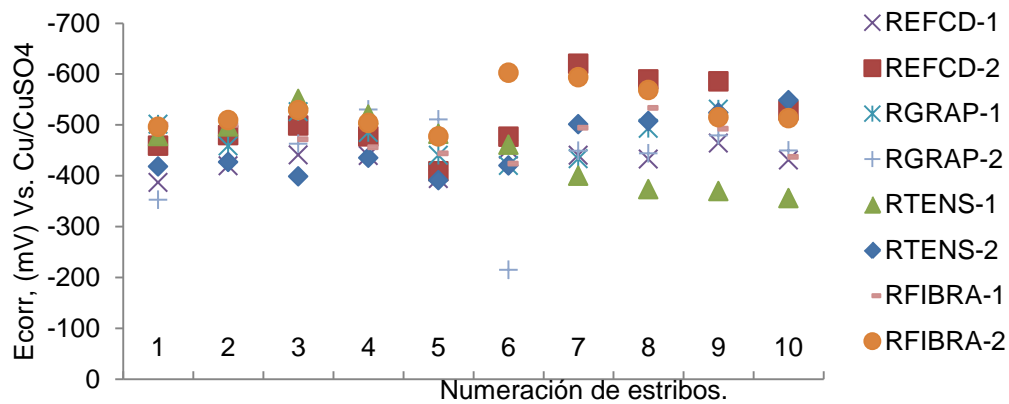


Figura 50. Potencial de corrosión de los estribos para las vigas, transcurridos 50 días después de iniciada la inducción del deterioro.

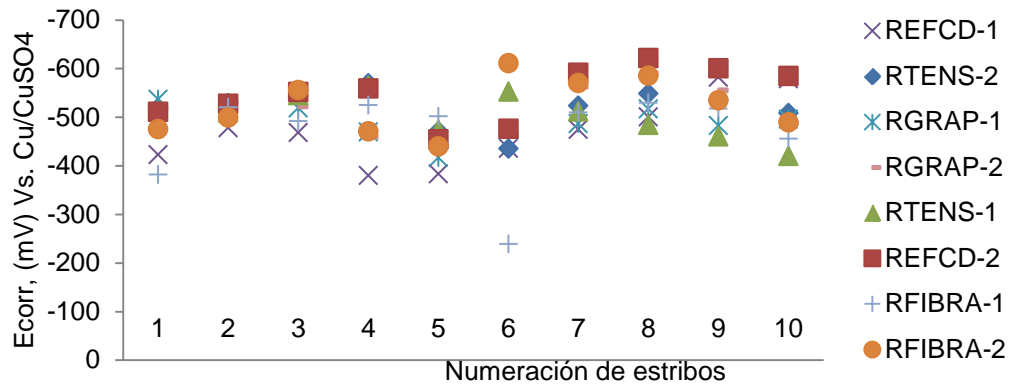


Figura 51. Potencial de corrosión de los estribos para las vigas transcurridos 65 días después de iniciada la inducción del deterioro.

3.4.2. Inspección visual del deterioro.

A continuación se presentan los resultados obtenidos de la inspección visual detallada que se realizó en las 8 vigas deterioradas durante el proceso de inducción del deterioro acelerado del refuerzo transversal. En la figura 52 se muestra el estado de las vigas (manchas por oxido, delaminación y grietas o fisuras) al terminar la inducción del deterioro.



Figura 52. Condición superficial de las vigas sometidas al deterioro acelerado (65 días de humectación y secado + aplicación de la corriente).

La figura 53 muestra el patrón de agrietamiento para las vigas deterioradas por corrosión en el nivel de deterioro severo. Estas presentan un patrón similar en la distribución de las grietas. El ancho de la grieta en las vigas con deterioro fue similar en promedio. La aparición de las grietas en todas las vigas permite observar la reproducibilidad del método de deterioro por ciclos de humectación-secado y corriente impresa. Se midieron las grietas justo al terminar el proceso de inducción del deterioro (65 días).

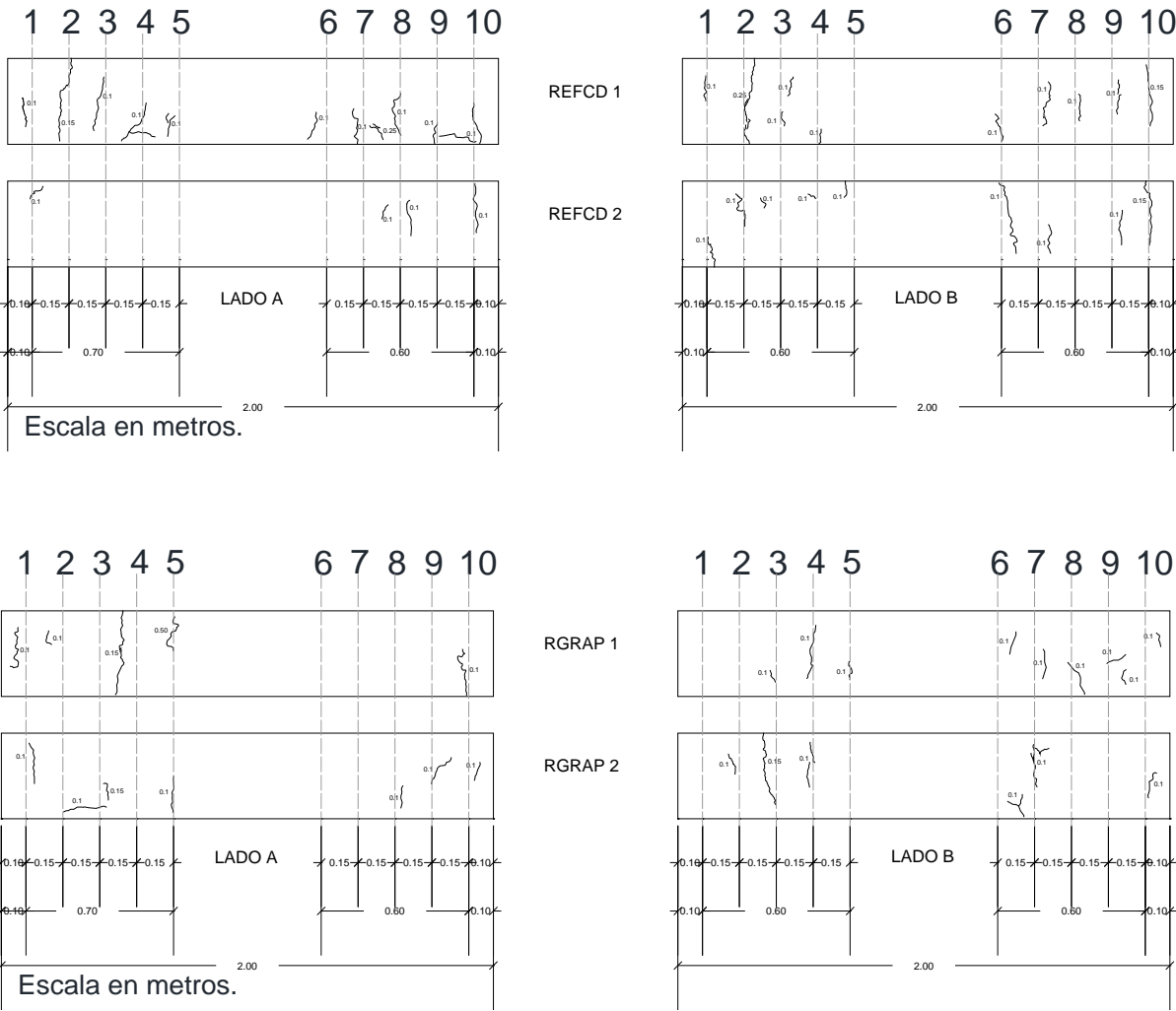


Figura 53 Patrón de agrietamiento por corrosión de las vigas REFCD y RGRAP. Los valores sobre las vigas representan el ancho de grieta (mm) y las acotaciones (m).

Al respecto, debe tenerse presente que la humedad ambiental y la del concreto sólo coinciden en regímenes estacionarios y que, en condiciones cambiantes, es mayor la humedad del concreto, porque este pierde agua a menor velocidad de lo que la gana. Así mismo, aunque el ambiente exterior este seco, el interior del concreto no se seca más que cuando tales circunstancias se prolongan por largo tiempo y si la higroscopicidad de la sal (capacidad de la sal para contener agua) lo permite. Por esta razón en la investigación se realizó una humectación homogénea del área de estudio.

En la mayoría de los recubrimientos, a partir de 3 – 4 cm del medio exterior, los poros siempre se encuentran saturados de humedad exterior, ya que estos tienen un grado variable de saturación de agua, que depende de la calidad del concreto. Este comportamiento está fuertemente influenciado por la porosidad del concreto, ya que los concretos muy porosos permiten una movilidad más profunda de los iones que en concretos más densos.

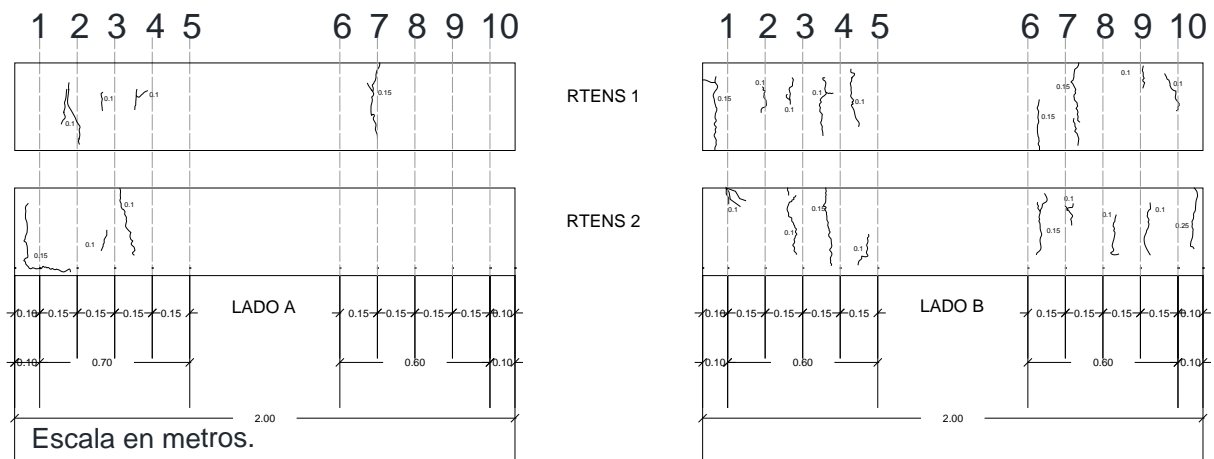


Figura 54. Patrón de agrietamiento por corrosión de las vigas RTENS. Los valores sobre las vigas representan el ancho de grieta (mm) y las acotaciones (m).

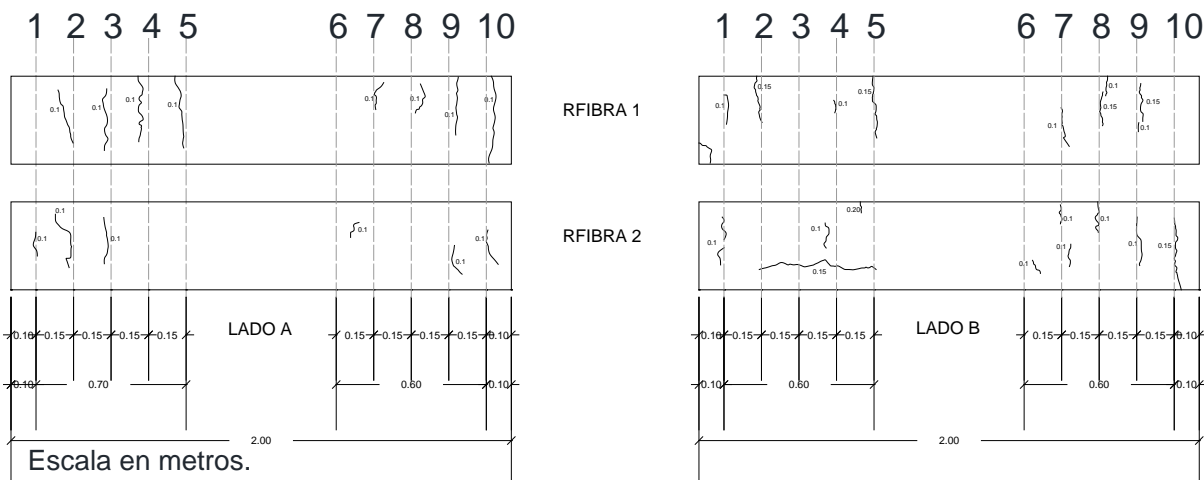


Figura 55. Patrón de agrietamiento en ambas caras de las vigas RFIBRA. Los valores sobre las vigas representan el ancho de grieta (mm) y las acotaciones (m).

La medición de las grietas en las vigas con deterioro severo por corrosión mostro un índice del nivel de corrosión, ya que en la literatura se reporta que para el fin de la vida útil de la estructura deben existir agrietamientos que se encuentren en rangos de 0.3 mm a 1 mm [70].

3.4.3. El contenido de los cloruros.

En la tabla 12 se puede ver la concentración promedio de los cloruros por peso de cemento para el deterioro severo, que superó el límite máximo de cloruros totales especificado por el ACI para estructuras expuestas a un ambiente de cloruros. En el mismo sentido, se ha encontrado que los umbrales para cloruros totales por peso de cemento son desde 1.24% hasta 3.08% [35].

Tabla 15. Contenido de cloruros en % de cemento.

VIGA	% Cloruros pp cemento
REFCD-1	2.15
REFCD-2	3

También se puede observar que la cantidad de cloruros totales para el nivel de deterioro severo es un parámetro que confirma el estado termodinámico del acero de refuerzo transversal, evidenciado por los valores de E_{corr} obtenidos para este nivel de corrosión.

Capítulo 4

CONCLUSIONES

4. CONCLUSIONES

A continuación se presentan las principales conclusiones del trabajo de investigación realizado.

1. La aplicación de $200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ durante los 65 días de inducción del deterioro disminuyó el potencial de corrosión alcanzando valores promedio cercanos a -600 mV indicativo de un alto riesgo de corrosión. Lo anterior pudo ser confirmado visualmente en las vigas deterioradas por corrosión severa y debido a las apariciones de manchas de óxido y grietas que coinciden con la ubicación de los estribos.
2. Con el grado de deterioro severo la resistencia a cortante por tensión diagonal disminuyó hasta un 20% aproximadamente, con respecto a la resistencia a cortante de las vigas sin deterioro (REFSD).
3. El área de la sección transversal calculada por medio de diámetros críticos en estribos deteriorados, resultó ser un índice confiable para predecir con la resistencia última a cortante de las vigas de concreto deterioradas por corrosión severa.
4. El reforzamiento con fibra de carbono (RFIBRA) fue la opción más adecuada ya que incrementó su resistencia a cortante hasta un 25% con respecto a la resistencia de las vigas sin deterioro (REFSD).
5. El método de estribos en "U" (RGRAP) mostró un comportamiento similar en cuanto a resistencia a cortante respecto a las vigas con deterioro severo por corrosión (REFCD) es decir no aportó reforzamiento alguno. El reforzamiento (RTENS) restituyó la resistencia por cortante inicial en promedio de las vigas control sin deterioro (REFSD).
6. Las vigas control con deterioro mostraron una falla repentina y frágil, pero al ser reforzadas con fibra de carbono esta le brindó ductilidad a la estructura en conjunto.

Capítulo 5

RECOMENDACIONES

5. RECOMENDACIONES

La investigación de la pérdida de resistencia a cortante por efecto del deterioro por corrosión severa del refuerzo transversal y la capacidad de rehabilitación de la resistencia a cortante con diferentes tipos de reforzamiento no concluye con esta tesis, al contrario, la presente aporta información científica para investigaciones posteriores. Es necesario seguir investigando aún más para poder llegar a obtener más resultados experimentales y teóricos en lo referente a la relación entre el deterioro por corrosión y la capacidad de restitución de la resistencia a cortante a través de varios métodos de reforzamiento a cortante por tensión diagonal.

A continuación se presentan algunas recomendaciones para trabajos futuros.

1. Estudiar el comportamiento del deterioro del refuerzo transversal con diferentes relaciones agua/material cementante.
2. Investigar el deterioro del refuerzo transversal cuando son expuestas a carbonatación.
3. Evaluar la interacción de los reforzamientos utilizados en la restitución de la resistencia a cortante en relación a la corrosión remanente que existe en las estructuras deterioradas por corrosión.
4. Estudiar los tipos de reparaciones y proponer reparaciones integrales, respetando el fenómeno electroquímico de la corrosión y las características mecánicas de la estructura. Analizando la posibilidad de la técnica de extracción de cloruros para mitigar el deterioro por corrosión.

BIBLIOGRAFÍA

6. BIBLIOGRAFÍA

- [1] American Concrete Institute ACI, *Service-Life Prediction State of the Art Report*, 2000, pp. 5-7.
- [2] O. Hernandez Castañeda y C. J. Mendoza Escobedo, «Durabilidad e Infraestructura: Retos e Impacto Económico,» *Ingeniería Investigación y Tecnología*, vol. VII, pp. 57-70, 2006.
- [3] G. M. Stewart, X. Wang y N. M. Nguyem, «Climate change impact and risks of concrete infrastructure deterioration,» *Engineering Structures*, vol. XXXIII, pp. 461-471, 2011.
- [4] B. Elsener, C. Andrade, J. Gulikers, R. Polder y M. Raupach, «Half-cell potential measurements - Potential mapping on reinforced concrete structures,» *Materials and Structures*, vol. XXXVI, pp. 461-471, 2003.
- [5] A. A. Almusallam, «Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars,» *Construction and Building Materials*, vol. XV, pp. 361-368, 2001.
- [6] A. H. Al-Saidy, A. S. Al-Harthy, K. S. Al-Jabri, M. Abdul-Halim y N. M. Al-Shidi, «Estructural performance of corroded RC beams repaired with CFRP sheets,» *Composite Structures*, vol. XCII, pp. 1931-1938, 2010.
- [7] S. A. Austin, R. Lyons y M. J. Ing, «Electrochemical behavior of steel-reinforced concrete during accelerated corrosion testing,» *Corrosion Engineering Section*, vol. LX, pp. 203-212, 2004.
- [8] B. B. Adhikary y H. Mutsuyoshi, «Shear strengthening of reinforced concrete beams using various techniques,» *Construction and Building Materials*, vol. XX, pp. 366-373, 2006.
- [9] H. Nilson, *Diseño de estructuras de concreto*, 12 ed., Mc Graw Hill, 1999, pp. 105-121.
- [10] A. Li, C. Diagona y Y. Delmas, «CFRP contribution to shear capacity of strengthened RC beams,» *Engineering Structures*, vol. XXIII, pp. 1212-1220, 2001.
- [11] C. M. González y F. Robles, *Aspectos fundamentales de concreto reforzado*, 4 ed., Limusa, 2005, pp. 159-213.
- [12] R. Park y T. Paulay, *Estructuras de concreto reforzado*, 2 ed., Limusa Noriega, 1990, pp. 288-299.
- [13] C. Higgins y W. C. Farrow, «Tests of reinforced concrete beams with corrosion damaged stirrups,» *ACI Structural Journal*, pp. 133-141, 2006.
- [14] J. R. Bernal, «Vigas: Estudio de las vigas de hormigón armado,» editorial Nobuko, 2005, p. 148 y 149.
- [15] M. A. Pech-Canul y P. Castro, «Corrosion measurements of steel reinforced in concrete exposed to a tropical marine atmosphere,» *Cement and Concrete Research*, vol. XXXII, pp.

491-498, 2002.

- [16] P. Castro Borges, «Corrosión en estructuras de concreto armado,» *Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto IMCYC*, pp. 9-20, 1998.
- [17] NACE National Association of Corrosion Engineers, *Standar terminology and acronyms relating to corrosion*, 2011, p. 4.
- [18] T. Brown, H. E. LeMay, B. E. Bursten y J. R. Burge, «Química la Ciencia Central,» 9 ed., Pearson Education, 2004, pp. 128, 809-811.
- [19] C. Fang, K. Lundgren, M. Plos y K. Gylltoft, «Bond behavior of corroded reinforcing steel bars in concrete,» *Cement and Concrete Research*, vol. XXXVI, pp. 1931-1938, 2006.
- [20] R. R. Aveldaño, N. F. Ortega y J. B. Bessone, «Influencia de la distribución de estribos en los potenciales de corrosión en vigas de hormigón armado,» *Jornadas SAM-CONAMET-ASS*, 2001.
- [21] P. Castro Borges, R. De Coss Gómez y L. Maldonado López, «Difusión de iones Cl⁻ en concretos de uso común en la península de Yucatán,» *Memorias 1er Taller Internacional sobre Corrosión*, pp. 152-160, 1992.
- [22] P. Garcés Terradillos, M. A. Climent Llorca y E. Zornoza Gómez, *Corrosión de armaduras en estructuras de hormigónb armado*, Editorial Club Universitario, 2008.
- [23] M. Andrade Perdrix, *MANUAL, Inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras*, CSIC, Corrosión y Protección de Materiales, 1988.
- [24] J. Bijen, «Durability of engineering structures, Design, repair and maintenance,» Cambridge England, Wood head publishing Limited, 2003, pp. 3-53.
- [25] G. Fajardo, P. Valdez y J. Pacheco, «Corrosion of steel rebar in natural pozzolan based mortars exposed to chlorides,» *Construction and Building Materials*, vol. XXIII, pp. 768-774, 2009.
- [26] F. Gonzalez, G. Fajardo, G. Arliguie, C. Juárez y G. Escadeillas, «Electrochemical Realkalisation of Carbonated Concrete: an Alternative Approach to Prevention of Reinforcing Steel Corrosion,» *International Journal of Electrochemical Science*, vol. VI, pp. 6332-6349, 2011.
- [27] G. Fajardo, G. Escadeillas y G. Arliguie, «Electrochemical chloride extraction from steel reinforced concrete specimens contaminated from artificial sea-water,» *Corrosion Science*, vol. XLVIII, pp. 110-125, 2006.
- [28] F. González, G. Fajardo, G. Arliguie, C. Juárez y G. Escadeillas, «Prevención de la corrosión del acero de refuerzo mediante realcalinización electroquímica (RE),» *X Congreso Latinoamericano de Patología y XII Congreso de Control de Calidad en la Construcción CONPAT*, 2009.

- [29] DURAR, Durabilidad de la armadura, Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado, 2 ed., CYTED Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo, 1998, pp. 30-40.
- [30] G. Fontana Mars, Corrosion Engineering, Mc Graw Hill - Materials Science and Engineering Series, 1987.
- [31] A. Del Valle Moreno, T. Pérez López y M. Martínez Madrid, «El fenómeno de la corrosión en estructuras de concreto reforzado, Secretaria de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte (SCT),» *Publicación Técnica*, nº 182, pp. 1-88, 2001.
- [32] X. Shi, «Durability of steel reinforced concrete in chloride environments: An overview,» *Construction and Building Materials*, 2012.
- [33] S. J. Jaffer, «The influence of cracks on chloride-induced corrosion of steel in ordinary portland cement and high performance concretes subjected to different loading conditions,» *Corrosion Science*, 2008.
- [34] P. Helene y F. Pereira, Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón, Preparación, Refuerzo y Protección, REHABILITAR, CYTED, 2003.
- [35] C. Alonso, C. Andrade, M. Castellote y P. Castro, «Chloride threshold values to despassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar,» *Cement and Concrete Research*, vol. XXX, pp. 1046-1055, 2000.
- [36] J. P. Broomfield, «Corrosion of steel in concrete : understanding, investigation and repair 2nd edition,» Taylor & Francis e-Library, 2006, pp. 32-98.
- [37] H. Böhni, «Corrosion in reinforced concrete structures,» Wood head Publishing, 2005, pp. 2-7, 13, 27.
- [38] S. Erdogdu, T. W. Bremner y I. L. Kondratova, «Accelerated testing of plain and epoxy-coated reinforcement in simulated and chloride solutions,» *Cement and Concrete Research*, vol. 31, pp. 861-867, 2001.
- [39] P. Castro Borges, Difusión y corrosión por iones cloruro en el concreto reforzado, Tesis Doctoral, 1995.
- [40] E. F. Gundaker, Corrosion monitoring and protection for infrastructure projects, NACE 2nd Latin american Region Corrosion Congress, 1996.
- [41] M. I. Rougier y R. S. Schierloh, «Vigas de hormigón armado dañadas por corrosión reparadas con polímeros reforzados con fibras,» *Cinapar*, 2010.
- [42] M. Echazú Lamas, A. Sánchez López, A. Pons y V. Rougier, «Vigas de hormigón armado reforzadas y/o reparadas con materiales compuestos,» *Cinapar*, 2010.
- [43] R. Proaño, «Comportamiento de vigas de concreto armado reforzadas con fibra de carbono

(CFRP),» *CISMID - Facultad de Ingeniería Civil - Universidad Nacional de Ingeniería*, Sin año.

- [44] A. Sinan, A. Özgür y K. M. Emin, «Improving shear capacity of existing RC beams using external bonding of steel plates,» *Engineering Structures*, vol. XXVII, pp. 781-791, 2005.
- [45] B. Abdeldjelil , B. Sang-Wook y B. Antonio, «Behavior of full-scale RC T-beams strengthened in shear with externally bonded FRP sheets,» *Construction and Building Materials*, pp. xxx-xxx, 2011.
- [46] S. Mohammad , S. Halil y K. Alireza, «Behavior of reinforced concrete beams post-tensioned in the critical shear region,» *Engineering Structures*, vol. XXIX, pp. 1465-1474, 2007.
- [47] L. Alex, D. Cheikhna y D. Yves, «CRFP contribution to shear capacity of strengthened RC beams,» *Engineering Structures*, vol. XXIII, pp. 1212-1220, 2001.
- [48] S. E. G. y S. K. A., «Rehabilitation of corrosion damaged concrete beams with CFRP laminates - a pilot study,» *Composites Part B: engineering*, vol. XXXI, pp. 453-459, 2000.
- [49] K. Ahmed y N. Antonio, «Rehabilitation of rectangular simply supported RC beams with shear deficiencies using CFRP composites,» *Construction and Building Materials*, vol. XVI, pp. 135-146, 2002.
- [50] L. A., D. C. y D. Y., «Shear strengthening effect by bonded composite fabrics on RC beams,» *Composites: Part B: engineering*, vol. XXXIII, pp. 225-239, 2002.
- [51] A. Bimal Babu y M. Hiroshi, «Shear strengthening of RC beams with web-bonded continuous steel plates,» *Construction and Building Materials*, vol. XX, pp. 296-307, 2006.
- [52] I. M. R., M. M. A. y M. M., «Shear strengthening of RC deep beams using externally bonded FRP systems,» *Cement and Concrete Composites*, vol. XXVII, pp. 413-420, 2005.
- [53] S. M. C. y R. S., «Strengthening of RC beams in shear using GFRP inclined strips - an experimental study,» *Construction and Building Materials* , vol. XXIII, pp. 856-864, 2009.
- [54] ACI 318-11, «Building Code Requirements for Structural Concrete,» *American Concrete Institute*, pp. 161-196, 2011.
- [55] ASTM C 143 / C 143M - 10a, «Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete,» *ASTM International*, vol. 04.02, pp. 1-4, 2010.
- [56] ASTM C231 / C231M - 10, «Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method,» *ASTM International*, vol. 04.02, pp. 1-10, 2010.
- [57] ASTM C192 / C192M - 12, «Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory,» *ASTM International*, vol. 04.02, pp. 1-8, 2012.
- [58] ASTM C39 / C39M - 12a, «Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens,» *ASTM International* , vol. 04.02, pp. 1-7, 2012.

- [59] NMX-C-407-ONNCCE, «Industria de la construcción - Varilla corrugada de acero proveniente de lingote y palanquilla para refuerzo de concreto - Especificaciones y métodos de prueba,» *Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C.*, 2001.
- [60] ASTM C685 / C685M - 11, «Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing,» *ASTM International*, vol. 04.02, pp. 1-9, 2011.
- [61] ASTM C876 - 09, «Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete,» *ASTM International*, vol. 03.02, pp. 1-7, 2009.
- [62] J. Baron y J.-P. Ollivier, «La Durabilité des Bétons, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées,» p. 337, 1992.
- [63] ASTM G1 - 03(2011), «Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens,» *ASTM International*, vol. 03.02, pp. 1-9, 2011.
- [64] ASTM C1218 / C1218M - 99(2008), «Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete,» *ASTM International*, vol. C09.69, pp. 1-3, 2008.
- [65] ASTM C1152 / C1152M - 04e1, «Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete,» *ASTM International*, vol. C09.69, pp. 1-4, 2004.
- [66] NMX-C-403-ONNCCE, «NMX-C-403-Industria de la Construcción-Concreto Hidráulico para Uso Estructural,» 1999.
- [67] ASTM C94 / C94M - 12, « Standard Specification for Ready-Mixed Concrete,» *ASTM International*, vol. 04.02, pp. 1-12, 2012.
- [68] Y. Auyeeung, Bond properties of corroded reinforcement with and without confinement, New Brunswick Rutgers, The State University of New York: PhD thesis, 2001.
- [69] S. Yoon, W. Kejin , J. W. W. y P. S. Surrenda, «Interaction between Loading, Corrosion, and Serviceability of Reinforced Concrete,» *ACI Materials Journal, Technical Paper*, Vols. %1 de %2Noviembre-Diciembre, pp. 637-644, 2000.
- [70] M. Goitseone, A. Mark y M. Pilate, «Interaction between corrosion crack width and steel loss in RC beams corroded under load,» *Cement and Concrete Research*, vol. 1428, n° XL, p. 1419, 2010.

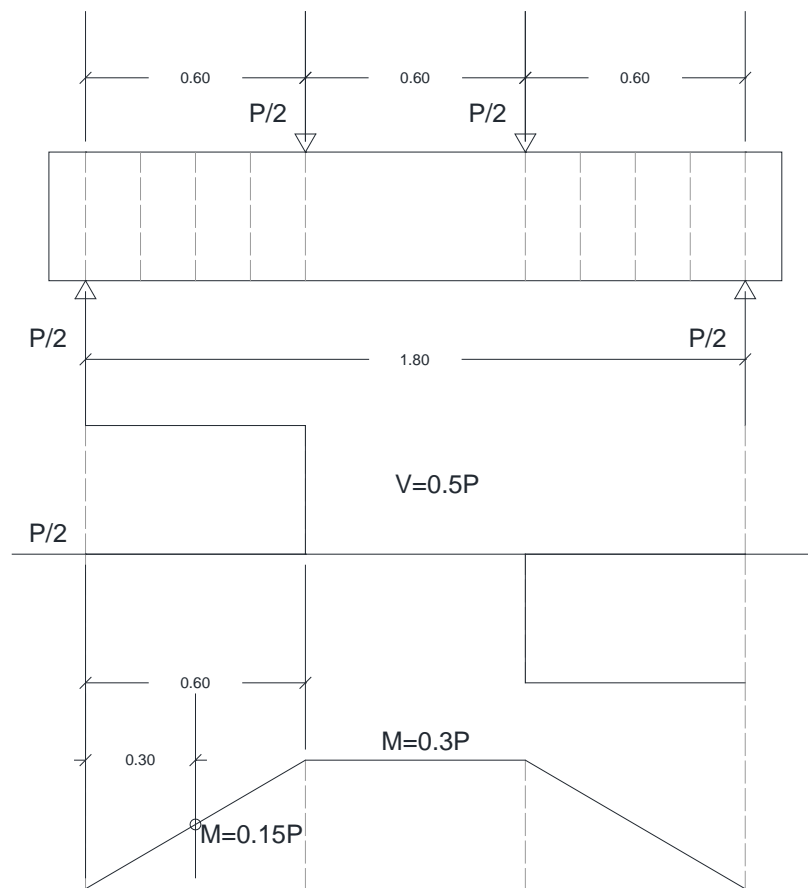
ANEXOS

ANEXOS

Calculo para determinar el valor de la carga a aplicar en las vigas, a 60 cm de los apoyos.

Para encontrar la carga de aplicación se procede a igualar $\phi V_n = V_u$ en donde $V_u = P$; por lo tanto, $P = V_s + V_c$. El cortante crítico se encuentra a una distancia d del apoyo, pero al tratarse de cargas puntuales, el cortante crítico actúa en todo el claro de cortante porque $V_u = P$.

Dimensiones de las vigas y diagramas de cortante y momento:



Escala en metros.

Dimensiones de la viga:

$$H = 35 \text{ cm} \leftarrow (\text{Peralte de la viga})$$

$$b_w = 20 \text{ cm} \leftarrow (\text{Ancho de la viga})$$

$$Rec = 2 + 0.95 + 1.9 + 1.3$$

$$Rec = 6.1 \text{ cm} \leftarrow (\text{Distancia hacia el centroide del acero de refuerzo})$$

$$d = H - rec$$

$$d = 35 - 6.1 = 28.9 \text{ cm} \leftarrow (\text{Peralte efectivo})$$

Claro cortante: Distancia desde el apoyo hasta el punto de aplicación de una de las dos cargas (P):

$$L_a = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Claro total de la viga} = L_t = 180 \text{ cm}$$

$$\text{Relación } \frac{L_a}{d} = \frac{60}{28.9} = 2.07$$

Resistencia al cortante aportada por el concreto simple (Vc):

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 \leftarrow (\text{Resistencia del concreto a la compresión})$$

$$V_c = \left(0.5\sqrt{f'c} + 176 * \rho_\omega \left(\frac{V_u * d}{M_u} \right) \right) b_w * d \leq 0.93\sqrt{f'c} b_w * d$$

$$\text{Límite } 0.93\sqrt{f'c} b_w * d = 0.93\sqrt{250}(20) * (28.9) = 8,499 \text{ kg}$$

$$\rho_\omega = \frac{A_s}{b_w * d}$$

$$\rho_{bal} = 0.85 * \beta_y * \frac{f'c}{f_y} * \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right)$$

$$\beta_y = 0.85$$

$f_y = 4698 \text{ kg/cm}^2 \leftarrow (\text{Esfuerzo de fluencia del acero experimental})$

$$\rho_{bal} = 0.85 * 0.85 * \frac{250}{4698} * \left(\frac{6,1200}{6,1200 + 4698} \right) = 0.0174 (\rho_{balanceada})$$

$\rho_{max} = 0.75 * \rho_{bal} \leftarrow (\rho \text{ máximo del acero})$

$$\rho_{max} = 0.75 * (0.0174) = 0.01305$$

$$\rho_{prom} = 0.50 * \rho_{max} = 0.50 * (0.01305) = 0.0065$$

$$\frac{V_u * d}{M_u} \leq 1.0 \leftarrow ACI - 318$$

$$V_c = \left(0.5\sqrt{250} + (176)(0.0065)(1) \right) (20)(28.9) = 5230$$

Resistencia al cortante aportada por los estribos separados a una distancia máxima "s". (Vs).

$S = \text{separación de estribos @ 15 cm (5/16") (propuesto)}$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S} = \frac{(2)(0.49)(4698)(28.9)}{15} = 8870 \text{ kg}$$

$$V_n = V_c + V_s = 5230 + 8870 = 14100 \text{ kg}$$

$V_n = 0.5P \leftarrow (\text{Reacción en los extremos})$

$$P = \frac{V_n}{0.5} = 28200 \text{ kg} \leftarrow (\text{Carga máxima a aplicar para falla de tipo cortante})$$

$$P_{incrementada} = 1.3P = 1.3(28200) = 36,660 \text{ kg}$$

$$M_{max} = 0.3(P_{incrementada}) = 0.3(36,660) = 10,998 \text{ kg} - m$$

$$\rho = 0.0065$$

$$A_s = (0.0065)(20)(28.9) = 3.76 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c * b} = \frac{(3.76)(4698)}{0.85(250)(20)} = 4.16 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = (3.76)(4698) \left(28.9 - \frac{4.16}{2} \right) = 4,737 \text{ kg} - m$$

$$\rho_{max} = 0.01305$$

$$A_s = (0.01305)(20)(28.9) = 7.54 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c * b} = \frac{(7.54)(4698)}{0.85(250)(20)} = 8.33 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = (7.54)(4698) \left(28.9 - \frac{8.33}{2} \right) = 7,833 \text{ kg} - m$$

$$M_n = 0.3P \leftarrow (\text{Momento nominal})$$

$$P = \frac{M_n}{0.3} = 26110$$

Como la carga (P) obtenida del momento nominal es ligeramente menor que la carga (P) máxima por esfuerzo cortante, se propone para asegurar una falla tipo cortante y no por flexión 5 varillas de 5/8" como se acero de refuerzo por flexión:

$$A_s = (5 \text{ vrs})(2 \text{ cm}^2) = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$\rho = \frac{(10)(4200)}{0.85(250)(20)} = 9.88 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = (10)(4200) \left(28.9 - \frac{9.88}{2} \right) = 10,063 \text{ kg} - m$$

$$P = \frac{M_n}{0.3} = 33,543 \text{ kg} \leftarrow (\text{Carga máxima a aplicar obtenida del momento nominal}$$

para 5 vrs No. 5)

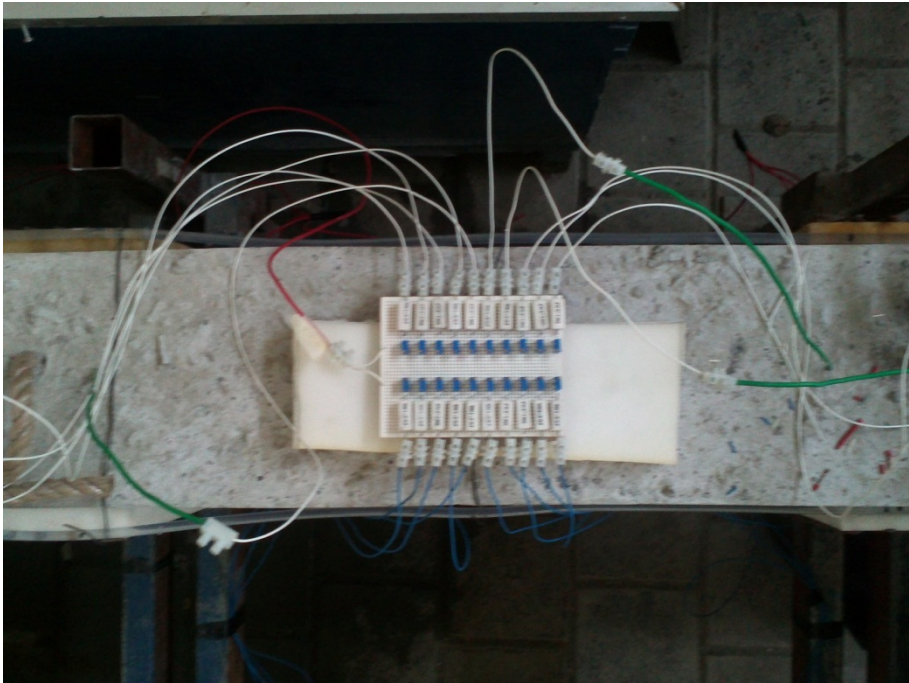
La carga (P) máxima obtenida por el momento nominal es mayor que la carga (P) máxima por esfuerzo cortante, esto asegura que la falla será por cortante y no por flexión.

Fotografías.

Fabricación de las vigas.



Inducción del deterioro.



Ensayo a flexión de las vigas.



Superficie de los estribos deteriorados.





ROGELIO ISAÍ SOTO IBARRA

Ingeniero Civil

Lugar de nacimiento: Cd. Victoria, Tamaulipas. México.

Fecha de nacimiento: 12 de Noviembre de 1986.

Correo electrónico: rsoto86@live.com

ESTUDIOS PROFESIONALES

Licenciatura en Ingeniería Civil

Instituto Tecnológico de Ciudad Victoria. (Febrero, 2010)

M. C. con Orientación en Materiales de Construcción.

Facultad de Ingeniería Civil. UANL.

ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS

ACI Concrete Field Testing Technician—Grade I

ACI Sección Noreste (Diciembre, 2011)

Idiomas.

Español (Lengua Materna)

Inglés (Medio Avanzado 80%)

EXPERIENCIA PROFESIONAL

DAPAR Construcciones. (Agosto—Diciembre 2008)

Área de Supervisión, Área de Costos.

Cd. Victoria Tamaulipas, México.

TOAS Construcciones. (Enero—Mayo 2010)

Área de Costos, Presupuestos y Estimaciones.

Cd. Victoria Tamaulipas, México.