

UNIVERSIDAD DE GRANADA
E.T.S. DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL
ÁREA DE INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN



Evaluación de Microsílice en la Reparación de Vigas de Hormigón Armado Contaminado con Cloruros

TESIS DOCTORAL

D^a. Yolanda Eugenia Hernández López

Granada, 2009

Editor: Editorial de la Universidad de Granada
Autor: Yolanda Eugenia Hernández López
D.L.: GR. 2631-2009
ISBN: 978-84-692-3880-6

TESIS DOCTORAL

**Evaluación de Microsílice en la Reparación
de Vigas de Hormigón Armado
Contaminado con Cloruros**

Por

D^a. Yolanda Eugenia Hernández López
Ingeniera Química

**Presentada en el Departamento
de Ingeniería Civil de la
Universidad de Granada**

Directores de Tesis:

D^o. José Rodríguez Montero
Dr. en Ciencias

D^a. Oladis Troconis de Rincón
Dra. Electroquímica Fundamental y
Aplicada

Granada, 2009

TESIS DOCTORAL

Evaluación de Microsílice en la Reparación de Vigas de Hormigón Armado Contaminado con Cloruros

Por: D^a. Yolanda Eugenia Hernández López
Ingeniera Química

Directores de Tesis:

D^o. JOSÉ RODRÍGUEZ MONTERO
Dr. en Ciencias

D^a. OLADIS TROCONIS DE RINCÓN
Dra. Electroquímica Fundamental y Aplicada

TRIBUNAL CALIFICADOR

Presidente: **Dr. D.**

Vocales: **Dr. D.**

Dr. D.

Dr. D.

Secretario: **Dr. D.**

Acuerda otorgarle la calificación de

Granada, 2009

*A Dios,
A mis padres,
A mi esposo Raúl,
Y a mis princesas Natalia Paola
y Paola Yolanda
por ser mi inspiración.
¡Esta obra se las dedico a ustedes!*

AGRADECIMIENTO

Durante este trabajo de investigación conté con la ayuda de muchas personas e instituciones a los que siempre les estaré agradecida. Entre ellos:

A la Universidad del Zulia, por brindarme el tiempo necesario para el desarrollo del trabajo, y en especial al Centro de Estudios de Corrosión, donde fui formada y continúo haciéndolo.

A la Universidad de Granada por abrirme sus puertas.

A la Universidad Centro Occidental Lisandro Alvarado de Barquisimeto, por darme la oportunidad de estar dentro del grupo.

A la directora de este trabajo, la Dra. Oladis Troconis de Rincón, por ser pilar fundamental de esta investigación, por su excelente asesoría, apoyo, consejos y amistad.

Al director de la investigación, Dr. José Rodríguez Montero, por sus valiosas sugerencias, ayuda y su amistad.

Al Dr. Andrés Torres Acosta y al Prof. Sebastián Delgado Carranza por su invaluable asesoría y ayuda en el área de ingeniería estructural.

Al Prof. Rafael Fernández, por sus asesorías.

Al Laboratorio de Estructuras y Materiales de la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad del Zulia, en especial al Sr. Oswaldo Ávila.

Al Sr. Roberto González por su valiosa ayuda en la fabricación de las probetas a lo largo del estudio. Que Dios lo tenga en su Santa Gloria!

A los Ing. Pablo Montero, Freddy Berrios, Yoice Rivero y Johana Acevedo, por toda su ayuda en la obtención de resultados.

A Raúl, Natalia Paola y Paola Yolanda, por su comprensión.

A mis familias Hernández López y Esis Ramos por apoyarme cuando lo necesitaba.

A Moraima, Mirla, Karol y Julio, por su colaboración en todo momento.

A los profesores del Centro de Estudios de Corrosión.

Y a todos los que colaboraron de alguna forma para que este trabajo fuera posible.

¡MIL GRACIAS!

RECONOCIMIENTO

Especial reconocimiento al Dr. Andrés Torres Acosta del Instituto Mexicano del Transporte (México) y al Prof. Sebastián Delgado Carranza de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad del Zulia (Venezuela) por su excelente asesoría y todos sus aportes en las pruebas, análisis y discusiones relacionados con la ingeniería estructural.

RESUMEN

El objetivo principal de este trabajo fue evaluar el comportamiento de reparaciones localizadas con morteros aditivados con microsílíce y ceniza volante, en estructuras de hormigón armado expuestas a ambientes marinos, tanto desde el punto de vista mecánico como electroquímico, y comparar sus resultados con reparaciones realizadas con ánodos de sacrificio en las mismas.

Todas las mezclas preparadas fueron caracterizadas físico-mecánicamente y la evaluación en el tiempo se efectuó mediante ensayos electroquímicos: potencial de corrosión, velocidad de corrosión (resistencia a la polarización) y polarización potenciodinámica cíclica.

Inicialmente, se evaluaron mezclas de morteros con diferentes dosificaciones de microsílíce y de ceniza volante para seleccionar la mezcla que proporcionara morteros durables, resultando ser la más eficiente, luego de tres años de evaluación, la mezcla con 15 %p/p de microsílíce sin ceniza volante. Se construyeron 24 vigas de hormigón armado de dimensiones 120 x 10 x 15 cm, armadas con una barra de acero, de las cuales 16 fueron contaminadas con cloruros y 8 sin contaminar. Las vigas fueron rociadas en su zona central con solución salina al 3,5 %p/p de NaCl tres veces por semana para localizar y facilitar el proceso corrosivo de la armadura en esta área. Todas ellas fueron expuestas al ambiente, con humedad relativa y temperatura promedio de 77% y 28 °C, respectivamente.

Antes de realizar la reparación de las vigas que presentaban fisuras, una parte de ellas se precargó mecánicamente y se les determinó mensualmente el ancho de fisuras, para determinar la relación existente entre ésta y la pérdida de sección de la armadura. En este caso se demostró que la aparición de una fisura en el hormigón se produce con mayor pérdida de material cuando la corrosión de la armadura ocurre de forma natural que cuando la corrosión de ésta se acelera por medio de la aplicación de corrientes anódicas.

Luego, ocho de las vigas fisuradas (cuatro precargadas y cuatro sin precargar) fueron reparadas con el mortero seleccionado y se continuó su monitoreo

electroquímico. Después de cinco meses de realizada la reparación, las vigas fueron ensayadas mecánicamente hasta la ruptura. Los resultados demuestran que la reparación fue eficiente desde el punto de vista mecánico (aumentando el 20% de la capacidad de carga de las vigas reparadas en relación a las vigas corroídas) pero no por corrosión, ya que se demostró el incremento en la velocidad de corrosión en la zona circundante a la reparada.

En relación a la reparación con ánodos de sacrificio localizados de Zn y de Al/Zn/In, éstos fueron ubicados en uno de los extremos superiores de las vigas con dimensiones de 120 x 20 x 30 cm armadas con cuatro barras de 0,952 cm de diámetro, para determinar el alcance de la protección a lo largo de la armadura. Esto se efectuó midiendo periódicamente los potenciales y velocidad de corrosión de la armadura. Los ánodos de sacrificio embebidos en mortero fueron evaluados por medio de impedancia electroquímica y potenciales de corrosión. Luego del periodo de evaluación (3 años) se determinó que estos ánodos no protegen a la armadura ni siquiera en la zona cercana a la reparación.

Palabras clave: Corrosión, hormigón armado, reparación localizada, microsíllice, ceniza volante, ánodos de sacrificio localizados.

ABSTRACT

The main objective of this study is to evaluate the performance of localized mortar repairs with silica fume and fly ash additions in marine exposed structures, from the structural and the electrochemical points of view; and compare the results with repairs performed with localized sacrificial anodes.

All mixtures were characterized physically and mechanically, and the corrosion resistance evaluation with time was performed with electrochemical tests: half cell potential, corrosion rate (polarization resistance) and cyclic potentiodynamic polarization.

Initially, mortar mixtures with different silica fume and fly ash additions were prepared to select the most durable ones. After three years of evaluation, results indicated that the best durability performing mixture was a 15% w/w silica fume mixture with no fly ash added. Twenty four (24) concrete beams (120 x 10 x 15 cm) reinforced with a 3/8" (0.952 cm) diameter rebar were fabricated; from those sixteen (16) were contaminated with chlorides and eight (8) were chloride free. All beams were sprayed with 3.5 %w/w NaCl, three times per week to localized and accelerate the rebar corrosion process inside a particular region of the beam length. All beams were exposed to the external ambient relative humidity and temperature 77% and 28 °C, respectively.

Before the repairs were performed to the corrosion-cracked beams, a part of them were pre-loaded and crack survey was performed once every month each, to obtain the length and width of such cracks, to determine the relation between crack morphology and the rebar corrosion loss. Results demonstrated that the corrosion-induced crack propagation on the concrete surface is produced with mayor loss of material when natural corrosion is present, as compared with accelerated corrosion tests (using controlled anodic currents applied to the rebar).

Afterwards, eight (8) cracked beams (four with pre-load and four without pre-load) were repaired with the selected mortar and the electrochemical monitoring continued. After five months of being repaired, the beams were tested mechanically by a three

point bend test up to fracture. The results showed that the repair was efficient from the mechanical point of view (load capacity increased 20% with respect to the non repaired beams), but not from the electrochemical point of view: the corrosion rate increased in areas close to the repaired zone. Correlation between different beam mechanical properties and corrosion was obtained and enable to define the moment where the preventive repair needed to apply and increase the reinforcement durability in concrete structures.

Regarding the repair with Zn and Al/Zn/In localized sacrificial anodes, these where located at one of the top ends of concrete beams contaminated with chlorides (120 x 20 x 30 cm) reinforced with four 3/8" (0.952 cm) diameter rebar and 1/4" (0.635 cm) diameter stirrups at 20 cm distance each. To determine the protection range of such sacrificial anodes along the reinforcement, half cell potentials and corrosion rate measurements were performed at different zones of the beams. After a three-year period of evaluation it was determined that these anodes do not protect the reinforcement, even close to the repaired zone.

Key words: Corrosion, reinforced concrete, localized repair, silica fume, fly ash, localized sacrificial anodes.

ÍNDICE GENERAL

	Página
RESUMEN	i
ABSTRACT	iii
ÍNDICE GENERAL	v
ÍNDICE DE FIGURAS	xiii
ÍNDICE DE TABLAS	xxv
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. JUSTIFICACIÓN DE LA TESIS DOCTORAL.....	1
1.2. CONTENIDO Y ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN.....	6
2. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	9
2.1. OBJETIVO GENERAL.....	9
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	9
3. MARCO TEÓRICO	11
3.1. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	11
3.1.1. CARACTERÍSTICAS DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	11
3.2. CORROSIÓN DE LA ARMADURA EN EL HORMIGÓN.....	12
3.3. FACTORES QUE AFECTAN Y DESENCADENAN LA CORROSIÓN.....	14
3.3.1. FACTORES DESENCADENANTES.....	14
3.3.1.1. Penetración de iones cloruro.....	16
3.3.1.2. Descenso del pH del hormigón.....	22
3.3.2. FACTORES QUE AFECTAN LA CORROSIÓN.....	23
3.3.2.1. Relación agua/cemento.....	23
3.3.2.2. Contenido de cemento.....	24
3.3.2.3. Fisuración.....	25
3.4. NORMAS PARA LA PREVENCIÓN DE LA CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS EN EL HORMIGÓN.....	26

3.4.1. EVALUACIÓN DE LA AGRESIVIDAD AMBIENTAL.....	26
3.4.1.1. Carbonatación.....	27
3.4.1.2. Cloruros.....	30
3.4.2. MEDIDAS A TOMAR SEGÚN LA AGRESIVIDAD AMBIENTAL.....	32
3.4.2.1. Calidad del hormigón del recubrimiento.....	33
a. Relación agua/cemento.....	33
b. Dosis de cemento.....	34
c. Resistencia mecánica.....	34
d. Curado del hormigón del recubrimiento.....	34
e. Compactación del hormigón.....	35
f. Fisuración.....	35
3.4.2.2. Espesor del recubrimiento.....	36
3.4.2.3. Detalles constructivos de diseño.....	37
3.5. ENSAYOS ELECTROQUÍMICOS EN EL ESTUDIO DE LA CORROSIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN.....	38
3.5.1. MEDIDA DEL POTENCIAL.....	39
3.5.2. ESTIMACIÓN DE LA VELOCIDAD DE CORROSIÓN.....	41
3.5.3. IMPEDANCIA ELECTROQUÍMICA.....	42
3.5.3.1. Aplicación de espectroscopía de impedancia electroquímica en estudios de corrosión.....	45
3.5.3.2. Representación gráfica de la impedancia.....	45
a. Diagramas de Nyquist.....	47
b. Diagramas de Bode.....	47
3.6. REPARACIÓN DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO.....	49
3.6.1. MÉTODOS DE REPARACIÓN POR CORROSIÓN DE ESTRUCTURAS CONTAMINADAS CON CLORURO.....	50
3.6.1.1. Reparación con morteros u hormigones alcalinos.....	51
3.6.1.2. Protección catódica.....	52
3.6.1.3. Remoción electroquímica de cloruros.....	52

3.6.1.4. Otros métodos.....	52
3.6.2. PROCEDIMIENTO DE REPARACIÓN CON MORTERO.....	53
3.6.2.1. Inspección visual.....	53
3.6.2.2. Preparación y limpieza de la superficie.....	54
3.6.2.3. Tratamiento del acero de refuerzo.....	54
3.6.2.4. Garantía de la adhesión con la superficie.....	54
3.6.2.5. Encofrado y vaciado in situ.....	54
3.6.2.6. Curado.....	55
3.7. MORTERO DE REPARACIÓN.....	55
3.7.1. MICROSÍLICE.....	56
3.7.2. CENIZA VOLANTE.....	57
3.7.3. CENIZA VOLANTE + MICROSÍLICE.....	61
3.8. PROTECCIÓN CATÓDICA.....	62
3.8.1. PROTECCIÓN CATÓDICA POR ÁNODOS DE SACRIFICIO.....	62
3.8.1.1. Ánodos de cinc.....	64
a. Reparación con los ánodos embebidos.....	65
3.8.1.2. Ánodos de aluminio.....	65
3.8.2. CRITERIOS RECOMENDADOS EN PROTECCIÓN CATÓDICA.....	66
3.8.2.1. Un potencial negativo (catódico) de al menos 850 mv con la protección catódica aplicada.....	66
3.8.2.2. Un potencial polarizado negativo de al menos 850 mv	67
3.8.2.3. Un mínimo de 100 mv de polarización catódica.	67
3.9. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LAS VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO.....	68
3.9.1. APLICACIÓN DE CARGA MECÁNICA.....	69
3.9.2. TIPOS DE FALLAS.....	74
3.9.2.1. Falla a flexión.....	74
3.9.2.2. Falla a cortante.....	74
3.10. VIDA ÚTIL	74

4.- PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL.....	81
4.1. ELABORACIÓN DE MORTEROS DE REPARACIÓN.....	81
4.1.1. DISEÑO DE MEZCLA.....	81
4.1.2. FABRICACIÓN DE PROBETAS DE MORTERO.....	81
4.1.3. CARACTERIZACIÓN FÍSICO-MECÁNICA DEL MORTERO DE REPARACIÓN.....	83
4.1.3.1. Resistencia a la compresión.....	83
4.1.3.2. Absorción capilar.....	83
4.1.3.3. Permeabilidad rápida del ión cloruro.....	84
4.1.4. EVALUACIÓN ELECTROQUÍMICA DE LAS PROBETAS DE MORTERO.....	85
4.1.4.1. Potencial vs. tiempo.....	85
4.1.4.2. Resistencia a la polarización.....	85
4.1.4.3. Polarización potenciodinámica cíclica.....	86
4.1.4.4. Difusión de ión cloruro.....	87
4.2. ELABORACIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN PARA SU REPARACIÓN.....	87
4.2.1. DISEÑO DE MEZCLA.....	87
4.2.2. FABRICACIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN.....	87
4.2.3. EVALUACIÓN FÍSICA Y MECÁNICA DEL HORMIGÓN.....	88
4.2.3.1. Resistencia a la compresión.....	88
4.2.3.2. Absorción capilar.....	88
4.3. VIGAS UTILIZADAS PARA REPARACIÓN CON MORTERO.....	88
4.3.1. EVALUACIÓN ELECTROQUÍMICA DE LAS VIGAS	90
4.3.1.1. Potencial vs. tiempo.....	90
4.3.1.2. Velocidad de corrosión.....	91
4.3.2. APLICACIÓN DE PRECARGA EN LAS VIGAS.....	92
4.3.3. INSPECCIÓN VISUAL Y LEVANTAMIENTO DE FISURAS.....	94
4.3.4. REPARACIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN CORROÍDAS.....	95
4.3.5. EVALUACIÓN MECÁNICA DE LAS VIGAS.....	96
4.3.6. DETERMINACIÓN DE CLORUROS EN EL	

HORMIGÓN.....	98
4.3.7. DETERMINACIÓN DE LA PÉRDIDA DE SECCIÓN DE LA ARMADURA.....	99
4.3.8. ANÁLISIS PARA LA DETERMINACIÓN DE CORRELACIONES.....	99
4.4. VIGAS UTILIZADAS PARA REPARACIÓN CON ÁNODOS DE SACRIFICIO.....	100
4.4.1. EVALUACIÓN DE ÁNODOS DE SACRIFICIO EMBEBIDOS EN MORTERO.....	102
4.4.2. REPARACIÓN DE VIGAS CON ÁNODOS DE SACRIFICIO DE CINC.....	103
4.4.3. REPARACIÓN DE VIGAS CON ÁNODOS DE ALUMINIO/CINC/INDIO.....	105
4.4.4. EVALUACIÓN ELECTROQUÍMICA DE LAS VIGAS Y CUBOS DE MORTERO.....	109
4.4.4.1. Potencial vs. tiempo.....	109
4.4.4.2. Drenaje de corriente.....	109
4.4.4.3. Velocidad de Corrosión.....	109
4.4.4.4. Despolarización de las barras.....	110
4.4.4.5. Impedancia electroquímica.....	110
4.4.5. INSPECCIÓN VISUAL DE LAS VIGAS REPARADAS.....	110
4.4.6. EVALUACIÓN POR MICROSCOPIA ELECTRÓNICA DE BARRIDO.....	111
5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	113
5.1. EVALUACIÓN DEL MORTERO DE REPARACIÓN.....	113
5.1.1. DISEÑO DE MEZCLA.....	113
5.1.2. CARACTERIZACIÓN FÍSICO-MECÁNICA DEL MORTERO DE REPARACIÓN.....	115
5.1.3. RESULTADOS ELECTROQUÍMICOS DE LAS PROBETAS DEL MORTERO DE REPARACIÓN.....	119
5.1.3.1. Potencial vs. tiempo.....	119
5.1.3.2. Resistencia a la polarización.....	122

5.1.3.3. Polarización potenciodinámica cíclica.....	124
5.1.3.4. Penetración del ión cloruro.....	136
5.1.4. SELECCIÓN DE LA MEZCLA DE MORTERO ADECUADA PARA EFECTUAR REPARACIONES.....	140
5.2. EVALUACIÓN DEL EFECTO DE LA REPARACIÓN EN VIGAS.....	142
5.2.1. DISEÑO DE MEZCLA DEL HORMIGÓN DE LAS VIGAS.....	143
5.2.2. CARACTERIZACIÓN FÍSICO-MECÁNICA DEL HORMIGÓN DE LAS VIGAS.....	143
5.3. EVALUACIÓN DE LAS VIGAS REPARADAS CON MORTERO.....	144
5.3.1. EVALUACIÓN ELECTROQUÍMICA.....	144
5.3.1.1. Potencial vs. tiempo.....	144
5.3.1.2. Velocidad de corrosión.....	147
5.3.2. EVALUACIÓN DEL EFECTO DE CARGA EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS VIGAS.....	151
5.3.2.1. Sistema de vigas sin aplicación de precarga.....	152
a. Vigas sin contaminación inicial de cloruros..	152
b. Vigas fabricadas con hormigón contaminado con cloruros.....	154
5.3.2.2. Sistema de vigas precargadas.....	155
a. Vigas sin contaminación inicial de cloruros.	155
b. Vigas fabricadas con hormigón contaminado con cloruros.....	158
5.3.3. EVALUACIÓN DEL EFECTO DE LA REPARACIÓN CON MORTERO EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS VIGAS.....	164
5.3.3.1. Sistema de vigas sin precarga.....	165
5.3.3.2. Sistema de vigas precargadas.....	168
5.3.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE CARGA MECÁNICA.....	171

5.3.5. CONTENIDO DE CLORUROS EN EL HORMIGÓN.....	176
5.3.6. PÉRDIDA DE SECCIÓN DE LA BARRA DE REFUERZO.....	177
5.3.7. CORRELACIONES ESTUDIADAS.....	178
5.3.7.1. Abertura de fisura vs. tiempo.....	178
5.3.7.2. Ancho de fisura vs. pérdida por corrosión.....	181
5.3.7.3. Cloruro a nivel de barra vs. velocidad de corrosión.....	183
5.3.7.4. Capacidad de carga vs. pérdida por corrosión.....	184
5.4 EVALUACIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN REPARADAS CON ÁNODOS DE SACRIFICIO.....	186
5.4.1. EVALUACIÓN DEL MORTERO PARA ÁNODOS.....	187
5.4.2. EVALUACIÓN DE LOS ÁNODOS EMBEBIDOS EN MORTERO DE REPARACIÓN.....	188
5.4.2.1. Evaluación electroquímica de los ánodos de cinc.....	188
a. Potencial vs. tiempo.....	188
b. Impedancia electroquímica.....	189
5.4.2.2. Evaluación electroquímica de los ánodos de aluminio/cinc/indio.....	194
a. Potencial vs. tiempo.....	194
b. Impedancia electroquímica.....	194
5.4.3. EVALUACIÓN DE LAS VIGAS REPARADAS CON ÁNODOS DE CINC.....	198
5.4.3.1. Evaluación electroquímica de las vigas	198
a. Potencial vs. tiempo.....	198
b. Drenaje de corriente.....	202
c. Velocidad de corrosión.....	203
d. Despolarización de las barras.....	207
5.4.3.2. Inspección visual de las vigas reparadas con ánodos de cinc.....	208
5.4.4. EVALUACIÓN DE LAS VIGAS REPARADAS CON ÁNODOS DE ALUMINIO/CINC/INDIO.....	209
5.4.4.1. Evaluación electroquímica de las vigas	209
a. Potencial vs. tiempo.....	209

b. Drenaje de corriente.....	212
c. Velocidad de corrosión.....	213
5.4.4.2. Inspección visual de las vigas.....	218
5.4.4.3. Evaluación del ánodo de sacrificio por microscopía electrónica de barrido.....	222
6. CONCLUSIONES.....	225
7. RECOMENDACIONES.....	229
8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	231

ÍNDICE DE FIGURAS

	Página
3. MARCO TEÓRICO	
3.1. Celda de corrosión en hormigón armado.....	13
3.2. Volumen de productos de corrosión del acero	16
3.3. Corrosión por picaduras.....	16
3.4. Influencia de la relación agua/cemento y del curado en la porosidad del hormigón.....	24
3.5. Circuito equivalente de Randles.....	45
3.6. Diagrama de Nyquist.....	47
3.7. Diagrama de Bode.....	48
3.8. Corrosión del acero embebido en un hormigón contaminado con cloruros próximo a una zona reparada.....	51
3.9. Estructura de hormigón reparada con introducción de ánodos embebidos.....	52
3.10. Comportamiento de vigas de hormigón armado cargadas.....	73
3.11. Modelo de durabilidad de Tutti.....	76
3.12. Muelle expuesto a un ambiente marino en su etapa de vida remanente.....	77
3.13. Resultados de ancho máximo de fisura y pérdida promedio del radio de la barra por corrosión de diferentes autores.....	79
4. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL	
4.1. Esquema de las probetas electroquímicas utilizadas.....	82
4.2. Representación esquemática de la absorción capilar vs. tiempo..	84
4.3. Medición de potencial del acero en las probetas con electrodo de Cu/CuSO_4	86
4.4. Vigas de hormigón de dimensiones 10 x15 x120 cm.....	90
4.5. Esquema de las vigas y posición de los puntos de medición de potencial.....	90
4.6. Equipo GECOR6, utilizado para la determinación de la velocidad de corrosión en las barras de acero de las vigas.....	91

4.7.	Esquema de las vigas y posición de los puntos de medición de la velocidad de corrosión.....	91
4.8.	Sistema de carga aplicado a las vigas de hormigón.....	92
4.9.	Carga aplicada en los extremos por medio de tornillos.....	93
4.10.	Aplicación de carga por ajuste de los tornillos del sistema de carga.....	93
4.11	Área central rociada con solución salina.....	94
4.12	Cuadrícula utilizada para la ubicación de fisuras en las vigas.....	94
4.13	Plantilla utilizada para la medición de ancho de fisuras.....	95
4.14	Demarcación y demolición de la zona fisurada de la viga.....	96
4.15.	Barra con productos de corrosión, limpieza y barra limpia, para proceder a realizar la reparación con mortero.....	96
4.16.	Viga encofrada, colocación del mortero y viga reparada.....	96
4.17.	Viga de hormigón instalada en la viga de acero dispuesta para ser sometida a carga. Aumento del flexímetro utilizado.....	97
4.18.	Viga con cortes para la determinación de cloruros libre.....	98
4.19.	Viga con espacio para la reparación con ánodos.....	101
4.20.	Vigas expuestas al exterior del laboratorio.....	102
4.21.	Probeta cúbica con ánodo de sacrificio embebido.....	103
4.22.	Ánodos de cinc utilizados en la reparación localizada.....	103
4.23.	Vista del espacio esmerilado para la colocación del ánodo.....	104
4.24.	Aplicación de pasta de cemento para mejorar la adherencia hormigón contaminado/mortero nuevo.....	104
4.25.	Colocación del ánodo de cinc y vigas con interruptor ON-OFF para ánodos.....	105
4.26	Ánodo de aluminio/cinc/indio.....	105
4.27.	Ánodo de aluminio/cinc/indio usado en la segunda reparación.....	107
4.28.	Remoción de hormigón para la reparación de la viga de hormigón	107
4.29.	Pasta de cemento utilizada para mejorar la adherencia.....	108
4.30.	Compactación del hormigón con barra y martillo de goma.....	108
4.31.	Medición de potencial del ánodo de sacrificio embebido en la viga	108
4.32.	Esquema de las vigas y posición de los puntos de medición de potencial.....	109

4.33.	Esquema de las vigas y posición de los puntos de medición de la velocidad de corrosión.....	110
4.34.	Inspección visual realizada a la viga # 2 a los 22 meses de la reparación con ánodo de cinc.....	111
5.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	
5.1.	Morfología de la microsílíce utilizada observada por medio de MEB.....	114
5.2.	Morfología de la ceniza volante utilizada observada por medio de MEB.....	115
5.3.	Sorción capilar vs. % de ceniza volante de probetas con diferentes contenidos de microsílíce, a la edad de 90 días.....	117
5.4.	Porosidad efectiva vs. % de ceniza volante de probetas con diferentes contenidos de microsílíce, a la edad de 90 días.....	117
5.5.	Resistencia a la compresión vs. % de ceniza volante con diferentes contenidos de microsílíce, a la edad de 28 días.....	118
5.6.	Variación del potencial durante el tiempo de exposición de las probetas sin adiciones.....	120
5.7.	Variación del potencial durante el tiempo de exposición de las probetas con 5 %p/p de microsílíce a diferentes contenidos de ceniza volante.....	120
5.8.	Variación del potencial durante el tiempo de exposición de las probetas con 10 %p/p de microsílíce a diferentes contenidos de ceniza volante.....	121
5.9.	Variación del potencial durante el tiempo de exposición de las probetas con 15 %p/p de microsílíce a diferentes contenidos de ceniza volante.....	121
5.10.	Variación de Rp con respecto al tiempo para la mezcla de 5 %p/p de microsílíce con diferentes contenidos de ceniza volante.....	123
5.11.	Variación de Rp con respecto al tiempo para la mezcla de 10 %p/p de microsílíce con diferentes contenidos de ceniza volante..	123
5.12.	Variación de Rp con respecto al tiempo para la mezcla de 15 %p/p de microsílíce con diferentes contenidos de ceniza volante..	124

5.13.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas sin adiciones, a diferentes tiempos de evaluación.....	125
5.14.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 5 %p/p de microsíllice y 0%p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación	126
5.15.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 5 %p/p de microsíllice y 5 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación.....	126
5.16.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 5 %p/p de microsíllice y 10 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación.....	127
5.17.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 5 %p/p de microsíllice y 12 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación.....	127
5.18.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 5 %p/p de microsíllice y 15 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación.....	128
5.19.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 5 %p/p de microsíllice y 17 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación.....	128
5.20.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 10 %p/p de microsíllice y 0 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos.....	129
5.21.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 10 %p/p de microsíllice y 5 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos.....	130
5.22.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 10 %p/p de microsíllice y 10 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación.....	130
5.23.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 10 % de microsíllice y 12 % de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación.....	131
5.24.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las	

	probetas con 10 % de microsilíce y 15 % de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación.....	131
5.25.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 10 % de microsilíce y 17 % de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación.....	132
5.26.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 15 %p/p de microsilíce y 0 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación.....	132
5.27.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 15 %p/p de microsilíce y 5 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación.....	133
5.28.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 15 %p/p de microsilíce y 10 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación.....	133
5.29.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 15 %p/p de microsilíce y 12 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación.....	134
5.30.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 15 %p/p de microsilíce y 15 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación.....	134
5.31.	Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 15 %p/p de microsilíce y 17 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación.....	135
5.32.	Perfil de cloruros en las probetas con 5 %p/p de microsilíce y diferentes contenidos de ceniza volante.....	136
5.33.	Perfil de cloruros en las probetas con 10 %p/p de microsilíce y diferentes contenidos de ceniza volante.....	137
5.34.	Perfil de cloruros en las probetas con 15 %p/p de microsilíce y diferentes contenidos de ceniza volante.....	137
5.35.	Relación entre potencial de media celda vs. el contenido de cloruro a nivel de barra.....	140
5.36.	Vigas contaminadas con cloruro, precargadas, reparadas con mortero. Variación del potencial durante el tiempo de evaluación	145

5.37.	Vigas contaminadas con cloruro, sin precarga, reparadas con mortero. Variación del potencial durante el tiempo de evaluación	145
5.38.	Vigas sin contaminación inicial de cloruro, precargadas. Variación del potencial durante el tiempo de evaluación.....	146
5.39.	Vigas sin contaminación inicial de cloruro, sin precarga. Variación del potencial durante el tiempo de evaluación.....	147
5.40.	Vigas contaminadas con cloruro, precargadas, reparadas con mortero. Variación de la velocidad de corrosión durante el tiempo de evaluación.....	148
5.41.	Vigas contaminadas con cloruro, sin precarga, reparadas con mortero. Variación de la velocidad de corrosión durante el tiempo de evaluación.....	148
5.42.	Vigas sin contaminación inicial de cloruro, precargadas. Variación de la velocidad de corrosión durante el tiempo de evaluación.....	149
5.43.	Velocidad de corrosión vs. tiempo de vigas sin contaminación inicial y sin precarga. Variación de la velocidad de corrosión durante el tiempo de evaluación.....	150
5.44.	Fisuras observadas en vigas sin precarga. (a) Viga 22 (b) Viga 23 (c) Viga 24.....	152
5.45.	Falla por flexión en vigas sin corrosión en el acero de refuerzo y su correspondiente curva esfuerzo-deformación. (a) Viga 22 (b) Viga 23 (c) Viga 24.....	153
5.46.	Fisuras observadas en vigas sin precarga a más de 3 años de evaluación. (a) Viga 3 (b) Viga 11 (c) Viga14.....	154
5.47.	Falla por flexión en vigas reforzadas corroídas. (a) Viga 3 (b) Viga 11.....	155
5.48.	Fisuras observadas en la viga 17. (a) dos meses de la precarga (b) dos años de la precarga.....	156
5.49.	Levantamiento de fisuras de la viga 17.....	156
5.50.	Fisuras observadas en la viga 18. (a) dos meses de la precarga (b) dos años de la precarga.....	157
5.51.	Vigas cargadas, sin fisuración por corrosión. (a) Viga 17 (b) Viga 18.....	158

5.52.	Fisuras observadas en la viga 1. (a) dos meses de la precarga (b) un año de la precarga.....	159
5.53.	Ejemplo de levantamiento de fisuras realizado para la viga 1, a los dos meses de la precarga.....	159
5.54.	Fisuras observadas en la viga 2. (a) dos meses de la precarga (b) un año de la precarga.....	160
5.55.	Vigas precargadas por un año, con refuerzo fisurado por corrosión. (a) Viga 1 (b) Viga 2.....	161
5.56.	Fisuras observadas en la viga 12. (a) dos meses de la precarga (b) dos años de la precarga.....	162
5.57.	Levantamiento de fisuras de la viga 12 a los dos meses de precarga.....	162
5.58.	Fisuras observadas en la Viga 12. (a) dos meses de la precarga (b) dos años de la precarga.....	163
5.59.	Vigas precargadas por dos años. Con refuerzo fisurado por corrosión. (a) Viga 12 (b) Viga 15.....	164
5.60.	Falla por flexión y cortante en vigas reparadas con morteros. Edad de la reparación: 28 días. (a) Viga 6 (b) Viga 9.....	165
5.61.	Esquema de fisuración de vigas después de la aplicación de carga mecánica. Medidas en cm. a) viga 6 b) viga 9.....	166
5.62.	Vigas reparadas con morteros, Edad: 5 meses. (a) Falla por flexión, viga 10 (b) Falla por cortante, viga 16.....	167
5.63.	Esquema de fisuración de vigas después de la aplicación de carga mecánica. a) viga 10 b) viga 16.....	167
5.64.	Vigas reparadas con morteros, Edad: 28 días. Ambas vigas presentan falla por flexión y cortante. (a) Viga 4 (b) Viga 5.....	168
5.65.	Esquema de fisuración de vigas después de la aplicación de carga mecánica, medidas en cm. a) viga 4 b) viga 5.....	169
5.66.	Vigas reparadas con morteros, Edad: 5 meses. Falla por flexión. (a) Viga 7 (b) Viga 8.....	170
5.67.	Esquema de fisuración de vigas después de la aplicación de carga mecánica. Medidas en cm. a) viga 7 b) viga 8.....	170
5.68.	Carga de fluencia promedio (Py) de las vigas ensayadas.....	172

5.69.	Desplazamiento de fluencia promedio (Δy) en el centro de la viga al llegar al punto de fluencia.....	174
5.70.	Rigidez elástica promedio (K_y) de las vigas ensayadas.....	175
5.71.	Energía elástica de deformación de las vigas ensayadas.....	175
5.72.	Esquema de corte de hormigón para evaluación de cloruros.....	176
5.73.	Abertura de fisuras en el tiempo.....	179
5.74.	Pendiente promedio de anchos de fisuras en el tiempo vs. velocidad de corrosión del refuerzo.....	180
5.75.	Ancho de fisura vs. pérdida por corrosión de las vigas con aplicación o no de carga.....	181
5.76.	Comparación de ancho de fisuras vs. Pérdida por corrosión de las vigas estudiadas y datos de otros autores.....	182
5.77.	Cloruro a nivel de barra vs. velocidad de corrosión.....	183
5.78.	Capacidad de carga vs. pérdida por corrosión.....	185
5.79.	Potencial de ánodos de cinc embebidos en hormigón de reparación sin NaCl.....	188
5.80.	Diagramas de Nyquist a diferentes períodos de tiempo.....	189
5.81.	Diagrama de Bode (módulo) del ánodo de cinc embebido en mortero, a diferentes períodos de tiempo.....	190
5.82.	Diagramas de Bode (ángulo de fase) del ánodo de cinc embebido en mortero a diferentes períodos de tiempo.....	190
5.83.	Resistencia a la polarización del ánodo de cinc embebido en hormigón a través del tiempo.....	192
5.84.	Tendencia a la corrosión del ánodo de cinc embebido en hormigón con respecto a la humedad.....	193
5.85.	Tendencia a la corrosión del ánodo de cinc embebido en hormigón.....	193
5.86.	Potencial de ánodo de aluminio/cinc/indio embebido en mortero de reparación con NaCl.....	194
5.87.	Diagramas de Nyquist a diferentes períodos de tiempo.....	195
5.88.	Diagrama de Bode (módulo) del ánodo de aluminio/cinc/indio embebido em mortero, a diferentes períodos de tiempo.....	196

5.89.	Diagramas de Bode (ángulo de fase) del ánodo de aluminio/cinc/indio embebido en mortero a diferentes períodos de tiempo.....	196
5.90.	Diagramas de Nyquist a diferentes períodos de tiempo.....	197
5.91.	Diagrama de Bode (módulo) del segundo ánodo de aluminio/cinc/indio embebido en mortero, a diferentes períodos de tiempo.....	197
5.92.	Diagramas de Bode (ángulo de fase) del segundo ánodo de cinc embebido en mortero a diferentes períodos de tiempo.....	198
5.93.	Potenciales promedios de las vigas reparadas con ánodos de Zn. Barra Superior Derecha.....	199
5.94.	Potenciales promedios de las vigas reparadas con ánodos de Zn. Barra Superior Izquierda.....	199
5.95.	Potenciales promedios de las vigas reparadas con ánodos de Zn. Barra Inferior Derecha.....	200
5.96.	Potenciales promedios de las vigas reparadas con ánodos de Zn. Barra Inferior Izquierda.....	200
5.97.	Corriente drenada por el ánodo de cinc a las barras en las diferentes vigas de hormigón evaluadas	202
5.98.	Velocidad de corrosión en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Superior Derecha.....	203
5.99.	Potenciales medidos en las vigas reparadas con ánodos de cinc Barra Superior Derecha.....	204
5.100.	Resistencias medidas en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Superior Derecha.....	204
5.101.	Velocidad de corrosión en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Superior Izquierda.....	204
5.102.	Potenciales medidos en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Superior Izquierda.....	205
5.103.	Resistencias medidas en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Superior Izquierda.....	205
5.104.	Velocidad de corrosión en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Inferior Derecha.....	205

5.105.	Potenciales medidos en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Inferior Derecha.....	206
5.106.	Resistencias medidas en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Inferior Derecha.....	206
5.107.	Velocidad de corrosión en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Inferior Izquierda.....	206
5.108.	Potenciales medidos en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Inferior Izquierda.....	207
5.109.	Resistencias medidas en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Inferior Izquierda.....	207
5.110.	Potenciales de despolarización de los puntos 5 y 6. Barras Superiores.....	207
5.111.	Potenciales de despolarización de los puntos 5 y 6. Barras Inferiores.....	211
5.112.	Vista de las vigas a los 22 meses de la reparación.....	211
5.113.	Potenciales de las vigas reparadas con ánodos de Al/Zn/In. Barra Superior Derecha.....	213
5.114.	Potenciales de las vigas reparadas con ánodos de Al/Zn/In. Barra Superior Izquierda.....	210
5.115.	Potenciales de las vigas reparadas con ánodos de Al/Zn/In. Barra Inferior Derecha.....	210
5.116.	Potenciales de las vigas reparadas con ánodos de Al/Zn/In. Barra Inferior Izquierda.....	211
5.117.	Corriente drenada por los ánodos de aluminio/cinc/indio a las barras en las reparaciones realizadas a las vigas de hormigón evaluadas.....	213
5.118.	Velocidad de corrosión en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Superior Derecha.....	214
5.119.	Potenciales medidos en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Superior Derecha.....	214
5.120.	Resistencias medidas en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Superior Derecha.....	214
5.121.	Velocidad de corrosión en las vigas reparadas con ánodos de	

	aluminio/cinc/indio. Barra Superior Izquierda.....	215
5.122.	Potenciales medidos en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Superior Izquierda.....	215
5.123.	Resistencias medidas en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Superior Izquierda.....	215
5.124.	Velocidad de corrosión en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Inferior Derecha.....	216
5.125.	Potenciales medidos en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Inferior Derecha.....	216
5.126.	Resistencias medidas en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Inferior Derecha.....	216
5.127.	Velocidad de corrosión en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Inferior Izquierda.....	217
5.128.	Potenciales medidos en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Inferior Izquierda.....	217
5.129.	Resistencias medidas en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Inferior Izquierda.....	217
5.130.	Vista superior y lateral de fisuras de la viga, a los 3 meses de la reparación.....	218
5.131.	Vista superior de fisuras de la viga a los 6 meses de la reparación.....	218
5.132.	Vista lateral de fisuras de las vigas reparadas con ánodos de Al/Zn/In.....	219
5.133.	Agrietamiento crítico en viga reparada.....	219
5.134.	Zona de hormigón donde se encontraba embebido el ánodo.....	220
5.135.	Ánodo de aluminio/cinc/indio después de su remoción.....	220
5.136.	Barra de acero con daños por corrosión de la armadura.....	221
5.137.	Evaluación de prueba de carbonatación.....	221
5.138.	Análisis elemental de productos sobre ánodos de aluminio/cinc/indio.....	222
5.139.	Fotografía en MEB del ánodo de aluminio/cinc/indio.....	222
5.140.	Fotografía en MEB del ánodo de aluminio/cinc/indio.....	223

ÍNDICE DE TABLAS

	Página
3. MARCO TEÓRICO	
3.1. Valores críticos de cloruro en hormigón armado.....	18
3.2. Clases generales de exposición relativas a la corrosión de armaduras según la Instrucción española EHE.....	28
3.3. Clases de exposición (selección de las relativas a la corrosión de armaduras) según la norma EN 206.....	29
3.4. Tipos de exposición en función de las condiciones ambientales según el Eurocódigo 2.....	32
3.5. Prescripciones para condiciones especiales de exposición según el Código ACI 318.....	33
3.6. Valores límites especificados para conseguir la durabilidad del hormigón armado según la norma EN 206.....	34
3.7. Valores prescritos para relación agua/cemento y para la cantidad de cemento en función de las clases de exposición ambientales según la instrucción española EHE.....	35
3.8. Valores de la resistencia indicados por la Instrucción española EHE a título ilustrativo en función de las clases de exposición ambientales.....	35
3.9. Valores máximos de la abertura de fisuras según la instrucción española EHE.....	36
3.10. Valores mínimos del espesor de recubrimiento sobre las armaduras según en Eurocódigo 2.....	37
3.11. Valores mínimos del espesor de recubrimiento sobre las armaduras según la Instrucción española EHE.....	37
3.12. Designación de los hormigones según la Instrucción española EHE	38
3.13. Requerimientos Químicos y Físicos de la Microsílice. Según Norma ASTM C- 1240.....	57
3.14. Requerimientos Químicos y Físicos de la Ceniza Volante Clase F. Según Norma ASTM C-618.....	61

3.15	Tipos de ánodos galvánicos.....	63
3.16	Anchos tolerables de las fisuras para hormigón reforzado.....	75
4.	PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL	
4.1.	Selección de vigas para precarga y reparación.....	89
4.2.	Identificación de los sistemas de carga.....	92
4.3.	Vigas seleccionadas para reparar con mortero.....	95
4.4.	Identificación de las vigas seleccionadas para prueba de flexión....	98
4.5.	Identificación de las vigas.....	101
4.6.	Composición química de los ánodos de aluminio/cinc/indio.....	106
4.7.	Composición del mortero de reparación.....	106
4.8.	Composición química de los ánodos de aluminio/cinc/indio utilizados en la segunda reparación.....	106
5.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	
5.1.	Análisis químico de las adiciones determinadas por medio de absorción atómica.....	114
5.2.	Caracterización de propiedades físico-mecánicas del mortero con 5% de microsíllice	115
5.3.	Caracterización de propiedades físico-mecánicas del mortero con 10% de microsíllice	116
5.4.	Caracterización de propiedades físico-mecánicas del mortero con 15% de microsíllice.....	116
5.5.	Concentración de cloruros libres y totales a nivel de armadura.....	138
5.6.	Cantidad de materiales por metro cúbico de hormigón para los diferentes diseños preparados para reparación del PGRU.....	142
5.7.	Características de los diseños de mezcla usados en el PGRU.....	142
5.8.	Diseño de mezcla de las vigas fabricadas (kg/m ³ hormigón).....	143
5.9.	Caracterización física del hormigón de las vigas.....	143
5.10.	Resultados de las pruebas mecánicas.....	171
5.11.	Cloruros medidos en el hormigón a nivel de armadura.....	177
5.12.	Valores de pérdida de espesor en las barras de acero.....	177
5.13.	Características promedio de fisuras en vigas evaluadas.....	180

5.14.	Características promedio de fisuras en vigas evaluadas.....	187
5.15.	Resultados de los espectros de impedancia electroquímica para el ánodo de cinc embebido en mortero.....	191
5.16.	Resultados de los espectros de impedancia electroquímica para el ánodo de aluminio/cinc/indio embebido en mortero.....	198

1. INTRODUCCIÓN

1.1. JUSTIFICACIÓN DE LA TESIS DOCTORAL

La corrosión en estructuras de hormigón armado, particularmente en ambientes marinos, es un problema grave que ha venido afectando al mundo, ya que se pueden presentar manifestaciones patológicas de significativa intensidad, lo que lleva a elevados costos de reparación de la estructura, posible reducción de su capacidad resistente, falta de estética y, dependiendo del grado del daño, podría verse afectada la seguridad de las personas. Por todo esto, después de detectar el daño por corrosión de una estructura, se hace necesario emprender acciones para repararla y alargar su vida residual.

La selección del sistema de reparación a emplear dependerá de la gravedad del problema, de las condiciones internas y externas a la que esté expuesta la estructura y de los recursos económicos, humanos y tecnológicos disponibles. La reparación localizada, sustituyendo el hormigón contaminado por morteros de reparación, ha sido el método más común para estructuras con la armadura corroída, independiente del medio de exposición.

El mortero realizado con cemento Portland es el material tradicionalmente usado en reparaciones. En la mayoría de los casos requieren una dosificación que mejore algunas de sus características naturales, dependiendo de las necesidades de la estructura, según su ubicación y uso, como: altas resistencias iniciales, baja retracción por secado, elevada adherencia al sustrato, baja permeabilidad, entre otras propiedades. Esta mejora en las propiedades del mortero, tanto mecánica como física, puede lograrse con el empleo de adiciones y aditivos, tales como: plastificantes, reductores de agua, impermeabilizantes, microsílíce, cenizas volantes, escorias de alto horno y la clásica reducción de la relación agua/cemento, creando de esta forma un material más duradero, impermeable y compacto.

Por otro lado, existen en el mercado morteros industrializados, dosificados adecuadamente para su uso en reparaciones según el tipo de problema patológico que se presente, según la característica de la zona a ser reparada, por ejemplo, vertical u horizontal, y resistente a la agresividad del medio ambiente. Los materiales avanzados, formulados a base de resinas y combinaciones de resinas con otros materiales (fibra, relleno, etc.) se establecieron como respuesta científico-técnica moderna a las exigencias de comportamiento y durabilidad en todo el mundo (Helene, 1997).

Independiente del tipo de material utilizado, una reparación localizada puede resultar en una intervención de poca efectividad por los riesgos de transferencia de las celdas de corrosión (Troconis *et al.*, 1997). De tal manera que, en estos casos, la forma de garantizar una reparación duradera sería eliminar todo el hormigón contaminado con cloruros o aplicar protección catódica, que es el único sistema que detiene el proceso corrosivo, independientemente de la contaminación por iones cloruro.

La reparación por parcheo de estructuras contaminadas con iones cloruro, aun cuando ha sido un remedio tradicional, en muchos casos luego de un corto período de tiempo, la estructura se vuelve a deteriorar. La corrosión a menudo se desencadena u ocurre a una velocidad más acelerada en la zona adyacente a la reparación, por estar ya contaminado. En algunos estudios previos (Marín, 1989; De Rincón *et al.*, 1996; Ping Gu *et al.*, 1997; Barkey, 2004; Río *et al.*, 2005; Zhang y Mailvaganam, 2006), se ha indicado que las reparaciones localizadas pueden afectar el comportamiento de la armadura, creando incompatibilidades electroquímicas entre el hormigón base y el parche de reparación, acelerando de esta forma la corrosión de la barra de acero y, dependiendo de la homogeneidad de los materiales, de los tratamientos aplicados durante la reparación y de la carga mecánica a la que están expuestos (Barkey, 2004), podrían producirse fisuras que incrementen el ingreso de agentes agresivos. Este tipo de daños puede ocurrir en el hormigón adyacente a la zona reparada, en la interfase hormigón contaminado/mortero de reparación o incluso en el área de reparación. No obstante,

el conocimiento actual de los problemas que ocasionan los parches de reparación es todavía muy limitado (Barkey, 2004).

Una experiencia importante de resaltar es la detectada en la evaluación del Puente General Rafael Urdaneta (PGRU) (Troconis, 2002; Troconis *et al.*, 2006), expuesto a ambiente marino, donde se determinó que las zonas con mayor daño se encontraban en aquellas reparadas o contiguas a la reparación; dependiendo del mortero utilizado. En el caso de reparaciones localizadas efectuadas con un mortero base cemento (reestableciendo la pasividad de la zona reparada), la corrosión se manifestaba en las zonas aledañas a la misma; pero si la reparación se hacía con morteros que incluían materiales poliméricos, la corrosión se manifestaba en la misma zona reparada, dada la creación de celdas diferenciales de oxígeno. En principio, la falla de ésta y muchas reparaciones localizadas en diferentes estructuras, se pudiera pensar que se deben a lo inadecuado de la misma (falta de preparación de la superficie y de la armadura corroída, defectuoso curado, cortes inadecuados del hormigón en la zona a reparar, etc). Por todas estas situaciones se vio la necesidad de evaluar, particularmente para ser aplicados en grandes zonas a reparar, morteros con microsílíce y/o ceniza volante, específicamente, en ambientes tropicales como el de Venezuela, donde se tiene poca información sobre los efectos que pudiese tener las reparaciones localizadas utilizando estas adiciones, en la durabilidad de las estructuras.

La microsílíce puede utilizarse como reemplazante parcial del cemento Pórtland o como aditivo (Ravina, 1995). Su adición reduce significativamente la permeabilidad del mortero y aumenta su resistencia a la compresión (Bayasi, 1992) pero, por otro lado, afecta negativamente la trabajabilidad de la mezcla por lo que podría requerirse cantidades relativamente grandes de superplastificantes para mejorarla (Bayasi, 1993).

Por otro lado, la ceniza volante, la cual en algunos países es un desecho industrial, se utiliza como sustituto del cemento, reduciendo el costo del mortero por disminuir el contenido de cemento en la mezcla (Alonso, 1995). Las cenizas volantes

aumentan la trabajabilidad de la mezcla en estado plástico, debido a un aumento de la dispersión de las partículas del sistema creando unidades más pequeñas y por lo tanto mayor fluidez (Alonso y Luxán, 1995). Así, la adición de microsíllice y ceniza volante al mortero mejora sus propiedades físico-mecánicas, lo que permitiría su utilización en ambientes agresivos.

En Venezuela donde se ha empezado a utilizar la microsíllice para reparaciones localizadas, no sucede lo mismo con la ceniza volante la cual, aun cuando se han realizado investigaciones sobre las cenizas que se producen en el país, particularmente en las centrales termoeléctricas, éstas no son aptas para utilizarlas en hormigón armado (Bravo, 1994; Araujo, 1997), al no cumplir con las especificaciones (ASTM C 618, 1998). Además, dadas las características específicas de los agregados utilizados en el país (Venezuela), los cuales no cumplen con las normas ya establecidas a nivel internacional, en cuanto a módulo de finura, peso específico, etc., el comportamiento de estos hormigones con aditivos debe ser estudiado.

El objetivo principal de este trabajo ha sido evaluar mezclas de mortero con diferentes contenidos de microsíllice (5 - 15 %p/p) y de ceniza volante (0 - 17,5 %p/p), para seleccionar, según sus propiedades físicas, mecánicas y electroquímicas, la mezcla que proporcione alta resistencia a la compresión, baja porosidad efectiva y absorción capilar, y bajas velocidades de corrosión en ambientes marinos, tomando en cuenta además el factor económico.

Con el fin de determinar la factibilidad económica del uso de la microsíllice como aditivo del mortero en comparación con morteros de reparación predosificados, se determinó que en Venezuela el costo de la microsíllice es de 5,8 BsF/kg y el costo de un 1 m³ de mortero, utilizando por ejemplo 15% de éste como adición, es de aproximadamente 740 BsF/m³. Por otro lado, el mortero de reparación comercial cuesta 3,02 BsF/kg mortero pero como éste se mezcla solamente con agua su costo se eleva a aproximadamente 6.640 BsF/m³ de mortero. Esta es una de las razones por las cuales el uso de morteros predosificados no es recomendado en Venezuela

para la reparación de grandes áreas, ya que elevaría grandemente el costo de la misma.

Debido a todas estas razones, se hace necesario realizar investigaciones que comprueben la efectividad de los morteros con adiciones, desarrollados en este estudio y, además, comprobar la eficacia de su uso en reparaciones localizadas, tomando en cuenta el ambiente tropical de Venezuela, cuya agresividad en algunas zonas, particularmente las costeras, es más alta (Morcillo *et al.*, 2002 y Morcillo *et al.*, 1998) que las indicadas en la Norma ISO 9223 (>C5/muy agresivas). Esto debido a las altas temperaturas (en época de sequía y de lluvias pueden llegar a 40 y 34 °C, respectivamente, ocurriendo en todos los meses del año), y humedades relativas (máxima del 100 %, pero durante el día en la época de sequía, puede llegar hasta 39%). Otro parámetro muy importante, y que no es considerado en estas normas, es la velocidad del viento, la cual tiene una alta influencia en la retracción del hormigón, durante la construcción/reparación de las obras; en las zonas urbanas, de Maracaibo durante el período seco (diciembre-marzo), el 50% del tiempo la velocidad del viento se mantiene cercana a 20 km/h, bajando a un 33 % en la época lluviosa (abril-noviembre), estando el 18% del tiempo en velocidades de 30 km/h, cuando la época es de sequía. Por otro lado, en las zonas cercanas al Lago de Maracaibo (marinas/costeras), se alcanzan velocidades de vientos mayores a 40 km/h, entre los meses de enero-marzo (período seco) (Salas, 2008). Estas velocidades se incrementan a medida que las costas se acercan al mar Caribe, donde entre agosto y septiembre se pueden alcanzar velocidades de vientos muy altas, por el efecto de los huracanes que circundan el área en esa época.

Adicionalmente, como el estudio se basa en la reparación de vigas de hormigón armado se estudiará cómo es afectado un parcheo de reparación no solo por el efecto de la corrosión y la pérdida de sección de la barra de acero, sino también por la flexión debida a la carga mecánica a la que está sometida la estructura y el efecto producido por la combinación entre ambos daños. Ahora bien, aprovechando el extenso estudio sobre corrosión de la armadura, se decidió evaluar la relación existente entre el ancho de fisuras y la velocidad de corrosión necesaria para producirlas, lo cual aún cuando existe un amplio trabajo en la literatura, la mayoría

se refiere a corrosión acelerada por la aplicación de corrientes anódicas (Tachibana, 1990; Cabrera, 1996; Rodríguez *et al.*, 1996; Andrade *et al.*, 1996; Rodríguez *et al.*, 1997; Torres y Martínez, 2003) y no en ambientes naturales, como este caso. Esto sería de suma importancia para poder predecir la durabilidad de las estructuras y así actuar previniendo su deterioro, causante de los altos costos de reparación y la eventual falla de la misma.

Por otra parte, en la actualidad se están comercializando, para el caso de estas reparaciones localizadas, el uso de ánodos de sacrificio los cuales, según el fabricante (Page, 2000), una vez instalados, el núcleo de cinc se corroe preferencialmente y protege galvánicamente a la barra de acero cercana a la reparación, evitando que ésta se active en la zona no reparada. Este sistema de protección galvánica se describe como un método que provee protección a la barra de refuerzo, particularmente en hormigones con altos contenidos de iones cloruro, y como una alternativa para controlar las nuevas celdas de corrosión producidas por los parches de reparación localizados. Su fácil instalación y bajo costo hacen de este sistema de protección un sistema atractivo para la rehabilitación de estructuras dañadas por corrosión y expuestas a medios marinos. La empresa que los fabrica (Vaysburd, 2001), define incluso una distancia efectiva entre los ánodos, para que puedan ser utilizados en grandes estructuras. No obstante, todos estos argumentos no están bien presentados científicamente por investigación que soporte esta información. Por lo tanto se necesitan investigaciones que respondan a estas preguntas, en base a experimentos bien controlados.

Así, en este trabajo de investigación, no solo se evaluará el efecto de adiciones en las reparaciones, sino también su comparación con este último método de reparación localizada, observando así la efectividad o no de estos ánodos.

1.2. CONTENIDO Y ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

El presente trabajo consta de ocho capítulos, comenzando por el introductorio que es el **Capítulo 1**, en el cual se justifica la realización de la tesis doctoral.

En el **Capítulo 2** se enuncia el objetivo general y los objetivos específicos, formulándose a partir de los dos tipos de reparación realizados y evaluados a lo largo del trabajo de tesis.

En el **Capítulo 3** se presentan los fundamentos teóricos, donde se explican conceptos básicos de corrosión en estructuras de hormigón armado y sobre el tipo de reparaciones realizadas y evaluadas en este trabajo.

El **Capítulo 4** describe el procedimiento experimental desarrollado a lo largo del trabajo, especificando materiales, procedimientos y técnicas de evaluación, para ambas técnicas de reparación y la posterior reparación de vigas corroídas.

Los resultados obtenidos, su análisis y discusión, se presentan en el **Capítulo 5**, conforme se van obteniendo a lo largo del trabajo.

En el **Capítulo 6**, se presentan las conclusiones desarrolladas de los resultados obtenidos después de su análisis y discusión.

Las recomendaciones que pueden aportarse después de la realización de este trabajo se presentan en el **Capítulo 7**, con la intención de mejorar los resultados obtenidos.

Finalmente, en el **Capítulo 8** se listan las referencias bibliográficas que sirvieron de guía para el desarrollo del presente trabajo.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL

Evaluar reparaciones localizadas en estructuras de hormigón armado dañadas por corrosión, expuestas a ambientes salinos, utilizando un mortero seleccionado entre mezclas con diferentes dosificaciones de adiciones; así como también evaluar el método comparativo de reparación con ánodos de sacrificio localizados embebidos en los parches de reparación.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para alcanzar el objetivo general se hace necesario definir los siguientes objetivos específicos:

- Evaluar morteros de reparación con diferentes porcentajes de adiciones (microsílice y ceniza volante) para seleccionar, entre ellos, el que ofrezca un mejor comportamiento desde el punto de vista de resistencia al ambiente agresivo (propiedades físico-mecánicas y electroquímicas), tomando en cuenta la facilidad de su colocación en ambientes marino-tropicales.
- Evaluar la reparación realizada en las vigas de hormigón contaminadas por cloruros y fisuradas por la corrosión de su armadura, para determinar su funcionalidad y las posibles incompatibilidades electroquímicas generadas por la creación de nuevas zonas catódicas.
- Estudiar el efecto que puede tener la carga en las vigas de hormigón con armadura corroída y reparadas localizadamente con morteros.
- Evaluar el efecto de la corrosión en la capacidad mecánica de las vigas reparadas.
- Evaluar, como método comparativo, las reparaciones realizadas con ánodos de sacrificio localizados de cinc y de aluminio/cinc/indio, en vigas

contaminadas con cloruros, para determinar su efecto en la protección catódica de estructuras de hormigón armado expuestas a ambientes tropicales.

- Determinar correlaciones que permitan evaluar el efecto de la corrosión de la armadura en el inicio y propagación de fisuras en el hormigón, tanto en la dirección transversal como en la longitudinal.
- Correlacionar los datos de pérdida de sección de barra por corrosión con los ensayos mecánicos, para determinar su efecto en la capacidad de carga de las vigas.

3. MARCO TEÓRICO

Las estructuras de hormigón armado forman una parte importante de la infraestructura. La combinación del hormigón que tiene alta resistencia a la compresión y del acero que tiene altas propiedades de tracción dan lugar a un material compuesto, el cual ofrece un amplio rango de aplicaciones en la ingeniería: losas, vigas, edificios, puentes, puertos, pilas, tanques, tuberías, etc (Bertolini *et al.*, 2004).

3.1. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

El hormigón es el material de construcción más utilizado en obras civiles y, unido con acero, se conoce como hormigón armado. Su importancia radica en que en un elemento de hormigón armado el acero absorbe los esfuerzos de tensión, mientras que el hormigón resiste los de compresión. La resistencia del acero no disminuye con el tiempo y la del hormigón tiende a aumentar (Troconis *et al.*, 1997).

3.1.1. CARACTERÍSTICAS DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO

El hormigón en su forma esencial, está formado por cemento, agua y agregados. Las propiedades del hormigón fresco (consistencia, manejabilidad y tiempo de fraguado), así como las del hormigón endurecido (resistencia a la compresión, porosidad, etc), se pueden controlar seleccionando en forma minuciosa las características y proporciones de sus componentes (Bresler, 1981).

El cemento es un material que une las partículas de agregado formando una masa monolítica, de resistencia y durabilidad adecuada (Nilson, 1999). Los agregados constituyen aproximadamente el 70% del volumen total del hormigón y, por lo tanto, su calidad influye en las propiedades, tanto del hormigón fresco como del hormigón endurecido (Porrero *et al.*, 2008). A todas las partículas que pasan por el tamiz No.4 (de 0,475 cm) se les llama agregado fino, mientras que las retenidas en este tamiz se clasifican como agregado grueso. La proporción utilizada de agua también es

importante, porque la resistencia y otras características, tanto del hormigón fresco como endurecido, dependen de la relación agua/cemento de la mezcla (Bresler, 1981).

El hormigón le confiere a la armadura una protección de doble naturaleza, por un lado, es una barrera física que lo separa del medio ambiente y por otro, el líquido encerrado en los poros del hormigón ofrece estabilidad a las armaduras, debido a la formación de una capa pasiva que es formada por el ambiente alcalino generado por el cemento al hidratarse. Esta solución acuosa está constituida principalmente por hidróxidos de calcio formados durante las reacciones de hidratación, generando un ambiente alcalino ($\text{pH} = 12,5$), e hidróxidos de sodio y potasio, a los que se debe la alta alcalinidad de los poros, con un pH entre 13 y 14. La cantidad relativa de cada uno de estos iones depende fundamentalmente de la composición y características del cemento, del grado de hidratación y de la relación agua/cemento (Troconis *et al.*, 1997).

Generalmente, se considera que las estructuras de hormigón armado requieren poco mantenimiento, sin tomar en cuenta la durabilidad de éstas. Pero es común observar daños debidos a la corrosión de las armaduras en los elementos de las estructuras, como fisuras y delaminaciones, por lo que se hace necesario diseñar estructuras con criterios de durabilidad.

3.2. CORROSIÓN DE LA ARMADURA EN EL HORMIGÓN

La corrosión de la armadura en el hormigón consiste en la oxidación destructiva del acero por el medio que lo rodea. Ocurre como resultado de la formación de una celda electroquímica, que consta de cuatro elementos principales: 1) un ánodo, donde ocurre la oxidación; 2) un cátodo, donde ocurre la reducción; 3) un conductor metálico, donde la corriente eléctrica es el flujo de electrones y 4) un electrolito (en este caso, el hormigón) donde la corriente eléctrica es generada por el flujo de iones en un medio acuoso (Troconis *et al.*, 1997) (Figura 3.1).

Los problemas de corrosión del acero en el hormigón están íntimamente asociados a la despasivación del mismo, por el proceso electroquímico resultante de las heterogeneidades en el medio físico o químico (hormigón) que rodea al acero. De esta forma, el acero se corroe por la reacción anódica [1] que permite que él se disuelva como ión ferroso y, como debe existir una reacción catódica [2] simultánea, se da la reducción de oxígeno, en presencia de agua y los iones OH^- son transportados al ánodo combinándose con los cationes Fe^{++} para formar hidróxido de hierro [3]:

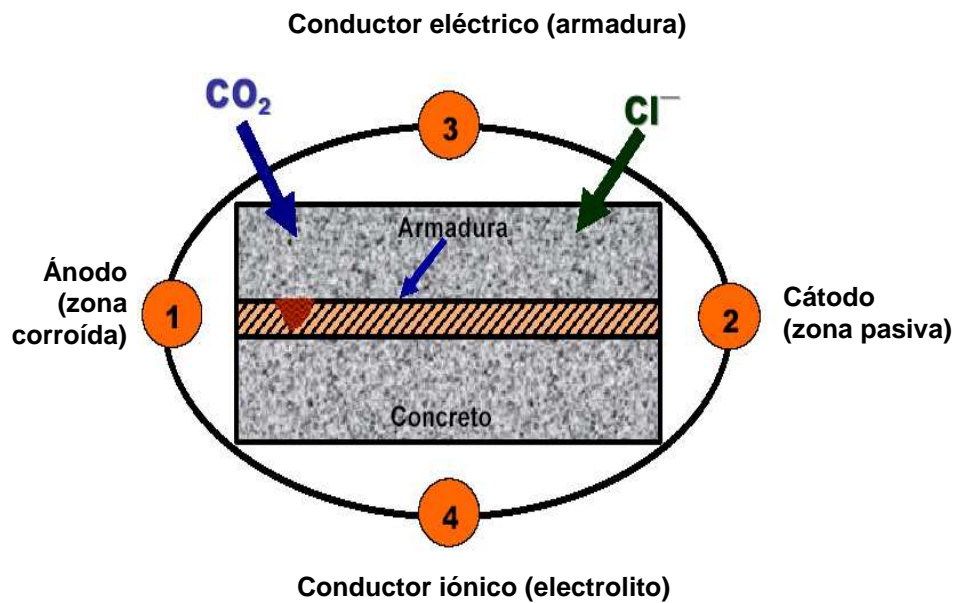


Figura 3.1. Celda de corrosión en hormigón armado



Sin la presencia simultánea de oxígeno y humedad en el hormigón no es termodinámicamente posible la corrosión. Ambos factores tienen un carácter ambivalente, pues cuando las armaduras están pasivadas, una cierta cantidad de oxígeno y humedad pueden servir para engrosar la capa pasiva, mientras que cuando las armaduras se corroen activamente, actúan acelerando notablemente el

ataque. Sin embargo, en su ausencia lo detienen completamente (Troconis *et al.*, 1997).

Por lo tanto, el hormigón debe ser homogéneo y compacto, que garantice, además de sus propiedades mecánicas, la protección de la armadura de acero de la estructura, de las acciones agresivas de los agentes externos.

3.3. FACTORES QUE AFECTAN Y DESENCADENAN LA CORROSIÓN

Existen varios factores que desencadenan y/o afectan el proceso de corrosión de las armaduras. Entre los factores desencadenantes que dan lugar a la corrosión se encuentran: iones despasivantes (especialmente Cl^-), el CO_2 atmosférico o cualquier sustancia que neutralice la alcalinidad, presencia de coque en contacto con la armadura, altas tensiones mecánicas en el acero, corrientes de interferencia, contacto galvánico entre dos metales, lixiviación por aguas blandas y las fisuras (Troconis *et al.*, 1997). Entre los factores que afectan se encuentran: la dosificación (relación agua/cemento, contenido de cemento), la compactación y la homogeneidad del hormigón, el espesor de recubrimiento del hormigón, la fisuración, el estado superficial de la armadura y la humedad ambiental. A continuación se detallan algunos de ellos.

3.3.1. FACTORES DESENCADENANTES

Con el paso del tiempo, el hormigón armado expuesto a la contaminación ambiental (CO_2 , Cl^- , SO_2 , entre otros) se convierte en un material que puede sufrir más o menos daños según sea la calidad del hormigón. Estos daños ocurren durante su vida útil, y afectan su funcionalidad y estabilidad, afectando los fines para los que fueron diseñados, produciendo corrosión del acero de refuerzo y, a causa de ello, daños como pérdida de su sección, fisuras del hormigón debido al aumento de volumen de los productos de corrosión, pérdida de adherencia acero/hormigón, entre otros daños.

Las causas generales para que inicie la corrosión en las estructuras de hormigón armado son dos: a) presencia de iones cloruro, los cuales pueden encontrarse en la

masa de hormigón por dos razones: porque los contengan las materias primas (adiciones, agua, cemento, arena) o porque penetren desde el exterior al estar situada la estructura en ambientes marinos (Troconis *et al.*, 1997) y b) pérdida de alcalinidad, la cual puede ocurrir debido a la carbonatación del hormigón o por lixiviación. Sin embargo, a pesar de que estos factores proporcionan las condiciones termodinámicas necesarias para provocar la corrosión en estado activo, la cinética del ataque depende de otros factores: oxígeno y humedad, que por sí solos son incapaces de producir la corrosión, pero controlan su velocidad cuando las armaduras se corroen en estado activo, acelerando o retardando el proceso. Sin la presencia simultánea de oxígeno y humedad resulta imposible la corrosión electroquímica (Escamilla, 2001).

La superación de un cierto límite de concentración de cloruros, variable en función de las características del hormigón y medio ambiente, y la carbonatación del hormigón son los factores necesarios o desencadenantes de la corrosión de las armaduras. Al darse al menos uno de estos factores imprescindibles, la peligrosidad del fenómeno viene condicionada por otros factores que, por sí solos, son incapaces de provocar la corrosión, pero que controlan en cambio, su cinética. Tales factores son las disponibilidades de oxígeno para el desarrollo del proceso parcial catódico, el grado de humectación, la resistividad y las adiciones en el hormigón, entre los más importantes. Por lo general, con el aumento del agua y del oxígeno se incrementa el ataque, mientras que las adiciones lo reducen, a veces sustancialmente (González, 1989).

Mientras no se destruya el estado pasivo, la durabilidad de las estructuras está garantizada, porque la eficacia de las películas pasivantes es muy grande. Pero tan pronto como los cloruros o la carbonatación rompen la pasividad, serán los factores condicionantes, la resistividad eléctrica del hormigón y la disponibilidad de oxígeno disuelto, los que controlan el desarrollo de la corrosión (González, 1987).

Cuando los agentes agresivos causan la corrosión del metal embebido, los compuestos producidos son más voluminosos que el acero y crean fuerzas expansivas que pueden exceder a la resistencia a la tracción del hormigón, pudiendo ocurrir en éste fisuras y delaminaciones y, con ello, la pérdida de adherencia entre el

hormigón y el acero de refuerzo. Esto, junto con la reducción de la sección transversal del acero, puede provocar serios problemas en la estructura, llegando incluso a hacer que esta colapse.

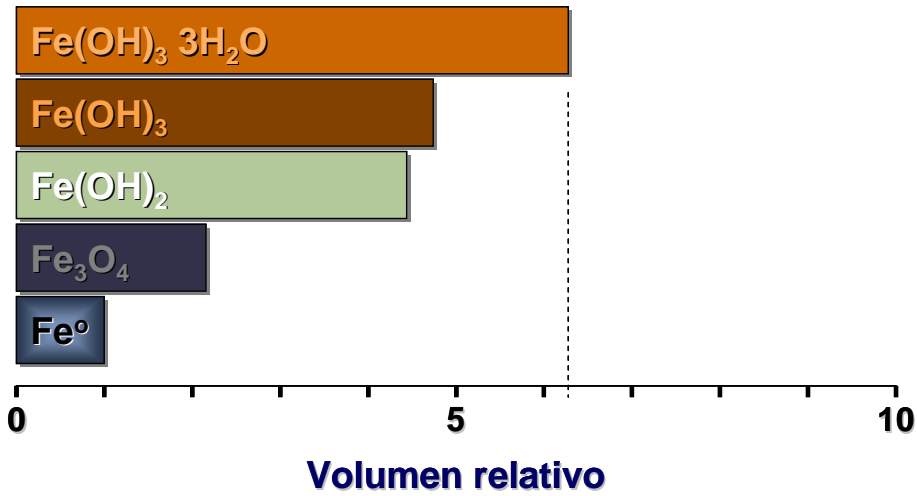


Figura 3.2. Volumen de productos de corrosión del acero

3.3.1.1. Penetración de iones cloruro.- Los iones cloruro son los iones despasivantes que afectan más directamente a la pasivación del refuerzo, provocando una disolución localizada de la capa pasiva, dando lugar a ataques puntuales (picaduras) que pueden reducir drásticamente la sección de trabajo del acero en períodos de tiempos relativamente cortos.

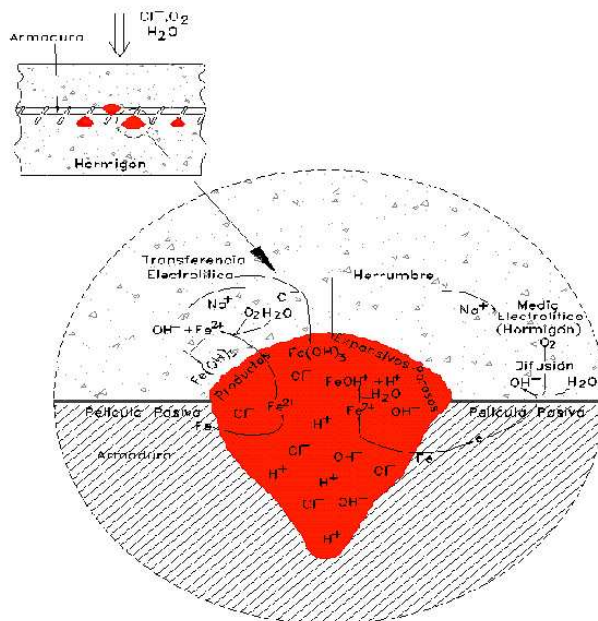


Figura 3.3. Corrosión por picaduras

Penetran a través de los poros del hormigón, pero sólo si éstos están total o parcialmente llenos de agua. Parte de los iones cloruro se pueden combinar con las fases aluminicas y ferríticas de los cementos, por lo que solo los cloruros que quedan sin combinar o “cloruros libres” causarían problemas a la capa pasiva (Troconis *et al.*, 1997).

El componente del cemento capaz de fijar iones cloruros es el aluminato tricálcico (C_3A), presente en el clinker de cemento Pórtland, de modo que los cementos sin adiciones, ricos en clinker, tienen mayor capacidad para fijar cloruros que los cementos con adiciones, a excepción de los que contienen escorias siderúrgicas. Cuando la capacidad para fijar cloruros aumenta, disminuye su profundidad de penetración debido a que se impide cualquier difusión posterior. Por esta razón, los cementos con poca cantidad de C_3A muestran generalmente mayores niveles de penetración que los cementos Pórtland (Escamilla, 2001).

El cemento posee una cierta capacidad física y química de combinarse con los iones cloruro (formando la sal de Friedell), dependiendo de la concentración de éstos en la fase acuosa de los poros. Sin embargo, como se dijo anteriormente, no todos los cloruros se pueden combinar, sino que siempre existe un equilibrio de disolución entre los cloruros combinados y los cloruros libres en dicha fase acuosa. A los efectos de la corrosión de las armaduras, solo intervienen inicialmente los iones cloruro libres en la fase acuosa de los poros.

El valor crítico de iones cloruro para que se dañe la película pasiva, es decir, para que exista peligro de corrosión, depende de muchas variables (GEHO-CEB, 1993) como: el tipo de cemento (contenido de álcalis), la finura del cemento, el contenido de yeso, el contenido de aluminato tricálcico, etc (Fernández, 1994).

Las diferencias entre el límite máximo de cloruros admitidos por los distintos códigos aparecen debido a la inexistencia de un límite único de aplicación general. En la Tabla 3.1 se resumen los valores críticos de cloruros admitidos en diferentes normas, en el caso de los cloruros que pudieran ser adicionados durante el amasado del hormigón, aportados por la totalidad de sus componentes.

Tabla 3.1. Valores críticos de cloruro en hormigón armado (Troconis *et al.*, 1997)

PAÍS	NORMA	LÍMITE MAX. DE Cl-	REFERIDO A:
USA	ACI 318	≤ 0,15% Cl- amb.	Cemento
USA	ACI 318	≤ 0,3% amb. normal	Cemento
USA	ACI 318	≤ 1% amb. seco	Cemento
INGLATERRA	CP-110	≤ 0,35% como min.	Cemento
AUSTRALIA	AS 3600	≤ 0,22%	Cemento
NORUEGA	NS 3474	≤ 0,6%	Cemento
ESPAÑA	EHE	≤ 0,40 %	Cemento
EUROPA	EUROCÓDIGO 2	≤ 0,22%	Cemento
JAPON	JSCE-SP 2	≤ 0,6 kg/m ³	Hormigón
BRASIL	NBR 6118	≤ 0,05%	Agua

Otra forma de ataque es la penetración de cloruros desde el exterior en un hormigón que inicialmente estaba ausente de ellos, siendo necesario diferenciar si penetran en el hormigón por estar la estructura en un ambiente marino o porque se hace uso de las sales de deshielo, ya que sus proporciones relativas en el exterior del hormigón pueden ser muy diferentes. El agua o ambiente marino contiene una cantidad constante de cloruros, pero en el caso de las sales de deshielo, su proporción exterior estará en proporción a las sales que se emplean al año debido a la frecuencia y duración de las heladas. Por lo tanto, se deberá tomar en cuenta para los cloruros que penetran desde el exterior: 1) el tiempo que tardan en llegar hasta la armadura, 2) la proporción que induce la despasivación y 3) la velocidad de corrosión que provocan una vez desencadenada la corrosión (Troconis *et al.*, 1997).

La penetración de cloruros se ve muy favorecida por los ciclos de humectación y secado de la superficie del hormigón con agua conteniendo cloruros, produciendo un aumento de éstos en la capa superficial. Al principio del período de humectación, una cantidad relativamente elevada de agua conteniendo cloruros penetra en el hormigón por succión capilar. Durante el período de secado, el agua se evapora y los cloruros permanecen en el hormigón. Este proceso puede causar un elevado aumento en cloruros en la zona de secado y humectación del hormigón. Por lo tanto, con respecto a la penetración de cloruros en el hormigón, los factores principales son la profundidad de penetración de agua en el hormigón y la permeabilidad de la

capa superficial, todo ello en relación con el espesor del recubrimiento de hormigón (GEHO-CEB, 1993).

En las mezclas de hormigón con adiciones como la microsílíce, las escorias de alto horno, cenizas volantes o mezclas de ellas, la penetración de cloruros por difusión es menor que la penetración en mezclas sin adiciones (Escamilla, 2001), ya que la porosidad del hormigón es menor.

Como resultado del proceso de difusión, la concentración de cloruros decrece desde la superficie hacia el interior del hormigón. En una estimación aproximada, puede suponerse que la profundidad de penetración sigue una ley proporcional a la raíz cuadrada del tiempo. Sin embargo, cálculos más precisos y observaciones basadas en la experiencia práctica muestran que la velocidad de penetración es menor (GEHO-CEB, 1993).

En cuanto al tiempo que tardan los cloruros desde el exterior en llegar a la armadura en una estructura ya construida, lo importante es conocer a qué profundidad han penetrado en el momento de hacer la inspección, ya que el recubrimiento de hormigón debe ser superior a la profundidad que sean capaz de alcanzar estos iones en el tiempo previsto de vida útil de la estructura.

Como se ha dicho, la velocidad de avance de los cloruros es, en general, una función de la raíz cuadrada del tiempo (Troconis *et al.*, 1997):

$$X_{Cl^-} = K_{Cl^-} \cdot \sqrt{t} \quad [3.1]$$

X_{Cl^-} = Profundidad alcanzada por una cierta proporción de cloruros

t = Tiempo

K_{Cl^-} = Constante dependiente del hormigón y del medio

El cálculo riguroso de K_{Cl^-} es complejo debido a la multitud de parámetros que influyen (porosidad del hormigón, tipo de cemento, nivel de contaminación exterior, contenido de humedad del hormigón, etc).

Una de las expresiones que más se emplea para efectuar la predicción de la velocidad de penetración o para ser ajustada a los perfiles de concentración de cloruros encontrados en las estructuras reales, es la solución de la segunda Ley de Fick, que se conoce como la función error:

$$C_x = C_s \cdot \left(1 - \operatorname{erf} \frac{X_{Cl^-}}{2\sqrt{D_{ap} \cdot t}}\right) \quad [3.2]$$

C_x = Concentración a la distancia x

C_s = Concentración superficial

X_{Cl^-} = Profundidad alcanzada

D_{ap} = Coeficiente aparente de difusión

t = Tiempo

Dado que la penetración de cloruros en el hormigón no sigue rigurosamente el comportamiento de la ecuación de Fick, esta ecuación se usa solo para fines de predicción, utilizando para fines prácticos la ecuación [3.1].

Los cloruros totales en el hormigón se pueden subdividir químicamente en combinados y libres. Es importante diferenciarlos ya que son los cloruros libres los responsables de la corrosión del acero de refuerzo (Troconis *et al.*, 1997). Los cloruros combinados son los que están íntimamente asociados al cemento hidratado y no son solubles en agua, por lo que inicialmente no contribuyen a la despasivación. Se combinan con los aluminatos de cemento formando una fase sólida denominada sal de Friedell. Esta habilidad del aluminato para fijar cloruros libres de la solución de poros puede disminuir el daño de corrosión para la armadura. El valor límite está expresado usualmente en contenido de cloruros totales, en base al peso de cemento u hormigón, como se indicaba en la Tabla 3.1, aunque se acepta que solo los cloruros libres son los responsables de despasivar la armadura (Alonso *et al.*, 2000). Por esta razón, los valores de cloruros más bajos se encuentran expresados como cloruros libres.

Generalmente se considera como valor límite permisible en el hormigón armado, el valor de 0,4% (Troconis *et al.*, 1997; Rincón *et al.*, 2002; Troconis *et al.*, 2004) de cloruros totales en relación a la masa de cemento. Sin embargo, otros investigadores utilizan este valor límite como cloruros libres (Rincón *et al.*, 2002; Troconis *et al.*, 2004). Es importante resaltar que la concentración de cloruros, aunque supere el nivel límite, no determina por sí sola la posibilidad de riesgos de corrosión o su severidad (Vidal *et al.*, 2007).

Los cloruros provocan una disolución localizada de la capa pasiva, dando lugar a ataques puntuales (picaduras) que pueden reducir drásticamente la sección de trabajo del acero, en espacios de tiempo relativamente cortos (Glass y Buenfeld, 1997).

En una recopilación de información de la literatura sobre el nivel límite de cloruros para la corrosión del acero en hormigón, Glass y Buenfeld (1997) indicaron que la concentración de hidróxido soluble en la solución de poros, la cual está determinada por la presencia de metales alcalinos, no es una medida adecuada de las propiedades inhibitorias del cemento, sino que es una propiedad importante de su habilidad para resistir una caída de pH a valores por debajo de los requeridos para sostener una capa pasiva. Además, exponen que los niveles límites de cloruros son mejor presentados cuando se expresan como contenidos de cloruros totales relativos al peso del cemento, con lo que el contenido de cloruro total se expresa respecto a la reserva alcalina del hormigón. Sin embargo, ellos piensan que son necesarios más trabajos para confirmar esta hipótesis (Glass y Buenfeld, 1997).

De tal manera, que todavía existe mucha incertidumbre sobre el límite de iones cloruro que debe considerarse en cada caso en particular. No obstante, es importante indicar que en la mayoría de los trabajos realizados en el Centro de Estudios de Corrosión de la Universidad del Zulia (Rincón *et al.*, 2002; Troconis *et al.*, 2004) se ha comprobado que el valor de 4.000 ppm de cloruros libres en base al peso del cemento (0,4%), es un valor bastante real, lo cual se ha confirmado con observaciones realizadas directamente sobre las barras de acero, una vez detectada la corrosión por diferentes técnicas electroquímicas (Rp, curvas de polarización cíclica, potenciales de corrosión).

Alonso *et al.* (2000) expone que los cloruros son los agresivos más comunes responsables de la corrosión del refuerzo. Cuando ellos alcanzan la superficie de la barra en una cierta proporción, se inicia un ataque local debido al deterioro de la capa pasiva. Alonso describe numerosas variables que influyen en el nivel límite, como: tipo de cemento, relación a/c, porosidad, temperatura, humedad relativa, fuente de penetración de cloruros, superficie rugosa de la barra, etc. La expresión del valor límite es usualmente hecha como un contenido de cloruro total, respecto al peso de cemento u hormigón. En otro estudio Frederiksen (2000) dice, al igual que Alonso *et al.* (2000), que cuando los cloruros penetran en el recubrimiento de hormigón y alcanzan al acero de refuerzo, el proceso de corrosión se iniciará cuando se alcanza una cierta concentración de cloruros.

Muchas estructuras de hormigón modernas expuestas a ambientes agresivos se fabrican con baja relación agua/cemento (menores a $a/c=0,40$) y un espesor de recubrimiento frecuentemente mayor a 45 mm. Estas medidas no sólo aumentan el tiempo de penetración de los cloruros para alcanzar la superficie del acero, sino que también minimizan las variaciones de humedad y temperatura en la profundidad del refuerzo, incrementando el límite de iones cloruro necesarios para la despasivación de la armadura (Troconis *et al.*, 1997).

3.3.1.2. Descenso del pH del hormigón.- La alcalinidad del hormigón puede disminuir por la reacción de sus componentes con el CO_2 del ambiente. El dióxido de carbono de la atmósfera penetra a través de los poros del hormigón y se disuelve en el agua contenida en ellos (fase acuosa del hormigón), reaccionando con los componentes alcalinos presentes en la fase acuosa del hormigón y dando lugar a reacciones de neutralización de todo el material (Troconis *et al.*, 1997). Cuando todo el $\text{Ca}(\text{OH})_2$, $\text{Na}(\text{OH})$ y $\text{K}(\text{OH})$ presentes en los poros han sido carbonatados, el pH comienza a descender (Escamilla, 2001) hasta un valor cercano a 9, que es crítico para la estabilidad de la capa pasiva de las armaduras (González, 1989).

El proceso de carbonatación se caracteriza por la diferenciación en el hormigón de dos zonas con valores de pH muy diferentes: $\text{pH}>12$ en la zona interior y, por lo general, de $\text{pH} < 9$ en la zona superficial y, como consecuencia, las armaduras pasan del estado pasivo al estado activo (Escamilla, 2001). La profundidad de la

capa carbonatada es función de muchas variables: de la concentración de CO₂ en el aire, que suele ser del 0,03% en volumen, de la cantidad de sustancia carbonatable (contenido de cemento y tipo de cemento), de la humedad del ambiente del hormigón y, en especial, de la permeabilidad del hormigón, de forma que en los hormigones de gran compactación la carbonatación penetra muy lentamente resultando prácticamente incarbonatables (González, 1989).

En hormigones muy secos o con humedades superiores al 80% (u hormigones saturados), se hace difícil la reacción de carbonatación o la difusión del CO₂, respectivamente. La humedad relativa que favorece al máximo la reacción de carbonatación está entre el 50 y el 60% (Escamilla, 2001).

3.3.2. FACTORES QUE AFECTAN LA CORROSIÓN

La resistencia de una estructura de hormigón armado contra la corrosión depende en gran parte de la calidad del hormigón, en la cual se incluye su composición y el cuidado con los cuales se ejecuta. A continuación se mencionan los puntos importantes en la calidad del hormigón: relación agua/cemento, contenido de cemento, mezclado, colocado, compactación y curado, fisuración y contenido de aire.

3.3.2.1. Relación agua/cemento.- La relación agua/cemento es el factor que más influye en la porosidad del hormigón y, por lo tanto, en todas las propiedades relacionadas con ella como la resistencia y su permeabilidad (Frederick, 1999). Cuando la relación a/c excede de 0,6 la permeabilidad aumenta considerablemente debido al incremento en la porosidad capilar.

La importancia de tener una pasta de cemento con baja relación agua/cemento es porque al tener poco contenido de agua ésta será más compacta (Figura 3.4), por lo que tendrá menos cantidad de poros conectados en donde se alojará la humedad, impidiendo la difusión de iones que puedan iniciar el proceso de corrosión. En una pasta con mayor contenido de agua habrá mayor porosidad y mayor permeabilidad. Esto es importante en el proceso de corrosión del acero de refuerzo ya que, tanto el

oxígeno como los iones agresivos, pueden difundir más fácilmente hacia el acero a través del hormigón.

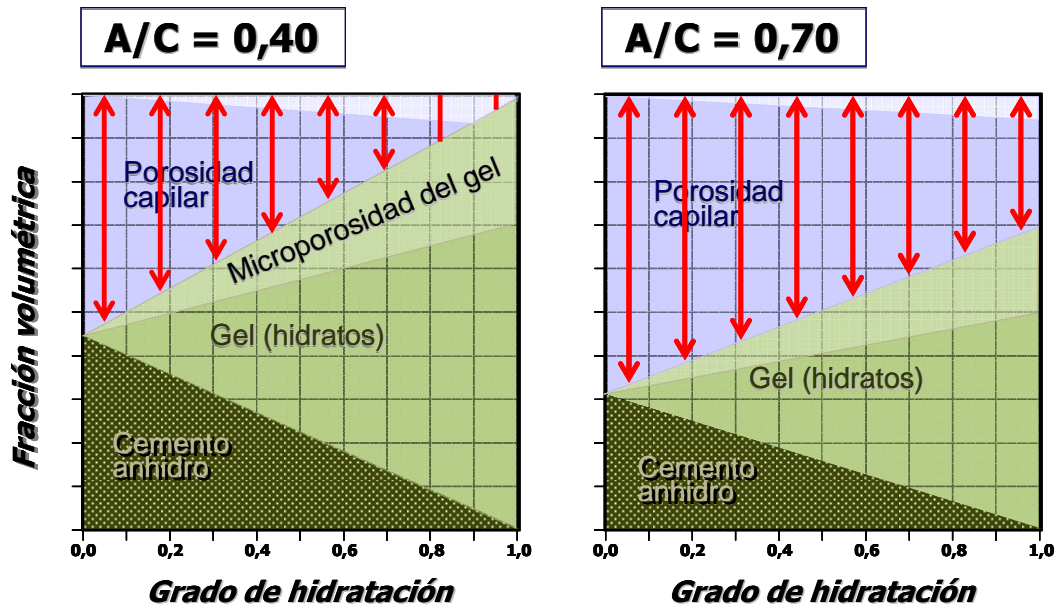


Figura 3.4. Influencia de la relación agua/cemento y del curado (grado de hidratación) en la porosidad del hormigón

3.3.2.2. Contenido de cemento.- Existen diferentes tipos de cemento Pórtland en el mercado venezolano, los cuales están clasificados de acuerdo a la norma ASTM C150 (1996) según sus características como por ejemplo: la resistencia al sulfato del cemento se logra minimizando el contenido de aluminato tricálcico, pues este compuesto es el más susceptible al ataque por sulfatos (Miller y Fielding, 1997).

Cuando los cementos reaccionan con el agua el hormigón fragua y endurece. La cantidad de agua necesaria para que se dé esta reacción química es de alrededor un 23% del peso del cemento. Como generalmente se adiciona más cantidad, el agua que no reacciona se absorbe en la superficie o queda ocupando espacios que constituyen los poros, siendo este exceso de agua el responsable de la porosidad y permeabilidad del hormigón endurecido. El agua presente en estos poros tiene características alcalinas debido a que en ella se disuelven los iones productos de las reacciones del cemento como son Ca^{+2} , OH^- , Na^+ , K^+ y SO_4^{-2} .

3.3.2.3. Fisuración.- En el hormigón fisurado, tanto la carbonatación como los cloruros evidentemente tienden a penetrar más deprisa hacia las armaduras que en el hormigón no fisurado. El espesor de recubrimiento del hormigón es de gran importancia en relación con la influencia de las fisuras. El ancho de éstas, si no excede los 0,4 mm, tiene menor importancia. Cuando el ancho de las fisuras medido en la superficie del hormigón es menor de 0,4 mm es frecuente observar que se produce un proceso de autocicatrización, como consecuencia de los depósitos cálcicos, de suciedad y de productos derivados de la corrosión. En este caso, es probable que si se reinicia el proceso corrosivo acabe deteniéndose o reduciéndose de forma significativa (GEHO-CEB, 1993).

Como ya se mencionó, la despasivación de las armaduras puede ocurrir si la carbonatación o los cloruros han alcanzado la armadura. Las medidas de corriente de corrosión indican que normalmente se presenta una corrosión por macroceldas de forma que el acero expuesto en la región de la fisura actúa anódicamente mientras que el proceso catódico tiene lugar en áreas no fisuradas situadas al lado de las fisuras. Debido a este proceso de macroceldas, es obvio que los anchos de fisura son de menos importancia después de la despasivación completa de la zona, dado que el proceso catódico es el principal factor determinante de la velocidad de corrosión (GEHO-CEB, 1993).

Los resultados de ensayos de exposición e inspecciones in situ confirman estos fundamentos teóricos. La influencia del ancho de fisura sobre la velocidad de corrosión de la armadura es relativamente pequeña dentro del rango habitual de anchos de fisuras (hasta 0,4 mm).

Las fisuras transversales a las armaduras son menos perjudiciales que las longitudinales. Esto se debe a que, en las fisuras transversales, la corrosión queda confinada en pequeñas áreas superficiales, por lo que el riesgo de desprendimiento del recubrimiento de hormigón no existe. Las fisuras que atraviesan las armaduras pueden ser muy perjudiciales si las superficies horizontales del hormigón están directamente afectadas por agua que contenga cloruros (GEHO-CEB, 1993).

3.4. NORMAS PARA LA PREVENCIÓN DE LA CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS EN EL HORMIGÓN

Muchos países han elaborado normas para prevenir el deterioro de las estructuras de hormigón armado a causa de la corrosión prematura de las armaduras, para así evitar que este proceso genere daños intolerables antes de finalizar el plazo de vida útil previsto.

Las Normas de construcción utilizadas en Venezuela son las Normas COVENIN (Comisión Venezolana de Normas Industriales), que son el resultado de consultas de normas internacionales y nacionales, de asociaciones o empresas relacionadas con la materia. Es por esto, que a lo largo del trabajo de destacan normas ASTM y ACI, que son las de mayor influencia en Venezuela, o en caso de que exista, la Norma COVENIN equivalente. Pero en el caso de durabilidad de las estructuras de hormigón armado, los estudios y resultados son apoyados en las normas mencionadas a continuación.

En este estudio se han analizado tres normativas relacionadas con la durabilidad de las estructuras de hormigón armado, dos de ellas, las de mayor influencia internacional: el código americano ACI 318 (1999), apoyado por los documentos ACI 222R (1996) y ACI 201.2R (1992), utilizado en muchos países de América; el Eurocódigo 2 (1993), auxiliado por la norma EN 206 (2000) que toma en cuenta la Guía de Durabilidad del CEB (1993), de influencia en toda Europa. También se analizará la Instrucción de Hormigón Estructural Española, la EHE (1999), de gran interés porque quizás sea la norma que más ha abordado la durabilidad de las estructuras de hormigón respecto a la corrosión de armaduras. Esta Instrucción difiere un poco de la europea, como podrá observarse a lo largo de esta exposición.

3.4.1. EVALUACIÓN DE LA AGRESIVIDAD AMBIENTAL

El punto de partida de cualquier recomendación para asegurar la durabilidad de las estructuras debe ser la evaluación de la agresividad de los ambientes en donde puedan ubicarse. En este caso se analizarán sólo los que puedan favorecer el proceso de corrosión de armaduras, que es el objeto del presente estudio,

prescindiendo de los ambientes que puedan generar otros procesos destructivos en el hormigón.

Todas las normativas establecen una clasificación de la agresividad de los ambientes. Las más desarrolladas hacen distinción teniendo en cuenta la posibilidad de que se puedan presentar las dos causas básicas reconocidas como responsables del inicio de la corrosión de armaduras, es decir, la pérdida de la alcalinidad del hormigón en el entorno de la armadura y la presencia de iones despasivantes, especialmente de cloruros, por encima de una concentración determinada al nivel de la armadura.

3.4.1.1. Carbonatación.- El proceso más característico que ocasiona la pérdida de la alcalinidad del hormigón es, como se ha dicho anteriormente, la carbonatación, la cual se produce a consecuencia de la reacción del CO_2 ambiental con los hidróxidos formados en la hidratación del cemento.

Asumiendo que la concentración de CO_2 es prácticamente la misma y relativamente constante en cada ambiente, el factor que más influye en el proceso de carbonatación es la humedad del hormigón. Para que este gas penetre en su interior con relativa facilidad es necesario que el hormigón no tenga todos sus poros llenos de agua pues, en ese caso, la difusión del CO_2 a través del mismo sería extraordinariamente lenta. La elevada saturación de agua en el hormigón, por tanto, preservará de la pérdida de alcalinidad por carbonatación, y valores muy bajos de humedad tampoco serán problemáticos para las armaduras porque para que se produzca la carbonatación hace falta una cantidad de agua en el hormigón, aparte de que el agua es indispensable para el proceso corrosivo.

Las circunstancias más propicias para la carbonatación son las correspondientes a humedades intermedias ($\text{HR} \approx 50\text{-}70\%$) y más aún las alternancias de humectación y secado. Ambas son las que se presentan frecuentemente en las regiones de pocas lluvias donde las precipitaciones, aunque escasas, hacen que el hormigón disponga de suficiente humedad para el desarrollo tanto de la carbonatación como de la corrosión y los largos períodos de sequía aseguran cierto secado del agua de los

poros, al menos del hormigón del recubrimiento, facilitando así la entrada tanto de CO₂ como de oxígeno hasta el nivel de las armaduras.

Las normativas que contemplan estas posibilidades de carbonatación son la norma europea EN 206 (de referencia en el Eurocódigo 2) y la Instrucción española EHE que realizan clasificaciones de acuerdo con el grado en que las circunstancias ambientales que permiten el desarrollo de estos procesos. Los ambientes, en cuanto a las posibilidades de corrosión inducida por carbonatación, se evalúan a través de las clases de exposición a las que pueden verse sometidas las estructuras ubicadas en ellos. La EHE distingue dos clases (Tabla 3.2): la IIa (humedad alta) y la IIb (humedad media), más agresiva la última por lo explicado anteriormente.

Tabla 3.2. Clases generales de exposición relativas a la corrosión de armaduras según la Instrucción española EHE (1999)

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso	
	No agresivo	I	Ninguno	-interiores de edificios, no sometidos a condensaciones -elementos de hormigón en masa
Normal	Humedad alta	IIa	Corrosión de origen diferente de los cloruros	-interiores sometidos a humedades relativas medias-altas(>65%) o a condensaciones -exteriores en ausencia de cloruros y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm -elementos enterrados o sumergidos
	Humedad media	IIb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	-exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm
Marina	Aérea	IIIa	Corrosión por cloruros	-elementos de estructuras marinas por encima del nivel del pleamar -elementos exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera a menos de 5 km
	Sumergida	IIIb	Corrosión por cloruros	-elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente por debajo del nivel mínimo de bajamar
	En zona de mareas	IIIc	Corrosión por cloruros	-elementos de estructuras marinas situadas en la zona de carrera de mareas
Con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	Corrosión por cloruros	-instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros no relacionados con el ambiente marino -superficies expuestas con sales de deshielo no impermeabilizadas

La norma EN 206 (Tabla 3.3) distingue cuatro clases: XC1, XC2, XC3 y XC4. El código ACI 318 no presenta referencias a ningún tipo de clasificación en cuanto a este proceso. El documento auxiliar ACI 201.2R sólo hace una exposición didáctica de la carbonatación pero sin llegar a clasificar los ambientes que la propician.

Tabla 3.3. Clases de exposición (selección de las relativas a la corrosión de armaduras) según la norma EN 206 (2000)

Designación	Descripción del ambiente	Ejemplos
1. Sin riesgo de corrosión		
X0	Para hormigón en masa: todos los ambientes, excepto donde hay acciones de deshielo, abrasión y ataque químico	Hormigón en interiores de edificios, con niveles de humedad muy bajos
2. Corrosión inducida por carbonatación		
Cuando el hormigón armado está expuesto a ambientes húmedos, la exposición debe ser clasificada de la siguiente forma: NOTA: Las condiciones de humedad a considerar en el recubrimiento de hormigón, en algunos casos, pueden ser las mismas que las del ambiente circundante. En estos casos, la clasificación de dicho ambiente debe ser la adecuada. Esta observación no es válida en el caso de existir una barrera entre el hormigón y el ambiente		
XC1	Seco o permanentemente húmedo	Hormigón armado en el interior de edificios con humedad relativa baja Hormigón permanentemente sumergido
XC2	Húmedo, raramente seco	Superficies de hormigón sometidas a contacto con el agua durante largos períodos Cimentaciones
XC3	Humedad moderada	Hormigón armado en el interior de edificios con humedad relativa moderada Hormigón en exteriores protegidos de la lluvia
XC4	Ciclos húmedos y secos	Superficies de hormigón en contacto con agua, no incluidas en la clase XC2
3. Corrosión inducida por cloruros de origen distinto del marino		
XD1	Moderadamente húmedo	Superficies de hormigón expuestas a los cloruros contenidos en aire
XD2	Húmedo, raramente seco	Piscinas Hormigón expuesto a la acción de aguas industriales que contienen cloruros
XD3	Ciclos húmedos y secos	Partes de puentes expuestos a salpicaduras que contienen cloruros
4. Corrosión inducida por los cloruros presentes en agua de mar		
XS1	Exposición a la acción de la sal contenida en el aire pero no en contacto con el agua de mar	Estructuras cerca del mar o en la costa
XS2	Permanentemente sumergidas	Partes de estructuras marítimas
XS3	Zonas expuestas a la acción de la marea o salpicaduras	Partes de estructuras marítimas

3.4.1.2. Cloruros.- En los ambientes donde existen abundante disponibilidad de cloruros para penetrar en el hormigón, la influencia de la humedad es diferente a la que tiene en los que provocan carbonatación puesto que los iones requieren la presencia de agua para penetrar por difusión. Por tanto, en este caso, cuanto mayor es el grado de humedad en el hormigón más fácilmente podrán llegar los cloruros hasta el nivel de las armaduras, aunque en condiciones de completa saturación la corrosión se vuelve más lenta por la dificultad de penetración del oxígeno, indispensable para este proceso. También en los ambientes con cloruros las condiciones de humectación y secado son las más perjudiciales debido a que en estas circunstancias los cloruros, además de por difusión, penetran con toda la concentración que posee el agua cuando ésta entra en el hormigón por absorción capilar a través de su red porosa, y éstos permanecen en su interior aunque se produzca el secado. Los ciclos continuados de humectación y secado acelerarán el proceso de corrosión ya que en estas condiciones no se dificulta el acceso de oxígeno.

Como se sabe, la fuente universal de cloruros es el agua de mar; por tanto, los ambientes agresivos en cuanto a la posibilidad de aportación de estos iones son los marinos. Pero, como es evidente, tendría que distinguirse entre los que se encuentran a cierta distancia de la línea de costa donde las estructuras sólo podrían recibir cloruros transportados por vía aérea, de los que se presenta en las zonas de salpicaduras o en la zona de mareas, que son los más agresivos tanto porque se dan los procesos de humectación y secado y se permite también la entrada de oxígeno. Las condiciones de permanente inmersión presentan una agresividad menor, pese a la asegurada presencia de Cl^- , por la menor difusividad de éste en un hormigón saturado y a la ausencia de oxígeno.

Existen otros orígenes de iones cloruros distintos del agua de mar como, por ejemplo, las aguas de piscinas en donde aparecen como resultado de sus tratamientos. También pueden estar presentes en ciertas aguas industriales y en las proximidades de las zonas donde se emplean sales de deshielo. En todos estos casos cabría distinguir si la estructura los recibe sólo por vía aérea, si ésta permanece siempre sumergida en el agua que los contiene o si se encuentra sometida a alternancia de humectaciones y secados.

Las sales contenidas en el agua de mar, además de cloruros, poseen también moderadas cantidades de sulfatos que pueden atacar directamente al cemento (a través del aluminato tricálcico), esta agua se ha considerado más agresiva frente a las armaduras en el hormigón que otras en donde estén ausentes los sulfatos. Y aunque se empleen cementos con baja concentración de aluminato tricálcico, como normalmente se hace en construcciones marinas para disminuir el riesgo de ataque directo al hormigón, no mejoran mucho las condiciones para las armaduras, pues con la reducción de C_3A se priva al hormigón de una sustancia importante para la estabilidad de armaduras ya que ese aluminato retiene una proporción considerable de cloruros y su presencia disminuiría la probabilidad de que estos lleguen a la superficie de las armaduras y dañen la capa pasiva. Por esta razón, cuando se trata de ambientes que aporten cloruros conviene hacer distinción entre los que proceden del agua de mar y los que tienen otros orígenes.

De acuerdo con estos criterios, tanto la EHE española como la EN 206 europea establecen tres clases de exposición para los ambientes marinos, según puede observarse en las Tablas 3.2-3.3. El Eurocódigo 2 hace una clasificación poco matizada frente a la corrosión de las armaduras (Tabla 3.4) pero, aunque con frecuencia remite a la EN 206, en esta clasificación no está muy acorde con ella.

Para los ambientes con cloruros de origen distinto a los marinos la EN 206 mantiene el mismo criterio y establece también tres grados de exposición; en cambio, la EHE, considera una sola clase de exposición para cualquier ambiente que pueda aportar cloruros distintos de los marinos.

El código ACI 318 enfoca su discusión en la durabilidad general del hormigón, especialmente frente al hielo-deshielo y al ataque por sulfatos, más que ante la corrosión de armaduras, de forma que, no especifica ninguna clase para la carbonatación y sólo considera una clase de exposición para la posibilidad de penetración de cloruros, como puede observarse en la Tabla 3.5, y no distingue si éstos proceden de sales de deshielo, del agua de mar o de otras aguas salinas, ni si se trata de un contacto permanente con estas aguas o contacto esporádico. Los documentos ACI 222R y 201.2R tampoco distinguen ni clasifican los tipos de ambientes frente a la corrosión de armaduras. Lo que sí establecen estas normas,

de forma precisa, son las cantidades máximas de cloruros que pueden ser aportadas por los componentes del hormigón.

Tabla 3.4. Tipos de exposición en función de las condiciones ambientales según el Eurocódigo 2 (1993)

Tipo de exposición		Ejemplo de condiciones ambientales
1. Ambiente seco		Interiores de edificios para viviendas y oficinas(1)
2. Ambiente húmedo	a. sin heladas	-Interior de edificios con elevada humedad (ej. lavanderías) -elementos exteriores -elementos interiores en suelos no agresivos y/o aguas
	b. con heladas	-elementos exteriores expuestos al hielo -elementos en suelos no agresivos y/o agua expuestos al hielo -elementos interiores con elevada humedad y expuestos al hielo
3. Ambiente húmedo con hielo y sales descongelantes		Elementos exteriores e interiores expuestos al hielo y agentes de deshielo
4. Ambiente marino	a. sin hielo	-elementos parcial o totalmente sumergidos en agua salada o en la zona de salpicadura -elementos en aire saturado de sal (zonas costeras)
	b. con hielo	-elementos parcialmente sumergidos en agua salada o en la zona de salpicadura y expuestos al hielo -elementos en aire saturado de sal y expuestos al hielo
Los casos siguientes se pueden dar independientemente o en combinación con los tipos anteriores		
5. Ambiente químicamente agresivo (2)	a	-ambiente de una agresividad química débil (gas, líquido o sólido)
	b	-ambiente de una moderada agresividad química (gas, líquido o sólido)
	c	-ambiente de una alta agresividad química (gas, líquido o sólido)

(1) Este tipo de exposición es válido únicamente si durante la construcción, la estructura o alguno de sus elementos no están expuestos a condiciones más severas durante un período prolongado de tiempo

(2) Los ambientes químicamente agresivos están clasificados en la Norma ISO/DP 9690. Se pueden utilizar las siguientes condiciones de exposición equivalentes:

Tipos de exposición 5a: Clasificación Norma ISO A1G, A1L, A1S

Tipos de exposición 5b: Clasificación Norma ISO A2G, A2L, A2S

3.4.2. MEDIDAS A TOMAR SEGÚN LA AGRESIVIDAD AMBIENTAL

Para mantener la estabilidad de las armaduras en los ambientes donde se suelen ubicar las estructuras, las medidas que establecen las normativas, acordes con la agresividad de éstos, se orientan esencialmente en: 1) hormigón de la calidad adecuada, 2) espesor de recubrimiento de hormigón adecuado y 3) evitar diseños constructivos que favorezcan la permanencia de agua sobre la superficie del hormigón.

En el caso de condiciones muy severas de exposición, todas las normas indican que habrá que considerar la posible necesidad de emplear barreras protectoras sobre la superficie del hormigón o sobre las armaduras.

Tabla 3.5. Prescripciones para condiciones especiales de exposición según el Código ACI 318 (1999)

Condición de exposición	Relación agua/cementante máxima, por peso	fc mínimo, kg/cm ²
Hormigón destinado a tener baja permeabilidad cuando es expuesto a agua	0,50	280
Hormigón expuesto a hielo y deshielo	0,45	315
Para la protección contra corrosión del refuerzo de hormigón expuesto a cloruros de químicos de deshielo, agua de mar, etc.	0,40	350

3.4.2.1. Calidad del hormigón del recubrimiento.- La calidad de un hormigón se encuentra influenciada fundamentalmente por su porosidad capilar, la cual está íntimamente relacionada con el valor de la relación agua/cemento empleada en el amasado y con la dosis de cemento que posee. También juega un papel muy importante el curado, la compactación del hormigón fresco y la fisuración en estado endurecido, pero estos son factores que, en general, se alcanzan de forma relativamente satisfactoria en la mayoría de los hormigones, por lo que no cabe actuar mucho sobre ellos para hacer frente a la agresividad de los ambientes.

a. Relación agua/cemento.- Todas las normas analizadas en este trabajo recomiendan o prescriben un valor máximo de la relación a/c para cada una de las posibles clases de exposición que contemplan. El Eurocódigo (a través de la norma EN 206) indica como recomendación los valores mostrados en la Tabla 3.6, en cambio la Instrucción Española EHE prescribe con carácter obligatorio los mostrados en la Tabla 3.7. También lo prescribe obligatoriamente el código ACI 318, salvo que éste, como considera un único tipo de ambiente a efectos de la disponibilidad de cloruros, sólo prescribe un valor de la relación a/c (Tabla 3.5).

b. Dosis de cemento.- Tanto la norma EN 206 como la EHE establecen también cantidades mínimas de cemento (Tablas 3.6 y 3.7), como recomendaciones o prescripciones, respectivamente, para las distintas clases de exposición, aspecto que no contempla la ACI, pero ésta, establece obligatoriamente un determinado valor de resistencia mecánica para el hormigón (Tabla 3.5), propiedad que sin duda puede estar relacionada con su porosidad y puede ensayarse más fácilmente que la relación a/c o que la dosis de cemento, además suele determinarse frecuentemente en los procesos de control de la calidad.

c. Resistencia mecánica.- Como puede observarse en la Tabla 3.6, la norma europea también indica unos valores para la resistencia del hormigón ante las diversas clases de exposición ambientales, pero lo hace con carácter de recomendación, y la EHE lo establece sólo a título ilustrativo (Tabla 3.8) para indicar la resistencia que es previsible que alcance el hormigón si se dosifica con los valores de a/c y con la dosis de cemento prescritos.

Tabla 3.6. Valores límites especificados para conseguir la durabilidad del hormigón armado según la norma EN 206 (2000)

Propiedad		a/c máxima	Clase de resistencia mínima	Cantidad mínima de cemento (kg/m ³)	Cantidad mínima de aire (%)	Otros requisitos
Clases de exposición	Sin riesgo de corrosión	X0	-	C12/15	-	-
	Carbonatación	XC1	0,65	C20/25	260	-
		XC2	0,60	C25/30	280	-
		XC3	0,55	C30/37	280	-
XC4		0,50	C30/37	300	-	
Corrosión inducida por cloruros de agua de mar	XS1	0,50	C35/45	300	-	
	XS2	0,45	C35/45	320	-	
	XS3	0,45	C35/45	340	-	
Corrosión inducida por cloruros distintos a agua de mar	XD1	0,55	C30/37	300	-	
	XD2	0,55	C30/37	300	-	
	XD3	0,45	C35/45	320	-	
Ataque hielo/deshielo	XF1	0,55	C30/37	300	-	Agregados que se ajusten a prEN 12620:2000 con suficiente resistencia a hielo/deshielo
	XF2	0,55	C25/30	300	4,0	
	XF3	0,50	C30/37	320	4,0	
	XF4	0,45	C30/37	340	4,0	
Ambientes con sustancias químicas agresivas	XA1	0,55	C30/37	300	-	Cemento resistente a sulfato
	XA2	0,50	C30/37	320	-	
	XA3	0,45	C35/45	360	-	

d. Curado del hormigón del recubrimiento.- Todas las normas analizadas consideran que el buen curado del hormigón del recubrimiento es fundamental para aprovechar al máximo el beneficio de la relación a/c y de la dosis de cemento

empleadas y, de esa forma, proteger adecuadamente la armadura, pero sólo se han encontrado referencias concretas del plazo de curado en función del tipo de ambiente en unos comentarios de la Instrucción EHE, en donde se indica que para las clases de exposición III y IV el curado deberá prolongarse un 15% respecto a las de los ambientes menos agresivos.

Tabla 3.7. Valores prescritos para relación agua/cemento y para la cantidad de cemento en función de las clases de exposición ambientales según la instrucción española EHE (1999)

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición												
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
Máxima relación a/c	Masa	0,65	-	-	-	-	-	-	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,50
	Armado	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,50
	Pretensado	0,60	0,60	0,55	0,50	0,45	0,45	0,45	0,50	0,45	0,45	0,55	0,50	0,50
Mínimo contenido de cemento (kg/m ³)	Masa	200	-	-	-	-	-	-	275	300	325	275	300	275
	Armado	250	275	300	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300
	Pretensado	275	300	300	300	325	350	325	325	350	350	300	325	300

Tabla 3.8. Valores de la resistencia indicados por la instrucción española EHE en función de las clases de exposición ambientales (1999)

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición												
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc	H	F	E
Resistencia mínima (N/mm ²)	Masa	20	-	-	-	-	-	-	30	30	35	30	30	30
	Armado	25	25	30	30	30	35	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	35	35	30	30	30

e. Compactación del hormigón.- Existe total acuerdo en las normativas estudiadas sobre la importancia de la adecuada compactación del hormigón fresco para prevenir los problemas de durabilidad, debiendo ser suficiente para eliminar al máximo el aire atrapado pero no excesiva para evitar la formación de una lechada superficial débil por ser demasiado rica en agua. En ninguna de ellas se ha observado indicaciones concretas para los ambientes con mayores riesgos de carbonatación o de aportes de cloruros.

f. Fisuración.- El hormigón armado se puede encontrar fisurado por efecto de las cargas mecánicas normales a las que suele verse sometido, y esta fisuración sin duda, afecta a la calidad del recubrimiento, pero las normas parecen tener en cuenta

que este tipo de fisuración, que suele ser perpendicular a la dirección de la armadura, no influye tanto como pudiera parecer en la durabilidad de éstas. Por ello, en las normas estudiadas los límites son relativamente tolerantes.

El Eurocódigo 2 indirectamente contempla la posibilidad de límites para la fisuración en ambientes agresivos mediante limitación de las tensiones, lo que se hace indicando que: “puede ser conveniente considerar la limitación de la tensión de compresión a $0,6 f_{ck}$ en áreas expuestas a los ambientes de exposición de los tipos 3 ó 4”. La EHE prescribe unos valores límites explícitos para las aberturas de fisura en función del tipo de ambiente (Tabla 3.9). Los documentos ACI 222R lo único que indican es que: “las fisuras de anchos menores de 0,3 mm tienen pequeña influencia en la corrosión del acero de refuerzo” (ACI 222R, 1996).

Tabla 3.9. Valores máximos de la abertura de fisuras según la instrucción española EHE (1999)

Clase de exposición	w_{max} (mm)	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 ¹
IIIa, IIIb, IV, F	0,2	Descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0,1	

¹ Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación de acciones cuasipermanentes

3.4.2.2. Espesor del recubrimiento.- En este aspecto existe total unanimidad en que hay que aumentarlo especialmente cuando el ambiente puede aportar iones cloruro. Como ocurre en otros casos, las normas europeas y la española hacen distinción entre las exigencias para los diferentes ambientes como puede observarse en las Tablas 3.10-3.11. El Código ACI indica que para hormigones no expuestos directamente a la intemperie el espesor de recubrimiento no debe ser menor a 1 1/2” (3,8 cm) para vigas o columnas, y para hormigón expuesto a la intemperie o en contacto con terreno, se requiere un recubrimiento de por lo menos 2” (5 cm) si el hormigón tiene una relación a/c del hormigón de 0,40. También contemplan la posibilidad de tener que aumentar este espesor a 3” (7,6 cm) e incluso a 4” (10 cm) si la relación a/c sube a 0,45 ó más y se trata de exposiciones severas marinas.

Tabla 3.10 Valores mínimos del espesor de recubrimiento sobre las armaduras según en Eurocódigo 2 (1993)

Recubrimiento mínimo ^{1,2} (mm)	Tipo de elemento	Tipo de exposición ^{2,3}								
		1	2a	2b	3	4a	4b	5a	5b	5c ³
	Hormigón armado	15	20	25	40	40	40	25	30	40
	Hormigón pretensado	25	30	35	50	50	50	35	40	50

- 1) En el caso de elementos tipo losa, se puede hacer una reducción de 5 mm en los tipos de exposición 2-5
- 2) Se puede hacer una reducción de 5 mm cuando los hormigones de clase C40/50 y superiores se utilicen para hormigón armado en exposiciones de los tipos 2a-5b, y para hormigón pretensado en exposiciones de los tipo 1-5b.
- 3) En el caso de exposiciones del tipo 5c, se dispondrá una barrera protectora para evitar el contacto directo con el medio agresivo

Tabla 3.11. Valores mínimos del espesor de recubrimiento sobre las armaduras según la instrucción española EHE (1999)

Resistencia característica del hormigón (N/mm ²)	Tipo de elemento	Recubrimiento mínimo (mm) Según la clase de exposición (**)									
		I	Ila	Ilb	Illa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc
25 ≤ f _{ck} < 40	General	20	25	30	35	35	40	35	40	(*)	(*)
	Elementos prefabricados y láminas	15	20	25	30	30	35	30	35	(*)	(*)
f _{ck} ≥ 40	General	15	20	25	30	30	35	30	35	(*)	(*)
	Elementos prefabricados y láminas	15	20	25	25	25	30	25	30	(*)	(*)

(*) El proyectista fijará el recubrimiento a objeto de que se garantice adecuadamente la protección de las armaduras frente a la acción agresiva ambiental

(**) En el caso de clases de exposición H, F ó E, el espesor de recubrimiento no se verá afectado

3.4.2.3. Detalles constructivos de diseño.- Finalmente, se debe observar los detalles de diseño de las estructura ya que también pueden contribuir a su durabilidad. Todas las normas y guías dan recomendaciones en el sentido de evitar la permanencia de humedades innecesarias sobre la superficie del hormigón, pero otras se extienden también a otros aspectos como el de permitir una buena compactación del hormigón o el de disminuir la fisuración.

Por ejemplo, el Eurocódigo 2 señala, entre otros aspectos, que el proyecto deberá tener en cuenta “la elección de una forma estructural que minimice la absorción de agua o la exposición a la humedad” y que “el tamaño, forma y los detalles de proyecto de aquellos elementos constructivos o estructuras que se hallen expuestos han de ser tales que permitan un buen drenaje y eviten la formación de torrenteras y el estancamiento de aguas...”

La instrucción EHE, como se ha dicho, es de las normativas que ha hecho más énfasis en la durabilidad de las estructuras, lo que le ha llevado, incluso, a especificar una designación preceptiva para el hormigón en la que tiene que incluirse la clase de exposición correspondiente al ambiente donde va a ubicarse la estructura (Tabla 3.12), aunque eso no sea una característica propia del hormigón, pero con ello intenta lograr que la durabilidad del hormigón sea tenida en cuenta por el proyectista.

Tabla 3.12 Designación de los hormigones según la instrucción española EHE (1999)

Los hormigones se tipificarán de acuerdo con el siguiente formato (lo cual deberá reflejarse en los planos de proyecto y en las prescripciones técnicas particulares del proyecto):

T – R / C / TM / A

donde:

T Indicativo que será HM en el caso de hormigón en masa, HA en el caso de hormigón armado y HP en el de pretensado

R Resistencia característica especificada, en N/mm^2

C Letra inicial del tipo de consistencia

TM Tamaño máximo del árido en milímetros

A Designación del ambiente

3.5. ENSAYOS ELECTROQUÍMICOS EN EL ESTUDIO DE LA CORROSIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Los métodos electroquímicos se utilizan cuando se requiere información en un plazo limitado de tiempo. Estos van desde la simple medida de los potenciales del electrodo (que pueden suministrar indicaciones sobre el estado activo o pasivo de las armaduras, pero no sobre su cinética de corrosión), a la medida de las velocidades instantáneas de corrosión por el método de la resistencia de polarización y al trazado de las curvas potencial-intensidad (González, 1989).

Las técnicas electroquímicas dan información acerca del proceso de corrosión pero no pueden revelar el estado de deterioro del acero. Los resultados que se obtienen son únicamente válidos para las condiciones particulares en las que se realiza las medidas, porque los datos obtenidos dependen en gran medida de las condiciones de humedad existentes en el momento de hacer los ensayos (Escamilla, 2001).

3.5.1. MEDIDA DEL POTENCIAL

El valor de potencial informa, en combinación con el pH del medio, de los posibles estados del acero de la estructura de hormigón armado y podría, incluso, dar una indicación cinética cualitativa, asociando los riesgos graves al estado activo y las garantías de durabilidad suficiente al estado pasivo o a las condiciones de inmunidad de los diagramas de potencial-pH de Pourbaix (González, 1989).

Más que el valor del potencial en sí, lo que identifica y delimita las áreas expuestas a riesgos serios de corrosión son las diferencias de potencial dentro de una misma estructura. Las zonas con potenciales más negativos son las que actúan como ánodos frente al resto de la estructura y las que necesitan la adopción de medidas preventivas, de reparación o de mantenimiento, cuando ya se haya producido el deterioro. La técnica revela si se está produciendo corrosión y dónde, en el momento de realizar la medida, pero no el grado de ataque sufrido ya por la estructura ni, por consiguiente, su vida remanente en servicio. Ésta es una limitación común a todas las técnicas indirectas de estimación de la corrosión por vía electroquímica (González, 1989).

Si bien en una estructura esta técnica resulta muy valiosa para descubrir y establecer los límites de las áreas donde es muy activo el fenómeno de corrosión, no sirve para cuantificar la cinética de ataque, ni para establecer una clasificación de riesgos entre estructuras diferentes, pues el E_{corr} es el resultado de la integración del efecto de muchos factores, de influencias a veces contrapuestas. Cuando el valor de E_{corr} de la estructura inspeccionada es menor a -350 mV con respecto al electrodo de Cu/CuSO₄ existe una probabilidad de corrosión mayor al 90%. Si los valores de E_{corr} son más positivos a -200 mV vs. Cu/CuSO₄ la probabilidad de que haya

corrosión es solo de un 10%, mientras que potenciales entre -200 y -350 mV vs. Cu/CuSO₄ se asocian a situaciones inciertas (ASTM C 876, 1995).

La situación es, con frecuencia, compleja y exige cierta experiencia para interpretarla correctamente. Un potencial muy negativo, < -500 mV vs. Cu/CuSO₄, puede estar asociado tanto con una corrosión local por picaduras como con una reducción progresiva del suministro de oxígeno en la superficie de las armaduras pasivas, o por supuesto, con una corrosión general en estado activo y una oferta pequeña de oxígeno. De las tres situaciones solo la citada en primer lugar resulta peligrosa (González, 1989).

En términos generales, para las estructuras aéreas de hormigón, los potenciales probables de las armaduras se sitúan entre +100 y -200 mV vs. Cu/CuSO₄. Potenciales más negativos indican, a menudo, que alguna parte de la armadura se está corroyendo en estado activo (González, 1989).

La experiencia demuestra que la variación de los potenciales de corrosión es amplia en función del grado de humectación de la red de poros del mortero u hormigón, pudiendo inducir los valores a graves errores si no se evalúan conjuntamente con los resultados de resistividad o humedad de los poros (Escamilla, 2001). En resumen, las indicaciones de potencial deben considerarse, como orientativas y de validez estrictamente cualitativa, salvo que se conozcan con precisión las características físico/químicas del material de construcción y las condiciones ambientales (González, 1989).

En conclusión, de acuerdo a la norma ASTM C 876 (1995) puede establecerse un umbral de -350 mV vs. Cu/CuSO₄. Valores menores de potencial sugieren corrosión con una confianza del 95%. Si el potencial es mayor de -200 mV existe una probabilidad mayor del 90% de que no se esté produciendo corrosión y para aquellos valores entre -200 y -350 mV el resultado es incierto, dependiente de muchos factores como: contenido de humedad, cloruro, oxígeno, carbonatación, espesor de recubrimiento, etc.

3.5.2. ESTIMACIÓN DE LA VELOCIDAD DE CORROSIÓN

La presencia de cloruros en el hormigón o su carbonatación provocan, en combinación con las variables dependientes del medio ambiente, cambios apreciables, en las variables eléctricas del sistema, ya se trate de variables de estado, como el E_{corr} , o de tipo cinético, como la intensidad de corrosión. Esto permite el control y seguimiento de la corrosión a través de la medida de tales magnitudes eléctricas.

En ausencia de cloruros y en morteros no carbonatados (cuando las armaduras están pasivas) los valores de i_{corr} y E_{corr} resultan poco afectados por el contenido de humedad de los poros del mortero y se sitúan en estrechas bandas, entre 0,05 y 0,1 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ para i_{corr} y en torno a -100mV vs. Cu/CuSO₄ (>-200 mV) para E_{corr} . En cambio, cuando los cloruros o carbonatación rompen la pasividad, el grado de humedad tiene una influencia decisiva en el proceso de corrosión, creciendo con él las i_{corr} , I y desplazándose en dirección negativa los E_{corr} , hasta alcanzar valores entre -500 y -600 mV vs. Cu/CuSO₄, en las probetas parcialmente sumergidas.

La técnica de Resistencia a la Polarización aplicada al hormigón armado es rápida, cuantitativa y no destructiva, y permite llegar a valores de velocidad de corrosión con bastante precisión. Los potenciostatos modernos compensan la caída óhmica entre los electrodos de trabajo y de referencia, por lo que se elimina o se reduce grandemente la dificultad que representa la alta resistividad del hormigón (González, 1989).

El cálculo de la velocidad de corrosión puede obtenerse a través de la densidad de corriente de corrosión, por medio de la ecuación de Stern y Geary:

$$i_{corr} = \frac{\beta}{R_p} \quad [3.3]$$

Donde R_p resulta de aplicar una pequeña perturbación eléctrica a las armaduras y medir el cambio de potencial o intensidad que se produce. B es la constante de Stern y Geary la cual puede variar entre 26 y 52 mV dependiendo de la naturaleza del sistema (armaduras pasivas o activas).

Los valores obtenidos de i_{corr} en $\mu A/cm^2$ pueden transformarse en pérdida de espesor/tiempo mediante la Ley de Faraday, según la cual: $11,6 i_{corr} = 1 \mu m/año$.

3.5.3. IMPEDANCIA ELECTROQUÍMICA

La impedancia electroquímica es un método que sirve para caracterizar propiedades electroquímicas de los materiales y de sus interfaces (Feliú y Feliú, 1985). Describe la respuesta de un circuito a la aplicación de una corriente alterna en función de la frecuencia (EG y Princenton).

La impedancia electroquímica ha sido ampliamente utilizada como una herramienta de medición de la corrosión. Muchos investigadores han comentado que la impedancia es una técnica útil para determinar la cinética de los procesos de corrosión que ocurren en la interfase de los materiales (Mansfeld, 1993; McDonald, 2006). Los sistemas se representan por medio de circuitos equivalentes mediante elementos eléctricos como resistencias, capacitores o inductores y representan los diversos procesos implicados en el transporte de carga y masa en el sistema investigado (Mansfeld, 1993; McDonald, 2006).

En corriente continua, cuando la frecuencia es igual a cero, la resistencia se define por medio de la Ley de Ohm:

$$E = I.R \quad [3.4]$$

Usando la Ley de Ohm se puede aplicar un potencial a un circuito (E en V), midiendo la corriente resultante (I en A) y calculando la resistencia (R en ohmios), o determinar alguna de las propiedades si se conoce las otras dos. Una resistencia es el único elemento que impide el flujo de electrones en un circuito DC.

En corriente alterna, cuando la frecuencia no es cero, la ecuación análoga es:

$$E = I.Z \quad [3.5]$$

E e I corresponden al potencial y corriente respectivamente y Z se define como la impedancia, que es el equivalente a la resistencia en corriente directa, también medida en ohmios. Además de la resistencia, los capacitores e inductores impiden el flujo de electrones en circuitos de corriente alterna (EG y Princenton).

La impedancia total en un circuito es la oposición al flujo de electrones de todas sus resistencias, capacitores e inductores. La oposición de capacitores e inductores recibe el nombre de reactancia y se mide en ohms.

Los términos de resistencia e impedancia denotan una oposición al flujo de electrones o corriente. Como ya se dijo, en circuitos en corriente continua los resistores son los que producen este efecto. Sin embargo, en circuitos en corriente alterna hay dos elementos que impiden el flujo de electrones: los capacitores y los inductores. La impedancia se puede expresar con un número complejo, donde la resistencia es la componente real y la combinación de la capacitancia e inductancia es la componente imaginaria.

Los capacitores e inductores no solo afectan la magnitud de una corriente alterna sino que también su tiempo o fase. Cuando la mayor parte de la oposición al flujo de corriente proviene de su reactancia capacitiva se dice que el circuito es capacitivo y la corriente lleva el voltaje aplicado en ángulo de fase. El circuito es más capacitivo si su ángulo de fase se aproxima a 90 grados.

Cuando la mayor parte de la oposición al flujo de corriente proviene de su reactancia inductiva se dice que es un circuito grandemente inductivo y la corriente desfasa el voltaje aplicado en ángulo de fase. El circuito es más inductivo si su ángulo de fase se aproxima a 90 grados.

Las mediciones eléctricas para evaluar el comportamiento de los electrodos y materiales electrolíticos se hacen generalmente en celdas conectadas a electrodos. Muchos procesos microscópicos fundamentales tienen lugar a través de la celda cuando ella se estimula eléctricamente y en conjunto contribuyen a la respuesta eléctrica global. Estos procesos microscópicos incluyen: transporte de electrones a

través de los conductores, transferencia de electrones en las interfaces electrodo-electrolito, etc (Feliú y Feliú, 1985).

La impedancia de una celda es una cantidad vectorial que posee magnitud y fase. Es necesario que la señal no perturbe excesiva ni irreversiblemente al sistema, por lo que se utilizan rangos pequeños entre 5-10 mV (EG y Princenton).

Cuando se aplican señales de baja frecuencia, el sistema permanece excitado durante mucho tiempo, con lo que se excitarán y relajarán todas las etapas parciales implicadas en el proceso, incluyendo las más lentas. De esta manera, la señal de salida contendrá una información global del proceso que se pretende estudiar. Cuando disminuye la frecuencia el capacitor conduce menos, pues la reactancia capacitiva es inversamente proporcional a la frecuencia, hasta que a bajas frecuencias o en corriente continua (frecuencia cero) el condensador deja de conducir y la impedancia se iguala a la suma de las resistencias del electrolito (R_e) y resistencia a la transferencia de carga (R_t). Cuando se trabaja a bajas frecuencias se dan todas las etapas parciales implicadas en los fenómenos de corrosión: adsorción, difusión, transferencia, etc., como ocurre con corriente continua.

Al aumentar la frecuencia de la señal de excitación disminuye su período, con lo cual solamente se obtendrá información de aquellos procesos que tengan menores constante de tiempo. Cuando se trabaja con alta frecuencia (10kHz ó más), el condensador conduce tan fácilmente que cortocircuita R_t y permanece solo el efecto de la resistencia de electrolito y de las capas superficiales (R_e). Cuando aumenta la frecuencia, desaparece la contribución de los procesos más lentos, como los de difusión, que no tienen tiempo para desarrollarse antes de la inversión de polaridad de la señal de corriente alterna.

La impedancia queda totalmente definida sin más que especificar su magnitud y el ángulo de fase. Si se incluye la frecuencia como variable, el extremo del vector impedancia describe un semicírculo en el plano complejo, cuyas dimensiones permiten estimar los valores R_e , R_t y capacitancia del circuito equivalente.

3.5.3.1. Aplicación de espectroscopía de impedancia electroquímica en estudios de corrosión.- La Espectroscopía de Impedancia Electroquímica posee una alta sensibilidad que la hace útil para la determinación rápida de velocidades de corrosión. Las interfases electroquímicas, tales como la superficie de un electrodo corroyéndose se puede considerar como una combinación de elementos pasivos de circuitos eléctricos: resistencias, capacitancias e inductancias. El circuito equivalente propuesto por Randles (Figura 3.5), ha tenido gran aplicación para la interpretación de muchos sistemas electroquímicos, es uno de los circuitos equivalentes más simples y comúnmente usados en impedancia electroquímica. Incluye la resistencia de la solución, la capacidad de la doble capa y una resistencia a la polarización o transferencia de carga. El modelo de Randles es generalmente el modelo de partida para otros modelos más complejos (Parsons, 1998).

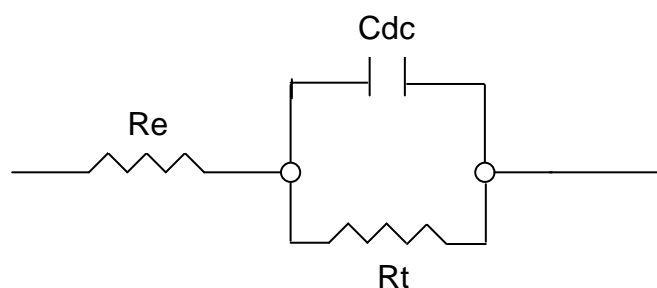


Figura 3.5. Circuito equivalente de Randles

La resistencia de electrolito R_e representa la caída óhmica de la solución incluyendo la del electrodo, y es la responsable de la polarización por resistencia. La combinación en paralelo del resistor R_t y del capacitor C_d representa la interfase corroyente. C_d es la capacitancia de la doble capa eléctrica, resultante de la acumulación de iones en la solución adyacente a la superficie cargada del electrodo, y R_t es la resistencia a la transferencia de carga. Esta última determina la velocidad de corrosión y es una medida de la transferencia de electrones a través de la superficie. En un sistema controlado por activación, ésta es la cantidad medida por la técnica de polarización lineal, es decir, R_t es equivalente a R_p , la resistencia de polarización lineal:

$$R_p = \left(\frac{dE}{di} \right)_{E \rightarrow E_{corr}} \quad [3.6]$$

La R_p , medida por la técnica de impedancia de corriente alterna, es:

$$R_p = \lim_{w \rightarrow 0} \text{Re}(Z')_{E \rightarrow E_{corr}} \quad [3.7]$$

Donde:

Re= Resistencia de la solución entre el electrodo de referencia y la superficie corroída

Z' = Parte real de la impedancia faradaica compleja

w = Frecuencia angular de la señal de corriente alterna

En ambos casos, los valores medidos de R_p están conectados con la densidad de corriente de corrosión (i_{corr}), por la ecuación de Stearn Geary, que establece una relación directa entre la corriente de corrosión del estado estacionario y la resistencia de corriente directa a través de la interfase:

$$i_{corr} = \frac{\beta_a \cdot \beta_c}{2.3(\beta_a + \beta_c)} \cdot \frac{1}{R_p} = \frac{B}{R_p} \quad [3.8]$$

Donde, β_a y β_c son las constantes de Tafel para las reacciones anódicas y catódicas.

Debido a que las interfases corroyentes son reactivas por naturaleza, motivado por la presencia de términos capacitivos, inductivos y difusionales, es evidente que la resistencia a la polarización se dé solamente por la diferencia de la impedancia medida en un rango de frecuencias suficientemente grande.

3.5.3.2. Representación gráfica de la impedancia.- Entre las formas de representar los datos de impedancia se encuentran: el diagrama de Nyquist y el diagrama de Bode:

a. Diagramas de Nyquist.- En el diagrama de Nyquist, también conocido como diagrama Cole-Cole o diagrama de impedancia en el plano complejo, la representación de la impedancia se hace mostrando la componente imaginaria (Z'') frente a la componente real (Z') a cada frecuencia de excitación (Mansfeld, 1993-2).

El diagrama de Nyquist para el circuito equivalente de Randles se muestra en la Figura 3.6. El eje horizontal representa la parte real de la celda de impedancia, es decir, el componente resistivo. El eje vertical representa el componente imaginario, es decir, la resistencia capacitiva. A altas frecuencias, típicamente mayores de 10 kHz, el capacitor conduce fácilmente y suprime a R_t , y la impedancia pasará a depender únicamente de R_e . Sólo permanece el efecto de la resistencia de la solución y el de la película de corrosión. Este punto marca la intersección de la zona izquierda del semicírculo. A medida que la frecuencia disminuye, el capacitor conduce cada vez menos y la respuesta sigue un semicírculo en función de la frecuencia. A bajas frecuencias, cuando éstas se aproximan a cero (corriente continua), el capacitor deja de conducir y la impedancia de la celda llega a ser la suma de $R_e + R_t$. Esto corresponde la intersección de la zona derecha del diagrama. El diámetro del semicírculo corresponde a R_t (Feliú y Feliú, 1985).

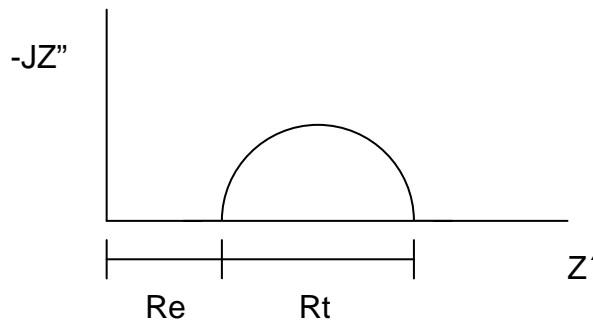


Figura 3.6. Diagrama de Nyquist

b. Diagramas de Bode.- Estos diagramas son una doble representación, por un lado se representa el módulo de la impedancia frente a la frecuencia en escala logarítmica, y por otro lado, el ángulo de fase y la frecuencia, también en escala logarítmica (Mansfeld, 1993-2). Los diagramas de Bode se eligen cuando la dispersión de los datos impide un ajuste adecuado del diagrama de Nyquist. Como

éste utiliza el logaritmo de la frecuencia, permite que un amplio rango de frecuencia pueda representarse en un mismo gráfico.

En el diagrama de Bode, donde se representa el módulo vs. el logaritmo de las frecuencias, se muestran los datos de todas las frecuencias y, por lo tanto, se puede representar un intervalo amplio de valores de impedancia. En la Figura 3.7 se ve que el diagrama se reduce a un conjunto de rectas de pendiente -1 (frecuencias intermedias) y 0 (altas y bajas frecuencias). La extrapolación de la recta a altas frecuencias da el valor de R_e y la de la recta a bajas frecuencias de R_e+R_t .

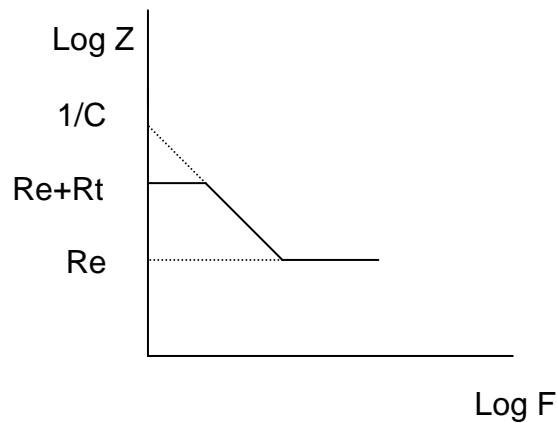


Figura 3.7. Diagrama de Bode

Otra forma de representar el diagrama de Bode es graficar el ángulo de fase en función de la frecuencia. El máximo o el número de máximos que alcanza el ángulo de fase corresponden con el punto o puntos de inflexión del diagrama del módulo de impedancia vs. La frecuencia y permite determinar las constantes de tiempo, las cuales están relacionadas con el mecanismo de reacción del sistema electroquímico.

El valor de la capacitancia se puede determinar por el método del plano complejo y también por el gráfico de Bode. A partir del plano complejo (Nyquist), C_d se puede calcular de la frecuencia, f_{max} , a la cual el semicírculo alcanza el valor máximo:

$$C_d = \frac{1}{2.\pi.f_{\max}.Rp} \quad [3.9]$$

Por lo tanto, la técnica de impedancia electroquímica aplicada a los ánodos embebidos en mortero de reparación, permitirá verificar la activación o pasivación de éstos por medio de la resistencia reflejada en los diagramas de Nysquist y Bode, a los diferentes tiempos de evaluación.

3.6. REPARACIÓN DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

La función básica que debe cumplir la reparación de una estructura dañada por corrosión de armaduras es la de restaurar o devolver la protección de las armaduras y reconstituir el hormigón y sus propiedades físicas y estéticas (Feliú y Andrade, 1989).

En el momento de la reparación de una estructura de hormigón armado se debe comenzar por realizar un examen visual general de la estructura con la finalidad de hacer un levantamiento de daños. De esta forma se seleccionarán las zonas para un examen visual detallado de la estructura y prever las técnicas de ensayo, medición y análisis más apropiadas (Troconis *et al.*, 1997).

En la inspección preliminar se debe recoger una serie de datos necesarios de la estructura y del medio. En cuanto a la estructura, se debe obtener información referente a su edad o del tiempo en servicio, naturaleza y procedencia de los materiales del hormigón, dosificación y resistencia del hormigón, diagnóstico y/o reparaciones anteriores. En cuanto al medio, se debe buscar cualquier información que permita caracterizar su agresividad, como: tipo de atmósfera, tipo de agua, naturaleza del terreno, presencia de corrientes de interferencia, presencia de agentes químicos, etc (Troconis *et al.*, 1997).

En el examen visual general de la estructura se debe determinar si el problema se presenta igual en toda la estructura. Para esto se realiza un examen diferenciando por elementos y registrando signos aparentes de corrosión, como: manchas de

óxido, fisuras, zonas de desprendimiento del recubrimiento de hormigón con o sin exposición de la armadura, degradación del hormigón, etc.

Si el caso es sencillo, esta información puede ser suficiente para establecer un diagnóstico y proceder a la reparación. Si el caso es más complejo, puede requerirse la realización de ensayos y/o mediciones, como: determinación de la disminución del diámetro de la armadura, localización de armaduras y medición del espesor de recubrimiento de hormigón, determinación de la resistividad eléctrica del hormigón, medición de potenciales electroquímicos, determinación de la profundidad de carbonatación y la presencia de iones cloruros en el hormigón. Se deben realizar fichas y planos de levantamiento de daños para registrar la información recogida (Troconis *et al.*, 1997).

Para poder seleccionar el mejor sistema para la reparación es importante diagnosticar la causa antes de iniciar cualquier trabajo de rehabilitación (Helene, 1992), es decir, conocer si el daño se ha debido al ataque por cloruros o por carbonatación.

Actualmente, hay distintas opciones de reparación para la rehabilitación de estructuras dañadas por corrosión de la armadura. Existe una amplia variedad de recomendaciones y estándares que han sido desarrollados por diferentes organizaciones, tales como: RILEM 124-SRC y CEN TC 104, para facilitar la selección de la estrategia de reparación.

3.6.1. MÉTODOS DE REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS CORROÍDAS CONTAMINADAS CON CLORUROS

La elección de un método de reparación particular va a depender de una serie de variables, en la que intervienen factores ambientales, económicos y técnicos, acceso a la zona a reparar, etc.

En estructuras de hormigón armado dañadas por corrosión inducida por cloruros es más difícil disminuir o detener la corrosión que en estructuras atacadas por carbonatación (Broomfield, 2007). En estructuras contaminadas con cloruros, la

repasivación de la armadura puede alcanzarse mediante el reemplazo del hormigón contaminado por un aglomerado libre de cloruros (reparación convencional), por remoción electroquímica de cloruros del hormigón o por medio de la protección catódica.

El método mas utilizado para la reparación de estructuras carbonatadas consiste en la remoción del hormigón carbonatado y su reemplazo con mortero o hormigón alcalino. Otro método utilizado es la realcalinización electroquímica, cuyo tratamiento puede durar varios días o semanas (Broomfield, 2007).

3.6.1.1. Reparación con morteros u hormigones alcalinos.- La reparación del elemento puede realizarse reemplazando el hormigón contaminado con un mortero u hormigón libre de cloruros (Figura 3.8). El hormigón contaminado debe removerse de toda el área donde el cloruro ha alcanzado la profundidad del refuerzo o se espera a que lo pueda alcanzar.

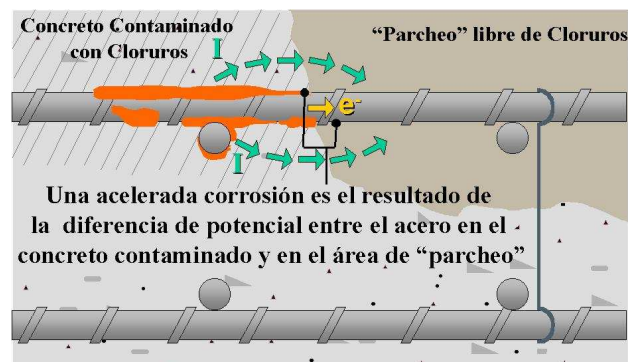


Figura 3.8. Corrosión del acero embebido en un hormigón contaminado con cloruros próximo a una zona reparada

Generalmente, el hormigón cercano a la zona donde se presenta la corrosión está contaminado por cloruros, aunque el acero puede seguir estando pasivo porque es protegido por el acero que está corroyéndose, gracias a las macroceldas que proveen protección catódica al acero adyacente y previenen el inicio de la corrosión. Si se reemplaza sólo el hormigón cercano al refuerzo que está corroyéndose, puede comenzar el ataque en las áreas cercanas a las reparadas debido a que se invierten las macroceldas y ya no hay beneficio por protección catódica, sino que más bien,

puede ser estimulada la corrosión por picadura por protección anódica del acero repasivado en las zonas reparadas.

Además de quitar todo el hormigón contaminado, la superficie del refuerzo debe limpiarse cuidadosamente para remover todo el polvo contaminado con cloruro alrededor de éste, incluyendo dentro de las picaduras.

3.6.1.2. Protección Catódica.- Esta técnica requiere la aplicación de una corriente continua al acero que se pretende proteger. Recientemente, se está difundiendo el uso de ánodos de sacrificio embebidos en el parcheo de reparación para prevenir la corrosión de las barras de refuerzo que rodean la reparación. Este método consiste en un ánodo de cinc dentro de un mortero altamente alcalino saturado con hidróxido de litio, desarrollado para proveer protección continua a las barras de alrededor, incluso cuando el contenido de cloruros sea más alto que el límite crítico. Esta es una clase de protección catódica localizada (Broomfield, 2007).

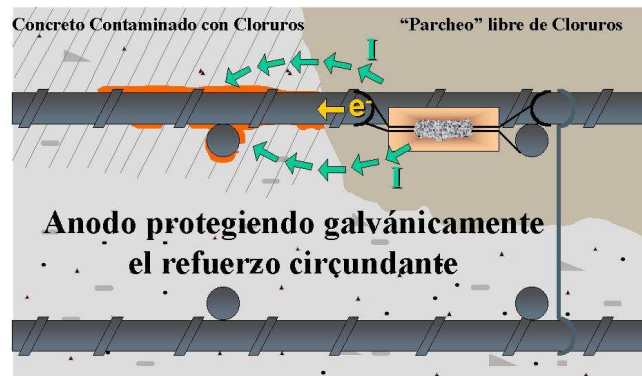


Figura 3.9. Estructura de hormigón reparada con introducción de ánodos embebidos

3.6.1.3. Remoción electroquímica de cloruros.- Este método está basado en la aplicación de corriente continua al refuerzo con ayuda de un ánodo temporal colocado sobre la superficie del hormigón. El tratamiento puede durar varios meses. Los iones cloruros son removidos del hormigón puesto que emigran hacia la superficie del hormigón debido a la aplicación de la corriente (Broomfield, 2007).

3.6.1.4. Otros Métodos.- Debido a la alta velocidad de penetración de la corrosión en las picaduras y a la incertidumbre sobre las consecuencias estructurales del ataque localizado, se prefieren los métodos dirigidos a la repasivación del acero se

prefieren para las estructuras contaminadas con cloruros. Si el contenido de cloruros en hormigón es bajo y la penetración de cloruros está limitada, se puede considerar el uso de otras técnicas de reparación como, por ejemplo, el tratamiento hidrofóbico que consiste en reducir el contenido de humedad del hormigón y de esta forma reducir la velocidad de corrosión en el hormigón contaminado con cloruro. También puede recurrirse a inhibidores migratorios que se aplican sobre la superficie del hormigón esperando que migren a través del recubrimiento y alcancen la superficie del acero donde ellos pueden actuar como inhibidores de corrosión.

3.6.2. PROCEDIMIENTO DE REPARACIÓN CON MORTEROS

Luego de realizar un diagnóstico y evaluación de la estructura, el cual permita establecer su capacidad actual y real, y analizar la posibilidad de llevarla a una condición deseada, se puede llevar a cabo la reparación de la estructura con morteros. Después de este diagnóstico, se hace un análisis de la rehabilitación donde la información necesaria está constituida por los resultados del diagnóstico (incluyendo la causa y el efecto del deterioro) y de la evaluación de la capacidad de la estructura. Esto se hace con el fin de crear un diseño de reparación esquemático donde se pueda orientar para el procedimiento de la reparación. Los pasos para este procedimiento son los siguientes (Helene y Pereira, 2003):

3.6.2.1. Inspección visual.- Consiste en la observación directa de la estructura permitiendo observar si los daños se presentan por igual en todos los elementos de las mismas características, o si existen diferencias por causas locales. Debe realizarse un examen diferenciando por elementos, registrando los signos aparentes de corrosión, manchas de óxido, fisuras, zonas de desprendimiento del recubrimiento del hormigón con/sin exposición de la armadura, degradación del hormigón, así como cualquier otra señal particular que pudiera constituir un indicativo de algún agente externo. Un registro fotográfico amplio debe, por lo tanto, acompañar las observaciones. Dentro de la ejecución de una investigación o plan estratégico, una vez reconocida la estructura (a través de la inspección visual preliminar), se realizan ensayos y mediciones en el hormigón y en la armadura, así como la extracción de muestras a ser analizadas en laboratorio.

3.6.2.2. Preparación y limpieza de la superficie.- Para la demarcación del área a reparar se puede utilizar un disco de corte para zonas grandes o la escarificación manual cuando se trata de reparación de pequeñas superficies de difícil acceso para equipos mayores. Esto se realiza mediante repicado con puntero, cincel y mazo.

El procedimiento consiste en señalar el área que se desea intervenir, se escarifica de afuera hacia adentro tomando la precaución de no dejar zonas quebradizas o astilladas y teniendo cuidado de no picar el acero de refuerzo.

Se retira el material hasta dejar una superficie sana, rugosa y compacta que permita buenas condiciones de adherencia.

3.6.2.3. Tratamiento del acero de refuerzo.- Para la preparación del acero de refuerzo se emplea el cepillado de la superficie hasta conseguir la remoción completa de partículas sueltas de cualquier otro material inapropiado

3.6.2.4. Garantía de la adhesión con la superficie.- Para garantizar la completa adherencia del mortero u hormigón nuevo a usar en la reparación con el hormigón viejo, se deben seguir los siguientes pasos:

- Verificar que la superficie quede firme, rugosa y limpia. Para garantizar la limpieza puede soplar con aire a presión.
- Verificar que la superficie se encuentra saturada de humedad.
- Puede aplicarse un puente de adherencia como pasta de cemento, emulsión epóxica o emulsión látex.

3.6.2.5. Encofrado y vaciado in situ.- Consiste en la colocación de un encofrado y el vaciado del material de reparación dentro del volumen o cavidad preparada. La técnica de colocación del material es la misma que se practica en cualquier vaciado de hormigón convencional. La compactación del material se logra a través de cualquiera de las siguientes técnicas:

- Colocación del material con caída libre y vibración interna.

- Colocación del material y compactación con varilla.
- Mediante vibración externa del encofrado.
- Empleo de material fluido y autocompactable.

3.6.2.6. Curado.- Mantener húmeda la parte reparada durante siete días.

3.7. MORTEROS DE REPARACIÓN

Para reemplazar el hormigón original debe utilizarse un material alcalino con alta resistencia a la penetración de cloruros, aplicado con un espesor adecuado para prevenir el inicio de la corrosión durante la vida de diseño de la reparación (Broomfield, 2007). Como ya se ha dicho, el hormigón de cemento Portland es generalmente un material estructural altamente durable, pero ciertos fenómenos físicos y químicos pueden deteriorarlo antes de que la estructura llegue a su vida útil. El deterioro rápido es frecuentemente atribuido a diseños de mezcla inadecuados, tipo de cemento, baja calidad de los agregados o mal trabajado de la mezcla por parte del operador. Estos factores son muy importantes y, si se rectifican a tiempo, podría eliminarse o disminuirse el deterioro. Por otro lado, algunos factores ambientales son tan agresivos que se hace necesario tomar otras medidas para aumentar la durabilidad.

Para lograrlo se han estudiado cementos especiales, diferentes adiciones, puzolanas, entre otros (Duming y Hicks, 1991). Un material que se ha adicionado al hormigón para reducir la velocidad de deterioro por ataque químico es la microsílíce.

Las adiciones son materiales que se añaden a la mezcla inmediatamente antes de hacerla o durante ella. Estas adiciones le proporcionan a la mezcla de hormigón mejores propiedades, tales como menor porosidad, mayor resistencia a la compresión, resistencia a sulfatos, cloruros, etc (Bresler, 1981). Muchas veces estas adiciones son materiales puzolánicos. Una puzolana puede definirse como un material de silicio o aluminio silicio, que directamente posee poco o ningún valor cementante pero que, en forma finamente dividido y en presencia de humedad, reacciona a temperatura ambiente con el hidróxido de calcio para formar compuestos con propiedades cementantes (Ravina, 1995). El hormigón que

contiene adiciones puzolánicas exhibe propiedades que reducen la corrosión del acero de refuerzo, de la cual la reducción de la permeabilidad aparece como la más importante. Una baja permeabilidad del hormigón con adecuado espesor sobre el acero de refuerzo son los factores más importantes en una estrategia de protección de corrosión, lo cual debería ser incorporado dentro del diseño de las estructuras de hormigón armado que están expuestas a ambientes marinos (Miller y Fielding, 1997). Reduciendo la permeabilidad del hormigón se reduce la transmisión del ión cloruro el cual reduce la corrosión del acero embebido.

Entre las adiciones que actualmente se utilizan para mejorar las propiedades físico-mecánicas del hormigón armado en ambientes agresivos, se encuentran la microsíllice, la ceniza volante, el metacaolín, los polímeros, etc.

3.7.1. MICROSÍLICE

La microsíllice es el subproducto de la fabricación de aleaciones de silicio y ferrosilicio. Estos procesos requieren de alta energía eléctrica por los hornos. El cuarzo de alta pureza se introduce en el horno y estos vapores de muy alta temperatura (2.000 °C), forman el monóxido de silicio. Este se oxida encima del horno y condensa para formar microesferas de sílice amorfa. El dióxido de silicio bastante puro (85% - 92%), sale en la forma de emanaciones que luego se recoge en filtros (Ravina, 1995).

La microsíllice es un material que puede bloquear poros por sí mismo (por tener un tamaño de partículas promedio de 0,1 mm) o reaccionar con el hidróxido de calcio disuelto liberado por la hidratación del cemento, formando silicatos de calcio hidratado estable (gel) el cual, posteriormente, reduce y refina el sistema de poros capilares. La adición de cerca de 30% de microsíllice reduce el contenido de hidróxido de calcio a cero (Duming y Hicks, 1991). Esta reacción remueve efectivamente el componente más susceptible al ataque y lo reemplaza con un componente que es mucho más efectivo, el hidrato de silicato de calcio, el cual tiene más baja relación calcio/sílice y un alto grado de polimerización (Duming y Hicks, 1991).

La microsílíce puede usarse parcialmente como reemplazante del cemento Portland en una mezcla o como adición. La adición de microsílíce al hormigón reduce significativamente su permeabilidad y aumenta su resistencia a la compresión, lo que permite la utilización del hormigón con microsílíce en situaciones donde son necesarias la durabilidad y la resistencia. La microsílíce contribuye con la ganancia de la resistencia a edades tempranas entre 3 y 28 días (Nilson, 1999). Por otro lado, la adición de microsílíce puede reducir significativamente la trabajabilidad del hormigón (Bayasi, 1992). La gran área superficial de la microsílíce requiere grandes cantidades de superplastificante para mejorar la trabajabilidad.

La microsílíce, que es un material puzolánico, debe cumplir ciertas normas para poder ser utilizada como adición en el hormigón. La Tabla 3.13 muestra los requerimientos físicos y químicos exigidos (ASTM C 1240, 1998).

Tabla 3.13. Requerimientos químicos y físicos de la microsílíce.
Según Norma ASTM C- 1240 (1998)

SiO ₂	%min: 85,0
Humedad	%max: 3,0
Pérdidas por ignición	%max: 6,0
Alcalinidad Na ₂ O	%max: 1,5
Porcentaje de retención en tamiz No. 325	%max: 10,0
Actividad puzolánica con cemento Pórtland a los 7 días	%min: 85
Superficie específica (m ² /g)	min: 15
Reducción de expansión del mortero a los 14 días	%min: 80
Resistencia a los sulfatos:	
Resistencia moderada (6 meses)	%max: 0,10
Resistencia alta (6 meses)	%max: 0.05
Resistencia muy alta (1 año)	%max: 0.05

3.7.2. CENIZA VOLANTE

La ceniza volante es el residuo final de la combustión del carbón en polvo. Es removido por colectores mecánicos y precipitadores electroestáticos como un residuo de partículas finas de los gases de combustión antes de ser descargados a la atmósfera (Bravo y Seijas, 1994). Es un material excelente para mejorar las

propiedades del hormigón cuando se usa apropiadamente. Como las cenizas volantes son subproductos de la precipitación electrostática de los gases producidos en plantas generadoras de energía que utilizan carbón no requieren energía para su producción (Barringer, 1997). Como puzolanos, están finamente divididas y reaccionan con el hidróxido de calcio en presencia de humedad para formar un material cementante. Tienden a aumentar la resistencia del hormigón a edades superiores a los 28 días (Nilson, 1999).

La morfología de las cenizas volantes se ha estudiado mediante técnicas de microscopía y en especial con microscopía electrónica de barrido. Están formadas por múltiples partículas de diferente tamaño, textura y forma. Abundan las esferas (cenosferas), compactas o huecas, lisas o rugosas, que en ocasiones albergan en su interior otras esferas más pequeñas, denominándose plerosferas. En su superficie puede apreciarse, con distinta frecuencia, depósitos o cristalizaciones como sulfatos alcalinos, fácilmente solubles. Junto a las partículas redondeadas existen otras con formas irregulares formadas por cuarzo y fragmentos vítreos. Los elementos más abundantes son Si, Al, Fe, seguidos por Ca, Mg, S, álcalis y Ti. Se han determinado también otros elementos minoritarios y trazas que pueden existir en las cenizas volantes, como: Mn, Sr, Ba, V, P, Li, Ga, Ni, Zn, As, Pb, Ge, Mo (Bresler, 1981). La distribución de los tamaños de las partículas de las cenizas volantes se encuentra principalmente entre 200 μm y 1 μm .

La geometría de las partículas de la ceniza volante tiene ventajas sobre la morfología del cemento. Las partículas de la ceniza volante son típicamente esféricas, mientras que el cemento tiene generalmente una forma irregular. La ceniza volante normalmente no es absorbente, sin embargo, el área superficial demanda más agua cuando la ceniza volante es más fina (Barringer, 1997).

La principal propiedad que poseen las cenizas volantes es su capacidad reactiva, lo que las hace aptas y, específicamente, para su empleo como adición al cemento o al hormigón (Alonso y Luxán, 1995).

La presencia de las cenizas volantes en los cementos modifica sus características debido, fundamentalmente, a las repercusiones derivadas de la reactividad

puzolánica en el conjunto de la microestructura del material hidratado. En este proceso influyen las propias características de las cenizas volantes, la composición y tipo del cemento empleado y la relación cemento/cenizas volantes (dosificación, finura, relación agua/cemento, etc) (Alonso y Luxán, 1995).

Entre otras propiedades de las cenizas volantes se encuentra el aumento de la trabajabilidad del material en estado plástico debido a un aumento de la dispersión de las partículas del sistema, creando unidades más pequeñas y por lo tanto mayor fluidez. A esto contribuye la morfología de las partículas de las cenizas volantes con formas esféricas (Alonso y Luxán, 1995).

Hasta que no se inicie la reacción puzolánica de las cenizas volantes, el agua del amasado se va a emplear fundamentalmente por el cemento en sus reacciones de hidratación, el contenido en agua libre (que no reacciona con el cemento) será mayor en presencia de cenizas volantes, a primeras edades, y por lo tanto la porosidad del sistema también será mayor. Esta mayor porosidad no es deseable tanto desde el punto de vista de las resistencias mecánicas como de la penetración de agresivos desde el exterior. Sin embargo, y dado que las cenizas volantes aumentan la trabajabilidad, es posible reducir la relación agua/cemento, para una dosificación de hormigón determinada, contrarrestando así el efecto de la mayor porosidad (Alonso y Luxán, 1995).

Durante el tiempo de incubación de la reacción puzolánica, las cenizas actúan como un diluyente, inertes sin aporte de resistencias, por lo que éstas serán menores a primeras edades, en el cemento con cenizas volantes, respecto a las alcanzadas por el cemento portland puro. A partir de 90 días los niveles de resistencias mecánicas de los cementos con ciertas dosis de cenizas puede superar a las de los que no las poseen (Alonso y Luxán, 1995).

La adición de cenizas volantes al cemento mejora la durabilidad en determinados ambientes sulfatados y en contacto con agua de mar, en comparación al cemento portland sin adición. Esto se debe al efecto combinado de una mayor impermeabilidad (para una relación agua/cemento y grado de hidratación determinadas) y de una reducción del contenido en portlandita (Ca(OH)_2) de la pasta

de cemento hidratada, en los cementos conteniendo cenizas volantes. La permeabilidad viene fijada por la red de poros interconectados del material, que constituyen la vía de acceso de cualquier agresivo potencial del medio ambiente. Cuanto más impermeables sean estos materiales, es decir, cuanto más pequeños y más homogénea sea la distribución de los poros, menor capacidad de penetración tendrá el agresivo (Alonso y Luxán, 1995).

Algunos autores han explicado el efecto de la mayor impermeabilidad provocado por las cenizas volantes como consecuencia de que los productos generados en la reacción puzolánica se depositan en el interior de los poros capilares interconectados, bloqueándolos y transformando la red continua de poros en discontinua. De esta manera se dificulta la penetración de iones sulfatos, cloruros, etc (Alonso y Luxán, 1995).

El menor contenido de portlandita, derivado de la reacción puzolánica de las cenizas volantes, tiene dos efectos en la carbonatación del hormigón. Por una parte, la porosidad disminuye debido a la precipitación de carbonato cálcico en el interior de los poros, siempre que haya portlandita disponible para reaccionar con el CO_2 ambiental, aumentando la resistencia mecánica del material. Por otra parte, el efecto es negativo desde el punto de vista de la corrosión de las armaduras metálicas embebidas en el hormigón (Alonso y Luxán, 1995), por la disminución del pH.

Otro beneficio del uso de la ceniza volante en el hormigón es el calor generado cuando el cemento se hidrata. Principalmente, la ceniza volante puede usarse en el hormigón para bajar el calor de hidratación y minimizar los esfuerzos térmicos resultantes (Barringer, 1997).

La ceniza volante se clasifica en Clases: N, F y C, pero la clase F es la que posee propiedades puzolánicas (ASTM C 618, 1998). La Tabla 3.14 muestra los requerimientos químicos y físicos exigidos para que la ceniza volante clase F tenga propiedades puzolánicas (ASTM C 618, 1998).

Tabla 3.14. Requerimientos químicos y físicos de la ceniza volante clase F
Según Norma ASTM C-618 (1998)

SiO ₂ +Al ₂ O ₃ +Fe ₂ O ₃	%min: 70,0
SO ₃	%max: 5,0
Humedad	%max: 3,0
Pérdidas por ignición	%max: 6,0
Alcalinidad Na ₂ O	%max: 1,5
Finura:	
Porcentaje de retención húmedo en tamiz No.325 (45 μm)	%max: 34
Indice de Resistencia:	
Con cemento Portland a los 7 días	%min: 75
Con cemento Portland a los 28 días	%min: 75
Requerimiento de agua	%max: 105
Expansión o Contracción	%max: 0,8
Requerimientos de uniformidad:	
Densidad	%max: 5
Porcentaje de retención en tamiz No.325 (45 μm)	%max: 5

3.7.3. CENIZA VOLANTE + MICROSÍLICE

Un gran número de reportes han demostrado que los hormigones que contienen combinaciones de ceniza volante y microsílíce superan en ciertos aspectos a los hormigones con ceniza volante solamente (Ozyildirim y Halstead, 1994). La microsílíce y la ceniza volante han sido importantes en la producción de hormigón de alta resistencia (Nilson, 1999).

Ozyildirim (1994) demostró que cantidades pequeñas de microsílíce adicionadas al hormigón conteniendo ceniza volante mejoran la resistencia temprana del hormigón a la penetración de iones cloruros. El tipo del cemento, características y cantidades de la ceniza volante y de la microsílíce afectaban los resultados. Debido a la finura y al alto porcentaje de sílice reactiva en la microsílíce, las reacciones puzolánicas ocurren rápidamente. Una combinación de ambas puzolanas puede proveer el nivel

necesario de resistencia a la penetración de cloruros a edades tempranas (28 días) (Ozyildirim y Halstead, 1994).

En un estudio donde se utilizó microsíllice y ceniza volante como adiciones, se concluyó que el efecto de la ceniza volante en la permeabilidad del hormigón se ve enmascarado por el efecto de la microsíllice (Bayasi, 1992).

3.8 PROTECCIÓN CATÓDICA

La protección catódica en hormigón reforzado, es una aplicación relativamente nueva. Este sistema es el único medio de control de la corrosión que prácticamente la detiene ya que permite que la armadura se comporte como cátodo. Se ha demostrado su gran utilidad en estructuras de hormigón reforzado existentes, aun cuando en los últimos años ya se han empezado a aplicar en estructuras nuevas (Pedferri, 1992). En la práctica, en general por razones técnicas y económicas, no se llega a detener la corrosión sino a alcanzar una disminución que garantice el tiempo de servicio de la estructura.

Es importante que todo el acero de refuerzo que se quiera proteger tenga una buena continuidad eléctrica para que la protección catódica sea efectiva.

La protección catódica se puede aplicar por ánodos de sacrificio o por corriente impresa. La protección por ánodos de sacrificio implica la conexión eléctrica entre el refuerzo y un material más activo que el acero, el cual actuaría como el ánodo.

En el caso de corriente impresa, el ánodo podría ser cualquier material ya que se utiliza una fuente de energía de corriente continua para inducir corriente que entra en la estructura a proteger, haciéndola cátodo. Sin embargo, en el caso de la protección del acero en el hormigón, es necesario el uso de ánodos que no produzcan deterioro del hormigón, por lo cual deberían ser inertes o con muy bajas velocidades de oxidación.

3.8.1. PROTECCIÓN CATÓDICA POR ÁNODOS DE SACRIFICIO

La protección catódica galvánica opera bajo el principio de que un metal más activo conectado a uno menos activo forman una celda de corrosión galvánica. La aleación más activa se corroerá para proteger el metal menos activo, por lo cual este sistema se ha llamado protección por ánodos de sacrificio (Pedefferri, 1992).

Los sistemas de ánodos de sacrificio basan su funcionamiento en la diferencia de energía electroquímica entre los materiales de los ánodos y las estructuras que van a proteger para generar la corriente de protección. En consecuencia, los materiales anódicos de uso común en protección catódica del acero al carbono son aquellos más activos en la serie electroquímica o galvánica de los metales, ya que son éstos los que producen mayor voltaje para suministrar la corriente de protección (Nace, 2004).

Entre las ventajas de este sistema está que son fáciles de instalar, tienen bajos costos de mantenimiento y no requieren fuentes de energía. Y entre las desventajas está que tienen un potencial limitado, una vida útil en función de su masa y su operatividad se ve afectada por el medio según la resistividad (Rincón y Golding, 1972).

Entre los tipos de ánodos que más comúnmente se utilizan para protección galvánica, se encuentran el magnesio, el cinc y el aluminio. La Tabla 3.15 expone algunas características de estos metales cuando se emplean como ánodos de sacrificio.

Tabla 3.15. Características de los ánodos de sacrificio usuales

	Magnesio	Cinc	Aluminio
Potencial (V, Cu/CuSO ₄)	-1,55 a -1,75	-1,10	-1,10
Eficiencia (%)	50-65	95	95

En las barras de refuerzo existen microánodos y microcátodos, pero cuando se hacen reparaciones por medio de parcheo en estructuras contaminadas con

cloruros, con mortero de reparación sin cloruros, se corre el riesgo de producir macroceldas que podrían generar una corrosión acelerada debido a la diferencia de potencial entre el acero en el hormigón contaminado y el acero en el área del parcheo. Es por esto que algunos investigadores (Page, 2000) creen interesante el uso de ánodos de sacrificio cuando se realizan reparaciones en estructuras de hormigón por medio de mortero.

3.8.1.1. Ánodos de cinc.- Los ánodos de cinc utilizados en la investigación son ánodos comerciales denominados Galvashield XP (2003), y se han desarrollado como una forma de protección galvánica para ser colocados en parches de reparación.

Este tipo de ánodo está formado por un núcleo de cinc recubierto por un mortero poroso. El ánodo se coloca dentro de los parches de reparación y se conectan al acero de refuerzo por sus alambres, según especificaciones dadas por la empresa que los produce. Una vez instalados, el núcleo de cinc se corroe preferencialmente a la barra de acero, protegiéndola de la corrosión.

Entre las ventajas de estos ánodos, según las indicaciones del fabricante (Galvashield XP, 2003), está que disminuyen la corrosión de las barras, pueden usarse en ambientes corrosivos incluyendo hormigones contaminados con cloruros y carbonatados, fáciles de instalar, beneficiosos donde todo el hormigón está contaminado con cloruro y no puede ser removido. Este tipo de ánodos se instalan para proteger al acero de la corrosión localizada producida por el parcheo con un hormigón sin iones Cl^- en estructuras de hormigón armado contaminada con cloruros.

La vida de servicio de estos ánodos depende de un número de factores como la cantidad del acero de refuerzo, la conductividad del hormigón, la concentración de cloruros, las condiciones de humedad, o el número de ánodos instalados y su espaciado. Bajo condiciones normales, el fabricante indica que pueden esperarse 20 años de vida, pero puede presentarse un consumo prematuro de ánodos, principalmente en situaciones agresivas y/o cuando se instalan pocos ánodos.

a. Reparación con los ánodos embebidos.- Según el fabricante, debe removerse el hormigón en el área a reparar, alrededor de la barra. El espaciamiento del ánodo en la estructura no debe ser mayor a 30 pulgadas (750 mm) desde el centro hasta el perímetro de la reparación. Se coloca el ánodo Galvashield XP conectando los alambres en la barra de acero, asegurando buena continuidad eléctrica. Luego se completa la reparación con mortero u hormigón de reparación con materiales compatibles y agentes de enlace.

Esta tecnología usa ánodos de cinc rodeados por un mortero de base cemento-litio que permite la instalación de los ánodos discretamente dentro del hormigón y aparentemente proveen la misma protección a la corrosión de cuando los ánodos se colocan externamente. En teoría, el mortero que rodea el ánodo es suficientemente poroso que permite la acumulación del exceso de óxido dentro de las fisuras del hormigón. Aparentemente, la solución de litio en el material previene que el ánodo de cinc se pasive, como es común que ocurra con el cinc embebido en material cementante.

Sin embargo, esta tecnología es nueva y no existen instalaciones con reparaciones que tengan suficiente tiempo como para comprobar su eficacia. Debido a que los métodos de aplicación son relativamente simples, esta tecnología ha generado gran interés dentro de profesionales de la ingeniería de la corrosión.

3.8.1.2. Ánodos de aluminio.- Los ánodos de aleaciones de aluminio usados principalmente en aplicaciones de agua de mar son producidos en una variedad de aleaciones, de las cuales las aleaciones con mercurio e indio son las más comunes. Las aleaciones con indio tienen un potencial de corrosión ligeramente más alto pero son menos eficientes que las aleaciones que contienen mercurio. El aluminio se prefiere para aplicaciones del agua de mar debido a que tiene una velocidad de consumo mucho más baja que el magnesio o el cinc. Los ánodos de aluminio no son usados en agua potable excepto como ánodos de corriente impresa, ni son usados en tierra. Las aleaciones de aluminio/cinc/indio se usan como ánodos de sacrificio en estructuras de hormigón armado (Pedferri, 1992).

El aluminio puro no puede usarse en agua o suelos como material anódico debido a su fácil pasividad. Sin embargo, sí podría utilizarse en hormigón ya que es un material anfótero que se corroe en el medio alcalino natural del hormigón. Para ánodos galvánicos, las aleaciones de aluminio se emplean con contenidos de elementos aleantes, activantes o que previenen la formación de películas superficiales. Estas son generalmente de 8% Zn y/o 5% Mg. Además, poseen adiciones de metales tales como el Cd, Ga, In, Hg y Ti, los cuales mantienen la actividad del ánodo.

Las diferentes aleaciones de aluminio se comportan muy diferentemente como ánodos. Hay tres tipos de aleaciones que son particularmente importantes para ánodos de aluminio. Todas ellas contienen un bajo porcentaje de Zn, In, Hg, Sn y Cd que actúan como activadores. Los ánodos que contienen mercurio pueden dar una alta salida de corriente pero ellos generalmente no son usados debido a la toxicidad de las sales de Hg. Por esta razón, los ánodos de aluminio con Zn e In como activadores han adquirido más importancia.

La eficiencia de un ánodo galvánico depende de la aleación del ánodo y del ambiente en el cual esté instalado. El consumo del metal es directamente proporcional a la cantidad de corriente descargada. La eficiencia del ánodo es la relación del metal consumido produciendo corriente de protección catódica útil al metal total consumido. Para magnesio, la eficiencia del ánodo es generalmente menos que 65%, mientras que el cinc tiene una eficiencia de 90%.

3.8.2. CRITERIOS RECOMENDADOS EN PROTECCIÓN CATÓDICA

Hay tres criterios aplicables, recomendados por NACE (1990), para verificar si la protección catódica por ánodos de sacrificio resulta satisfactoria. Dos están relacionados con el potencial de la estructura, que deberá ser de -850 mV con respecto a un electrodo de cobre/sulfato de cobre, y el otro se relaciona con un desplazamiento en la polarización de 100 mV.

3.8.2.1. Un potencial negativo (catódico) de al menos 850 mV con la protección catódica aplicada.- Este potencial se mide con respecto a un electrodo de

referencia de cobre/sulfato de cobre en contacto con el electrolito. Para poder interpretar correctamente esta medición, deben tomarse en cuenta las otras caídas de potencial, además de la que tiene lugar en la interfase estructura-electrolito.

En este criterio el potencial de -850 mV se obtiene con la corriente aplicada. Para esto se requiere una caída óhmica (IR) despreciable o que se haya eliminado de la medición. Generalmente, la caída IR es poco significativa cuando la densidad de corriente y/o la resistividad son bajas.

3.8.2.2. Un potencial polarizado negativo de al menos 850 mV.- Este valor de 850 mV es medido con respecto al electrodo de referencia de cobre/sulfato de cobre. Para aplicar este criterio se requiere eliminar la caída IR durante la medición, lo cual se logra eliminando la resistencia del electrolito o interrumpiendo la corriente. En una estructura desnuda, al medir el potencial en la interfase estructura-electrolito, el electrolito pasa a estar fuera del circuito de medición, y su resistencia, por lo tanto, es casi cero. Al interrumpir la corriente de protección catódica, la corriente es cero. La polarización se disipa si se interrumpe la corriente, y lo que quiere medirse es la polarización. Cuando se interrumpe la corriente, debe medirse el potencial en "instant off", es decir, el potencial con la caída IR eliminada pero antes de que la polarización empiece a disiparse.

3.8.2.3. Un mínimo de 100 mV de polarización catódica.- Este medido entre la superficie de la estructura y un electrodo de referencia estable en contacto con el electrolito. La formación o desaparición de la polarización puede medirse para alcanzar este criterio.

Este criterio puede aplicarse bien empezando con el potencial de corrosión conocido (potencial "off" natural o espontáneo) o bien con el potencial polarizado de la estructura. Se comienza por interrumpir momentáneamente la corriente para determinar el potencial "instant off" (polarizado). Con la corriente interrumpida, se observa como decae el potencial polarizado. Si el potencial cae (es decir, se hace más positivo) al menos 100 mV, se ha alcanzado este criterio. De la misma forma, si la lectura "instant off" es, al menos, 100 mV más negativa que la lectura del potencial natural, el criterio también se ha cumplido.

En un estudio realizado por De Rincón *et al.* (1986) con ánodos de aluminio, cinc y magnesio concluyeron que el volumen de los productos de oxidación del magnesio producen fisuras en el hormigón en muy corto tiempo; que los ánodos de cinc no permiten polarización del acero de refuerzo a niveles de protección, (presentaban potenciales menos negativos que -770 mV vs. Cu/CuSO_4) y que solo los ánodos de $\text{Al}/\text{Zn}/\text{In}$ evaluados en este estudio fueron efectivos, polarizando el acero de refuerzo a potenciales más negativos que -770 mV vs. Cu/CuSO_4) (Troconis *et al.*, 1986).

También estudiaron en campo el ánodo de $\text{Al}/\text{Zn}/\text{In}$, en pilotes de hormigón armado del Puente sobre el Lago de Maracaibo, demostrando que es posible proteger los pilotes de hormigón reforzado con ánodos de $\text{Al}/\text{Zn}/\text{In}$ embebido en mortero expuestos a las zonas de salpique y marea (Troconis *et al.*, 1997).

De Rincón (1986) concluye que el grado de humedad del hormigón, o sea su resistividad, es importante para la protección eficaz por los ánodos de aluminio; observando potenciales de protección para el acero en los bloques que contenían los ánodos de aluminio, no así para los que contenían los ánodos de cinc, que no lograron alcanzar los potenciales de protección, aún en los casos de alta contaminación de Cl^- .

También observaron, al romper los bloques, que las barras donde se instalaron los ánodos de aluminio se encontraban en perfecto estado. Sin embargo, el bloque que contenía el ánodo de cinc, presentaba fisuras en la dirección de la armadura y las barras mostraban corrosión de moderada a severa (Troconis *et al.*, 1986).

De tal manera que concluyeron que el ánodo de aluminio podría ser utilizado como ánodo de sacrificio embebido en hormigón, para la protección del refuerzo de éste, siempre y cuando exista humedad permanente en el hormigón (Troconis *et al.*, 1986).

3.9. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LAS VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO

Las cargas que actúan sobre las estructuras pueden dividirse en tres categorías:

- a) Cargas muertas que son las que se mantienen constantes en magnitud y fijas en posición de la estructura, por ejemplo: el peso propio de la estructura.

- b) Cargas vivas: Consisten principalmente en cargas de ocupación de edificios y cargas de tráfico de puentes. Su magnitud y ubicación pueden variar.

- c) Cargas ambientales: consiste principalmente en cargas de nieve, presión y succión de viento, cargas sísmicas, cargas de posibles empozamientos de aguas de lluvias, etc (Nilson, 1999).

Todas las vigas de hormigón armado sometidas a carga se fisuran en la zona de tracción, iniciándose el proceso, por lo general, con cargas muy por debajo del nivel de servicio. En una viga bien diseñada las fisuras de flexión son finas, causando muy poca o ninguna corrosión del refuerzo. A medida que se aumentan gradualmente las cargas, tanto la cantidad como ancho de fisuras aumentan y se puede encontrar un ancho común de fisuras de aproximadamente 0,25 mm (Nilson, 1999).

3.9.1. APLICACIÓN DE CARGA MECÁNICA

La resistencia a la tensión del hormigón es apenas una pequeña fracción de su resistencia a la compresión.

Cuando la fuerza de tensión en el elemento se mantiene en niveles suficientemente bajos, de manera que el esfuerzo en el hormigón no alcanza su resistencia a la tensión, tanto el acero como el hormigón se comportan elásticamente. Sin embargo, al aumentar la carga, el hormigón alcanza su resistencia a la tensión para un esfuerzo y deformación unitaria en el orden de un décimo de lo que puede llegar a alcanzar a compresión. En este estado, el hormigón se fisura a través de toda la sección transversal. Cuando esto ocurre, el hormigón deja de resistir cualquier porción de la fuerza de tensión aplicada, ya que evidentemente, ninguna fuerza puede transmitirse a través del espacio de aire en la fisura. Para cualquier carga mayor que aquella que causó el fisuramiento del hormigón se requiere que el acero resista la totalidad de la fuerza de tensión. Para un aumento adicional de la carga, el

esfuerzo a tensión en el acero alcanza el punto de fluencia. Cuando esto ocurre, el elemento a tensión sobrepasa las deformaciones pequeñas y elásticas, y en cambio se evidencia un alargamiento considerable y permanente para cargas prácticamente constantes (Nilson, 1999).

Las vigas de hormigón simple son ineficientes como elementos sometidos a flexión debido a que la resistencia a la tensión en flexión (módulo de rotura) es una pequeña fracción de la resistencia a la compresión. Por lo tanto, estas vigas fallan en el lado sometido a tensión a cargas bajas mucho antes de que se desarrolle la resistencia completa del hormigón en el lado de compresión. Por esta razón se colocan barras de acero de refuerzo en el lado sometido a tensión tan cerca como sea posible del extremo de la fibra sometida a tensión, conservando en todo caso una protección adecuada del acero contra el fuego y la corrosión. En una viga de hormigón así reforzada, el acero de refuerzo resiste la tensión causada por los momentos flectores, mientras que el hormigón es capaz de resistir solo la compresión correspondiente. Esta acción conjunta de los dos materiales se logra si existe buena adherencia en la interfase acero-hormigón, mediante la utilización de barras corrugadas (Nilson, 1999).

Las cargas que actúan en una estructura, ya sean gravitacionales (muertas o vivas), cargas horizontales de vientos huracanados o sismos, o las debidas a expansión/contracción por fluctuaciones en la temperatura ambiente, generan flexión o deformación de los elementos estructurales que la constituyen. La flexión del elemento viga es el resultado de la deformación causada por los esfuerzos de flexión debida a las cargas externas aplicadas perpendicularmente al eje longitudinal de la viga.

Conforme se aumenta la carga y se sobrepasa el límite elástico del material (hormigón), la viga seguirá soportando deformación adicional, pero se desarrollarán fisuras por flexión a lo largo del claro de la viga en las zonas de mayor esfuerzo de tracción en el elemento. Incrementos continuos en el nivel de carga conducen a la falla del elemento estructural cuando la carga externa alcanza la capacidad del elemento. A dicho nivel de carga se le llama estado límite de falla en flexión (García, 2006).

Cuando la carga en una viga se incrementa de modo gradual desde cero hasta la magnitud que producirá la falla, pueden distinguirse diferentes estados en su comportamiento. Para cargas bajas, mientras que el máximo esfuerzo de tensión en el hormigón sea menor que el módulo de rotura, todo el hormigón resulta efectivo para resistir los esfuerzos de compresión a un lado y de tensión al otro costado del eje neutro. En esta etapa, todos los esfuerzos en el hormigón son de pequeña magnitud y proporcionales a las deformaciones. Cuando la carga se aumenta un poco más, se alcanza la resistencia a la tensión del hormigón y en esta etapa se desarrollan las fisuras de tensión. Estas se propagan con rapidez hacia arriba y muy cerca del nivel del plano neutro, que a su vez se desplazan hacia arriba con fisuramiento progresivo.

Para cargas moderadas, si el esfuerzo en el hormigón no excede aproximadamente $f_c/2$, los esfuerzos y las deformaciones unitarias continúan siendo proporcionales. Cuando la carga se incrementa aún más, el esfuerzo y las deformaciones aumentan en forma correspondiente y desaparece la proporcionalidad. La relación no lineal entre esfuerzos y deformaciones unitarias que sigue es la determinada por la curva esfuerzo-deformación de hormigón.

Cuando se alcanza la capacidad de carga de la viga la falla se puede presentar de dos formas: a) Cuando se emplea una cantidad de refuerzo relativamente moderada, el acero alcanza su punto de fluencia con determinado valor para la carga. Para este esfuerzo, el acero de refuerzo fluye en forma súbita y se alarga de manera considerable, entonces las fisuras de tensión en el hormigón se ensanchan de manera visible y se propagan hacia arriba, presentándose simultáneamente una deflexión significativa de la viga. Cuando esto ocurre, las deformaciones unitarias en la zona de compresión restante del hormigón se incrementan hasta tal punto que sobreviene el aplastamiento del hormigón, o sea, una falla con una carga solo ligeramente superior que la carga que causó la fluencia en el acero. Esta falla por fluencia es gradual y está precedida por signos visibles de peligro, como el ensanchamiento y alargamiento de las fisuras y el aumento notorio en la deflexión; b) Cuando se emplean grandes cantidades de refuerzo, la resistencia a la compresión del hormigón puede agotarse antes de que el acero comience a fluir, y el hormigón falla por aplastamiento cuando las deformaciones unitarias son tan

grandes que destruyen su integridad. La falla por compresión debida al aplastamiento del hormigón es repentina y ocurre sin ningún aviso. Por esta razón, es aconsejable calcular las dimensiones de las vigas de tal manera que, si se sobrecarga, la falla se inicie por fluencia del acero y no por aplastamiento del hormigón.

Mientras el esfuerzo de tensión en el hormigón se mantenga por debajo del módulo de rotura, de manera que no se desarrollen fisuras de tensión, la distribución de esfuerzos y deformación es la misma que en una viga elástica y homogénea. Por lo tanto, considerando comportamiento elástico en las vigas de hormigón (los esfuerzos y las deformaciones se mantienen proporcionales), se puede aplicar la Ley de Hooke para determinar el módulo de Young o coeficiente de rigidez (pendiente de la línea fuerza-deformación medida en el centro de la viga), donde la fuerza aplicada es proporcional a la deformación obtenida en la viga. Cuando la fuerza deja de actuar sobre la viga estando dentro de esta zona elástica, ésta recupera su forma original. Si la fuerza aplicada supera el límite de elasticidad, la viga quedará deformada a pesar de que la carga deje de aplicarse sobre ella.

El comportamiento de vigas de hormigón armado simplemente apoyadas cargadas en el centro del tramo, es tipificado por tres regiones características (Figura 3.10). La primera, cuando la carga es relativamente baja y toda la sección de hormigón aporta rigidez, la relación entre la carga y el desplazamiento es linealmente elástica (Región I), una vez que la fibra inferior del hormigón alcanza su resistencia a tensión (P_{cr} , Δ_{cr}) se produce una reducción en la rigidez de la sección, en esta nueva región de rigidez fisurada, el comportamiento al igual que en la región anterior es linealmente elástico (Región II) pero en este caso el acero de refuerzo cada vez recibe mayor esfuerzo y asume mayor responsabilidad en la capacidad portante de la sección, a medida que aumenta la carga aplicada y el acero alcanza su resistencia de fluencia (P_y , Δ_y) , ocurre nuevamente un cambio en la rigidez de la sección pero en este caso el cambio es drástico (Región III), a partir de este momento la relación entre la carga aplicada y la deformación es linealmente inelástica, con deflexiones permanentes que se incrementan de manera acelerada con pequeños incrementos de carga, la deformación unitaria en el acero aumenta rápidamente, se produce un excesivo fisuramiento en la sección hasta alcanzar el valor máximo de carga (P_u ,

Δu), después de lo cual ocurre el colapso de la sección marcado por una reducción abrupta de la carga soportada.

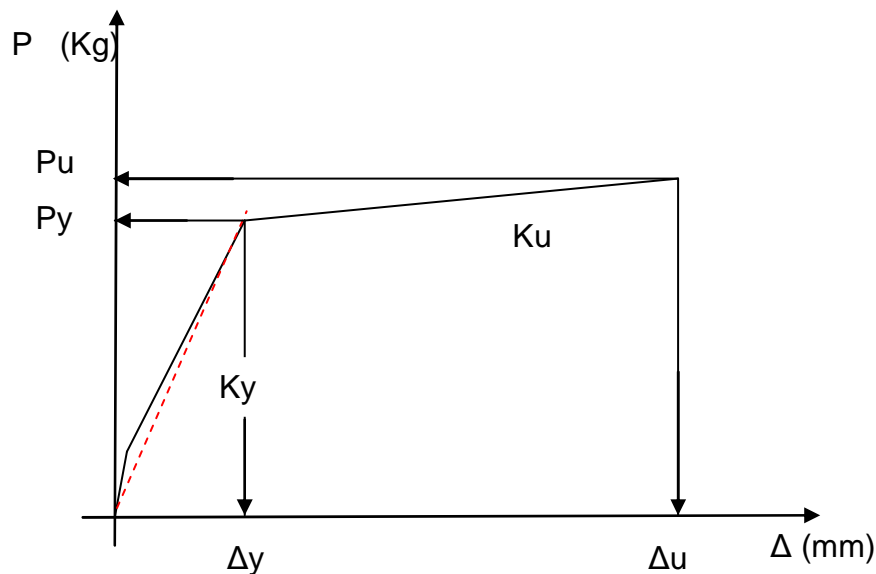


Figura 3.10. Comportamiento de vigas de hormigón armado cargadas

A los efectos de evaluar el comportamiento de elementos ensayados en laboratorio es suficiente representar el comportamiento antes descrito caracterizándolo solamente con dos puntos, el punto de fluencia del acero de refuerzo (P_y, Δ_y) y el valor de carga máxima (P_u, Δ_u). En este caso el comportamiento es tipificado en términos de la rigidez secante de la sección definida por la relación $K_y = P_y/\Delta_y$ la cual promedia las rigidez no fisurada con la rigidez fisurada de la sección y racionaliza el procedimiento de evaluación sin disminuir la exactitud del mismo, por otro lado la rigidez pos fluencia también es otro parámetro característico, esta, es calculada en términos de la pendiente del gráfico en la Región III es decir $K_u = (P_u - P_y)/(\Delta_u - \Delta_y)$. Otro parámetro susceptible de evaluación es la capacidad de ductilidad de desplazamiento obtenida a partir del ensayo $D = \Delta_u/\Delta_y$

Un parámetro importante es la resistencia última, es decir, la carga máxima que la estructura o elemento puede soportar. La información relacionada con esfuerzos y deformaciones sirve como una herramienta para determinar la capacidad portante (Nilson, 1999).

3.9.2. TIPOS DE FALLAS

Las vigas pueden tener otros tipos de fallas diferente a la flexión, e incluso más peligrosas que éstas.

3.9.2.1. Falla a flexión.- Se inicia por fluencia gradual del acero a tensión, acompañada por fisuramiento obvio del hormigón y grandes deflexiones, que dan aviso evidente y la oportunidad de tomar medidas correctivas. Las fisuras de flexión muy finas son inofensivas sólo cuando se provee un refuerzo longitudinal adecuado para resistir los esfuerzos de tensión por flexión que el hormigón figurado ya no puede transmitir.

3.9.2.2. Falla a cortante.- También conocida como falla a tensión diagonal, es difícil de predecir en forma exacta. Si una viga sin refuerzo a cortante se sobrecarga hasta la falla, se puede presentar un colapso por cortante en forma súbita, sin aviso alguno de peligro. Para evitar este tipo de falla se coloca refuerzo a cortante en las vigas de hormigón armado para garantizar una falla a flexión antes de que ocurra la falla a cortante en caso de que el elemento se sobrecargue en exceso. Una vez formada, la fisura diagonal se prolonga bien sea de manera inmediata o bajo una carga ligeramente superior, atraviesa la viga por completo desde el refuerzo a tensión hasta la cara de compresión y se separa en dos, produciéndose en consecuencia la falla, esto ocurre en vigas de poca altura relativa. Para vigas de mayor altura relativa con menores relaciones luz-altura, la fisura diagonal una vez formada, se propaga hacia y parcialmente dentro de la zona de compresión, pero se detiene un poco antes de la penetración en la cara de compresión, en este caso no ocurre un colapso súbito.

3.10. VIDA ÚTIL

Todas las vigas de hormigón reforzado se fisuran, iniciándose por lo general el proceso para cargas muy por debajo del nivel de servicio y posiblemente antes de que actúen las cargas, debido a que no se pueden retraer libremente.

En una viga bien diseñada, las fisuras de flexión son finas, casi invisibles y garantizan muy poca o ninguna corrosión del refuerzo. A medida que se incrementan gradualmente las cargas por encima de las cargas de fisuramiento, tanto la cantidad como el ancho de las fisuras aumentan y se pueden encontrar un ancho común de fisuras de aproximadamente 0,25 mm. Si las cargas se incrementan, el ancho de fisuras se aumenta más en el valor correspondiente, aunque la cantidad se mantiene más o menos estable.

El ancho aceptable para las fisuras de flexión en el estado de servicio depende principalmente de las condiciones de exposición y debe establecerse con relación a la posibilidad de corrosión del refuerzo. La Tabla 3.16 muestra los valores recomendados por el comité ACI 224 (1992).

Tabla 3.16. Anchos tolerables de las fisuras para hormigón reforzado(ACI 224, 1992)

Condición de exposición	Ancho tolerable de fisura (mm)
Aire seco o membrana protectora	0,41
Aire húmedo	0,30
Químicos para deshielo	0,18
Agua de mar: y rocío de agua de mar: humedecimiento y secado	0,15
Estructuras de contención de agua, se excluyen ductos sin presión.	0,10

Aunque el hormigón se emplea de mejor manera cuando se utiliza su buena resistencia a la compresión, su resistencia a la tensión también es de importancia. La formación y propagación de fisuras en el lado de tensión de elementos de hormigón reforzado sometidos a flexión dependen principalmente de la resistencia a la tensión (Nilson, 1999).

Uno de los modelos más conocidos para representar un proceso de corrosión de armadura y determinar la vida útil de una estructura debida a corrosión es el propuesto por Tutti (1982) En este modelo se define a T_1 como al tiempo de inicio de la corrosión que comprende desde la fabricación de la estructura hasta la aparición de los primeros síntomas, y a T_2 como al período de propagación comprendido entre

el inicio de la corrosión y la manifestación de daños externos inaceptables desde el punto de vista de la seguridad, funcionalidad y/o estética de la estructura.

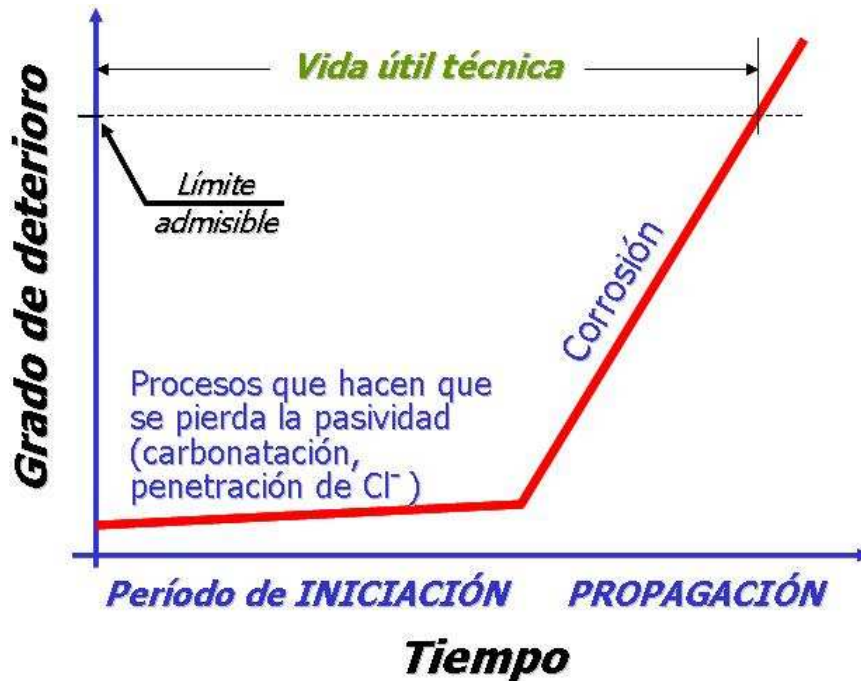


Figura 3.11. Modelo de durabilidad de Tuutti

Además de las etapas T_1 y T_2 del modelo de Tuutti (1982), se ha definido la etapa de vida residual, que es la que se inicia en el momento de la aparición visible de algún síntoma de degradación, como por ejemplo fisuras de ancho $> 0,1$ mm, delaminaciones de la cobertura de hormigón, pérdida visible de la sección del acero, etc. y finaliza con su colapso. Esta etapa muestra la tendencia progresiva de degradación de capacidad portante de una estructura que se está corroyendo y que corresponde a lo que sería su viga residual (Troconis *et al.*, 1997). La Figura 3.12 muestra una estructura que se encuentra en esta etapa. La vida residual se podría considerar como el tiempo en que debe repararse la estructura antes de que pueda colapsar.

Todas estas fisuras son originadas por los óxidos debidos a la corrosión, que ocupan mayor volumen que el acero al que sustituye. Este cambio en volumen genera un cambio tensional en el hormigón que le lleva a su fisuración. Por lo que en el estudio del deterioro de la integridad del hormigón debido a la corrosión se debe distinguir

las dos etapas mencionadas anteriormente: a) iniciación: las fisuras aparecen y se desarrollan hasta alcanzar la superficie del hormigón, b) propagación: crecimiento del ancho de fisura, pudiendo producirse el desprendimiento del recubrimiento de hormigón (Torres y Martínez, 2001).



Figura 3.12. Muelle expuesto a un ambiente marino, en su etapa de vida remanente

Durante una inspección visual, la etapa donde aparecen fisuras anchas, manchas de óxido en la superficie y desprendimiento es la más sencilla de detectar (vida residual). En cambio, para evaluar si la estructura se encuentra en las etapas T_1 o T_2 (vida útil) es necesario realizar un diagnóstico más complejo y costoso que una simple inspección visual. Para esto se debe realizar mapeos de potencial para saber si el acero está activo o no, estimación de la velocidad de corrosión, extraer testigos de hormigón para determinar la concentración de cloruros en la profundidad de la armadura, etc.

Cuando el acero en estructuras de hormigón está corroído, se necesita realizar una investigación más completa para distinguir el tipo de la corrosión a la que está sometido, identificar el grado de ésta en función del tipo de manifestación, y hacer el seguimiento del estado de la corrosión. Finalmente, una evaluación del daño de la estructura se podría predecir conociendo la velocidad de corrosión y pérdidas de la sección del acero al momento de realizarse dicha evaluación.

Es en la etapa de vida residual en donde la estructura comienza a disminuir considerablemente su capacidad de carga portante, CC_{COR} . Por esto la importancia de evitar que las estructuras lleguen a un grado de deterioro similar al mostrado en la Figura 3.12.

La cantidad generada de óxidos está directamente relacionada con la fisuración del recubrimiento del hormigón y la pérdida de adherencia, mientras que la reducción en la sección transversal del acero afecta a la capacidad portante de la estructura. Por lo tanto, la tasa de corrosión es un indicador de la tasa de descenso de la capacidad portante de la estructura (Torres y Martínez, 2001).

La reducción de la capacidad portante del elemento de hormigón armado afectado por corrosión de las armaduras se debe fundamentalmente a cuatro efectos que son directamente producidos por la corrosión: reducción de la sección de armadura debido a la corrosión, reducción de la ductilidad de las barras, reducción de la adherencia y pérdida de sección efectiva del hormigón debido a la fisuración y a fisuras del recubrimiento (Torres y Martínez, 2001).

En estudios anteriores (Torres y Martínez, 2003; Torres *et al.*, 2007) se han evaluado probetas por medio de evaluación electroquímica y mapeo de fisuras, para determinar el valor de CC_{CORR} de elementos estructurales con corrosión generalizada en función de daños fáciles de detectar como, por ejemplo, el ancho promedio de la fisura por corrosión presente en la superficie de hormigón.

Basado en la información experimental de estos estudios (Torres y Martínez, 2003; Torres *et al.*, 2007), es en la etapa de vida residual en donde la estructura comienza a disminuir considerablemente su capacidad de carga remanente, CC_{COR} . La Figura 3.13 muestra la información obtenida de la literatura donde se relacionan los daños por fisuras por corrosión de la armadura (ancho promedio de las fisuras en el hormigón) con la pérdida de diámetro (o sección) de la armadura por corrosión.

En esta figura se observa una tendencia indicando que a mayor pérdida de radio, x_{PROM}/r_0 (en donde x_{PROM} = penetración de la corrosión promedio), mayor es el ancho de fisuras, AG_{MAX} (Torres y Martínez, 2003; Torres *et al.*, 2007; Torres y Martínez,

2003(2); Torres *et al.*, 2003; Torres *et al.*, 2002). En la Figura 3.13 los círculos oscuros corresponden a datos experimentales de probetas corroídas naturalmente expuestas a un ambiente marino y probetas en donde una cantidad de cloruros fueron adicionados al hormigón mediante ciclos de mojado con agua salada. Los círculos vacíos corresponden a datos experimentales donde se utilizaron procedimientos para acelerar la corrosión, como la aplicación de un potencial anódico o densidad de corriente anódica sobre la o las barras de refuerzo a corroer.

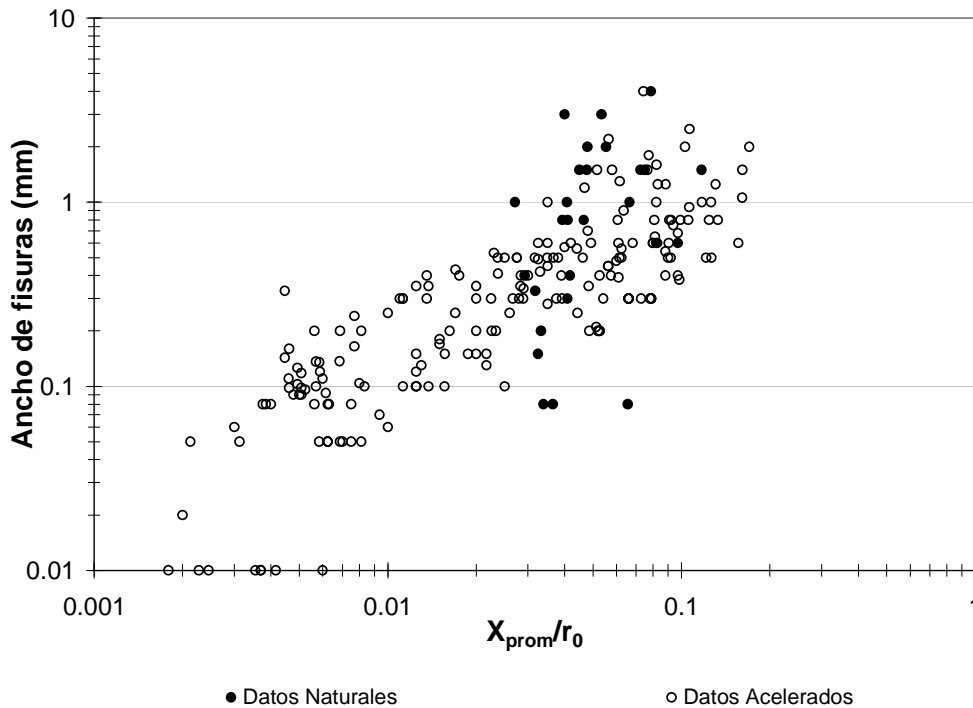


Figura 3.13. Resultados de ancho máximo de fisura y pérdida promedio del radio de la barra por corrosión de diferentes autores

Con los resultados presentados en la figura se pueden observar diferencias en las tendencias de la relación empírica entre corrosión y fisuramiento, siendo la pendiente de los datos acelerados menos pronunciada que los datos de corrosión natural, indicando esto que se necesita obtener mayor información sobre fisuramiento por corrosión natural, para verificar estos resultados.

4. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

4.1. ELABORACIÓN DE MORTEROS DE REPARACIÓN

Con el fin de encontrar un mortero que presentara características durables ante un ambiente agresivo marino, se evaluaron diferentes mezclas con aditivos (microsílice y ceniza volante) en diferentes proporciones, utilizando una relación agua/cemento igual a 0,58, similares a morteros y hormigones convencionales fabricados en Venezuela.

4.1.1. DISEÑO DE MEZCLA

Se realizaron mezclas de mortero utilizando cemento Pórtland tipo I (ASTM C 150, 1996), agua potable con contenido de Cl^- menor de 80 ppm y arena de río, la cual fue tamizada para eliminar los agregados gruesos (tamiz # 4) y muy fino (tamiz # 200). El material tamizado se sometió a un proceso de secado al horno hasta peso constante, por un lapso de 24 horas a una temperatura de $110 \pm 5^\circ\text{C}$. Luego, se realizaron ensayos al agregado fino, necesarios para la determinación del diseño de mezcla, como: composición granulométrica, peso unitario suelto y compacto, peso específico y absorción de agua (Covenin 0255, 2006; Covenin 0263, 2008; Covenin 0268, 1998).

El mortero se diseñó (Fernández, 1981), con una resistencia a la compresión de 400 kg/cm^2 y relación agua/cemento de 0,58. Adicionalmente, se agregaron dos tipos de adiciones: microsílice en contenidos de 5, 10 y 15 %p/p y ceniza volante en contenidos de 5, 10, 12, 15 y 17 %p/p, calculados en base al peso de cemento. En algunos casos, para mantener una trabajabilidad constante de 100% en todas las mezclas, fue necesario utilizar superplastificante. Luego se determinó el porcentaje de expansión del mortero con la finalidad de conocer la manejabilidad de la mezcla fresca (ASTM C 230, 2008).

4.1.2. FABRICACIÓN DE PROBETAS DE MORTERO

Se fabricaron los siguientes tipos de probetas para las distintas mezclas a evaluar:

- Probetas cúbicas de 50 mm para determinar la resistencia a la compresión, evaluada a los 28 días de curado (ASTM C 109, 2007).
- Lonjas de 100 mm de diámetro y 30 mm de espesor para evaluar la sorción capilar y porosidad efectiva (Fagerlund, 1986).
- Lonjas de 100 mm de diámetro y 50 mm de espesor para determinar la permeabilidad rápida del ión cloruro (ASTM C 1202, 1991).
- Probetas cilíndricas de 75 mm x 150 mm para los ensayos electroquímicos en los que se determinaron: el potencial y la resistencia a la polarización, y se realizaron polarizaciones potenciodinámicas cíclicas.

La Figura 4.1 muestra el tipo de probeta usado para las pruebas electroquímicas, las cuales se fabricaron con tres electrodos colocados en el momento de vaciar la mezcla. Como electrodos de referencia y auxiliar se utilizaron barras cilíndricas de grafito de 0,8 cm de diámetro, de 6 cm y 4 cm de longitud respectivamente (García, 1998). Como electrodo de trabajo se utilizó una barra de acero de 0,95 mm de diámetro y 10 cm de longitud, de los cuales sólo 6 cm se encontraban expuestos al mortero.

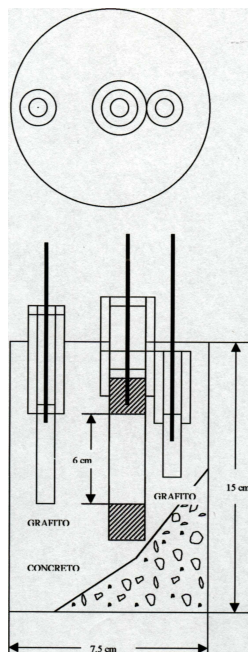


Figura 4.1. Esquema de las probetas electroquímicas utilizadas

Las probetas se designaron precedidas por la letra M (mortero) y una serie de números indicando, el primero, el contenido de microsílice y, el segundo, el contenido de ceniza volante, ambos en %p/p. Ejemplo M.5.0: Mortero con 5 %p/p de microsílice y 0 %p/p de ceniza volante.

4.1.3. CARACTERIZACIÓN FÍSICO-MECÁNICA DEL MORTERO DE REPARACIÓN

4.1.3.1. Resistencia a la Compresión.- Para este ensayo se utilizaron probetas cúbicas de 50 mm de cada una de las mezclas de mortero (ASTM C 109, 2007). El ensayo se realizó después de 28 días de curado.

4.1.3.2. Absorción Capilar.- Este ensayo se realizó según la Norma Sueca de Fagerlund (1986), utilizando las lonjas de mortero descritas anteriormente, de 100 mm de diámetro y 30 mm de altura.

Las probetas se secaron en una estufa a 50 °C hasta peso constante, registrando el peso inicial (W_0) de cada una de ellas. Cada lonja de mortero se colocó dentro de un recipiente, sobre una esponja saturada de agua, cuidando que el nivel de ésta no pasara más de 3 mm por encima de ella. Previamente, la periferia de la lonja se cubrió con parafina para controlar que el agua subiera sólo por el interior del material a lo largo de la probeta. El recipiente se cubrió con una tapa para evitar la evaporación del agua.

Se determinó el peso de la lonja seca y luego el peso a diferentes intervalos de tiempo, desde el momento en que la probeta se colocó sobre la esponja. Los diferentes intervalos fueron: 5, 10, 15, 30 minutos, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 24, 48, 72 horas, etc., hasta llegar a un peso constante, registrando el tiempo en el que el agua llega a la parte superior de la probeta. Antes de pesar, la superficie de succión se secó con un paño húmedo para eliminar el agua en exceso que quedaba sobre la superficie. La Figura 4.2 muestra una curva típica de la prueba de absorción capilar. El punto de intersección entre las dos pendientes corresponde al tiempo en que el agua alcanza la cara superior de la probeta (Fagerlund, 1986).

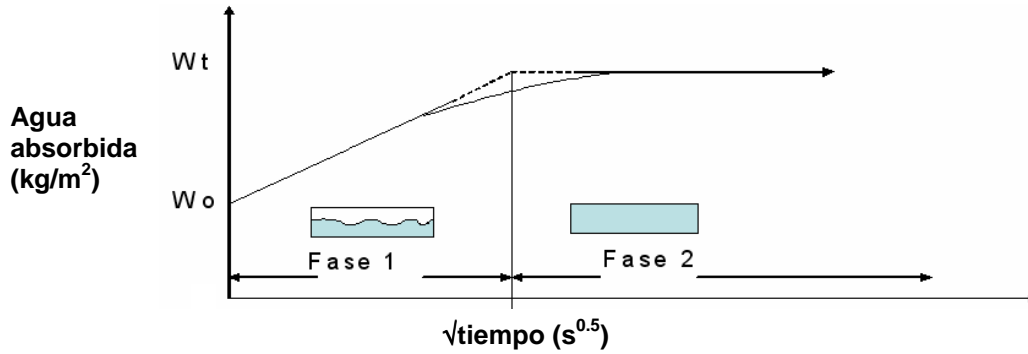


Figura 4.2. Representación esquemática de la absorción capilar vs. tiempo

Después de obtener los gráficos, se calculó el coeficiente de absorción capilar, k , como la pendiente de la región lineal del gráfico $(W_t - W_o)/A$ en función de \sqrt{t} :

$$K = \frac{(W_t - W_o) / A}{\sqrt{t}} \quad [4.1]$$

El coeficiente de resistencia a la penetración del agua, m , se calculó como:

$$m = \frac{t}{z^2} \quad [4.2]$$

Donde:

z = altura de la probeta

La porosidad efectiva, ϵ_o , se obtuvo según la expresión:

$$\epsilon_o = \frac{k \cdot \sqrt{m}}{1000} \times 100 \quad [4.3]$$

Y la sorción capilar (Fagerlund, 1986):

$$S = \frac{1}{\sqrt{m}} \quad [4.4]$$

4.1.3.3. Permeabilidad rápida del ión cloruro.- Este ensayo se realizó según Norma ASTM C 1202 (1991) utilizando el equipo Proove it, marca German Instruments, utilizando lonjas de 100 mm de diámetro y 50 mm de altura.

Para realizar la prueba las probetas fueron acondicionadas, lo cual consiste en someterlas a vacío durante tres horas. Pasado este tiempo, se agregó agua hasta cubrir las probetas, se continuó la aplicación de vacío por otra hora y se dejaron sumergidas durante 18 horas más, con la finalidad de saturarlas de agua para facilitar el paso de corriente en el momento de realizar la prueba.

Luego, la probeta saturada se colocó en la celda del equipo, la cual consta de dos medias celdas, una conteniendo NaCl al 3,0 %p/p conectada al terminal negativo del equipo y la otra media celda con NaOH al 0,3 N conectada al terminal positivo. La cara superior del vaciado de las probetas, se colocó en contacto con la media celda con NaCl para, de esta forma, simular las condiciones de migración natural que puede presentarse en las estructuras expuestas a ambientes marinos.

4.1.4. EVALUACIÓN ELECTROQUÍMICA DE LAS PROBETAS DE MORTERO

Las probetas electroquímicas fueron sometidas al ambiente agresivo de cámara de niebla salina por un período de cuatro meses, durante 5 días a la semana (8 horas/día), con el fin de alcanzar más rápidamente la actividad de las barras de acero. Luego de este período, las probetas fueron parcialmente sumergidas en solución salina al 3,5 %p/p simulando el ambiente marino.

Las diferentes determinaciones de potencial, resistencia a la polarización y polarización potenciodinámica cíclica, se efectuaron antes, durante y después de someter a las probetas a la cámara de niebla salina, esto con el fin de determinar el comportamiento activo o pasivo del acero de refuerzo.

4.1.4.1. Potencial vs. tiempo.- Se registró el potencial de cada probeta una vez a la semana, utilizando un electrodo de Cu/CuSO₄ saturado (ASTM C 876, 1995) y un voltímetro de alta impedancia interna (Figura 4.3).

4.1.4.2. Resistencia a la polarización.- Para esta prueba se utilizó un potencióstato/galvanostato computarizado PARC 273 e interfase modelo 276, con una velocidad de barrido de 0,28 mV/s.



Figura 4.3. Medición de potencial del acero en las probetas con electrodo de Cu/CuSO_4

De las gráficas obtenidas se determinaron los valores de resistencia a la polarización, R_p , para ser utilizados posteriormente en el cálculo de la velocidad de corrosión de la armadura a través de la ecuación de Stern y Geary:

$$i_{corr} = \frac{B}{R_p} \quad [4.5]$$

Donde:

i_{corr} = Intensidad de corriente de corrosión ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)

B = Constante de Tafel

R_p = Resistencia a la polarización ($\text{ohm} \cdot \text{cm}^2$)

Esta prueba se realizó antes de que las probetas fueran sometidas a la cámara salina, durante el tiempo de exposición en cámara (a los 3 y 6 meses) y después de sacarlas de la cámara (a 2,5 y 3,5 años), con el fin de evaluar la velocidad de corrosión de la armadura al transcurrir el tiempo.

4.1.4.3. Polarización potenciodinámica cíclica.- Para este ensayo se utilizó el potenciostato mencionado anteriormente a las mismas condiciones de barrido (0,28 mV/s), con un potencial inicial de -200 mV vs. E_{corr} , potencial de retorno de 900 mV vs. electrodo de referencia y un potencial final de -150 mV vs. E_{corr} .

Este ensayo se realizó con la finalidad de determinar el comportamiento de la armadura dentro de la mezcla de mortero. Por ser éste un ensayo destructivo, esta prueba se hizo una vez que la barra de acero de alguna de las probeta evaluadas presentara activación electroquímica (potenciales < -250 mV vs. Cu/CuSO₄).

4.1.4.4. Difusión de ión cloruro.- Esta evaluación se realizó una vez que las probetas activas fueron polarizadas. Se determinó mediante la extracción de polvo de mortero a cada 5 mm, usando brocas de diferentes diámetros, hasta alcanzar la superficie de la barra embebida, en cada una de las probetas.

El polvo de cada extracción fue almacenado en bolsas selladas, para luego determinar cloruros libres y totales según Norma ASTM C 1152 (1990).

4.2. ELABORACIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN PARA SU REPARACIÓN

Se fabricaron vigas de hormigón convencional, las cuales fueron evaluadas paralelamente a la evaluación de los morteros de reparación, con el fin de repararlas una vez que presentaran activación del acero de refuerzo.

4.2.1. DISEÑO DE MEZCLA

Se utilizaron agregados del Estado Zulia (Venezuela): arena de lago, utilizada como agregado fino y piedra caliza con tamaño máximo nominal de 19 mm. Al agua de amasado se le adicionó 1% de Cl⁻ en base al peso de cemento, para acelerar el proceso de corrosión en las barras.

El diseño de mezcla se realizó según el método ACI 211.1 (1993), con relación agua/cemento de 0,60 y asentamiento en cono de Abrams de 10 cm.

4.2.2. FABRICACIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN

Se fabricaron vigas de hormigón con dos dimensiones diferentes. Las primeras, fueron vigas de hormigón armado de dimensiones 10 x 15 x 120 cm, con una sola armadura de 0,95 cm de diámetro, con el fin de lograr corrosión de la armadura en

cantidad suficiente que provocara fisuras en el hormigón. Estas vigas fueron utilizadas para la reparación con el mortero seleccionado descrito en el punto 4.1.

Las segundas vigas fueron fabricadas con dimensiones de 20 x 30 x 120 cm, y cuatro barras de acero de 0,95 cm de diámetro unidas por 7 estribos, similares a vigas reales encontradas en obra. Estas vigas se utilizaron para probar el sistema de reparación por ánodos de sacrificio.

En los puntos 4.3 y 4.4 se explica con detalle la elaboración de las vigas.

4.2.3. EVALUACIÓN FÍSICA Y MECÁNICA DEL HORMIGÓN

4.2.3.1. Resistencia a la Compresión.- Este ensayo (ASTM C 109, 2007) se realizó a los 28 días de curado. Se utilizaron probetas cilíndricas de 15 x 30 cm.

4.2.3.2. Absorción Capilar.- Para esta prueba (Fagerlund, 1986) se fabricaron cilindros de hormigón de 10 x 25 cm, seleccionando una lonja central de 5 cm de alto, de cada uno de los cilindros.

4.3. VIGAS UTILIZADAS PARA REPARACIÓN CON MORTERO

Se realizaron 24 vigas de dimensiones 10 x 15 x 120 cm, con una barra de acero de 0,95 cm de diámetro y un recubrimiento de hormigón de 2,5 cm. Estas vigas fueron reparadas, una vez que las armaduras presentaran corrosión, con el mortero de reparación evaluado que resultara eficiente desde el punto de vista de durabilidad. Dieciséis de estas vigas se realizaron con NaCl agregado en el agua de amasado y ocho vigas sin NaCl, para poder utilizarlas como patrón.

De los dos grupos de vigas de hormigón armado realizadas (contaminadas / sin contaminar) se seleccionó la mitad de ellas para ser sometidas a carga constante por flexión por un período de uno y dos años, con el fin de evaluar el efecto de la flexión en la velocidad de corrosión y durabilidad de las vigas en general, ya que éstas simulan cargas normales en vigas reales. A lo largo de este trabajo a esta carga aplicada se le llamará precarga.

Después de la precarga hubo otra selección de vigas para repararlas con el mortero de reparación seleccionado una vez presentaron activación de la armadura. La Tabla 4.1 muestra la selección de vigas para precarga y reparación.

Tabla 4.1. Selección de vigas para precarga y reparación

Viga	Contaminación con Cl-	Aplicación de precarga	Reparación con mortero
1	1%	SI	NO
2	1%	SI	NO
3	1%	NO	NO
4	1%	SI	SI
5	1%	SI	SI
6	1%	NO	SI
7	1%	SI	SI
8	1%	SI	SI
9	1%	NO	SI
10	1%	NO	SI
11	1%	NO	NO
12	1%	SI	NO
13	1%	NO	NO
14	1%	NO	NO
15	1%	SI	NO
16	1%	NO	SI
17	0%	SI	NO
18	0%	SI	NO
19	0%	SI	NO
20	0%	NO	NO
21	0%	SI	NO
22	0%	NO	NO
23	0%	NO	NO
24	0%	NO	NO

Las 24 vigas fueron rociadas un área central de 25 cm, por el lado de la viga más cercano a la armadura, con solución salina de NaCl al 3,5 %p/p dos veces por semana, con el fin de acelerar aún más el proceso de activación de las barras por difusión de iones cloruros desde el exterior.

Las vigas, tanto las reparadas con morteros como las sin reparar, se evaluaron de la siguiente forma:

- Electroquímicamente, para determinar la velocidad de corrosión de la armadura y en el caso de las vigas reparadas evaluar el efecto producido por la reparación localizada.

- Visualmente, para determinar fisuras debidas a la corrosión de la armadura y fisuras debidas al esfuerzo de tensión (en el caso de vigas precargadas).
- Mecánicamente para determinar su capacidad portante después de tres años de evaluación y evaluar su comportamiento según la precarga y/o la reparación localizada aplicada o no.

La Figura 4.4 muestra las vigas de hormigón armado de dimensiones 10 x 15 x 120 cm.



Figura 4.4. Vigas de hormigón de dimensiones 10 x15 x120 cm

4.3.1. EVALUACIÓN ELECTROQUÍMICA DE LAS VIGAS

4.3.1.1. Potencial vs. tiempo.- Se determinó utilizando un electrodo de Cu/CuSO₄ saturado (ASTM C 876, 1995). Estas mediciones se realizaron dos veces por semana y se comenzó a los 3 días de elaboradas las vigas.



Figura 4.5. Esquema de las vigas y posición de los puntos de medición de potencial

Las medidas de potencial fueron tomadas usando un voltímetro de alta impedancia interna y colocando el electrodo sobre la superficie de las vigas en los seis diferentes puntos mostrados en la Figura 4.5, sobre la posición de la barra de acero.

4.3.1.2. Velocidad de corrosión.- Como segunda prueba electroquímica aplicada a las vigas se determinó la velocidad de corrosión. Para ello se utilizó el método de polarización lineal, a través del equipo GECORR6 (Figura 4.6), el cual utiliza un anillo de guarda para confinar la corriente aplicada. Este equipo permite realizar ensayos no destructivos de velocidad y potencial de corrosión. Esta evaluación se realizó en los 3 puntos indicados en la Figura 4.7.



Figura 4.6. Equipo GECORR6, utilizado para la determinación de la velocidad de corrosión en las barras de acero de las vigas

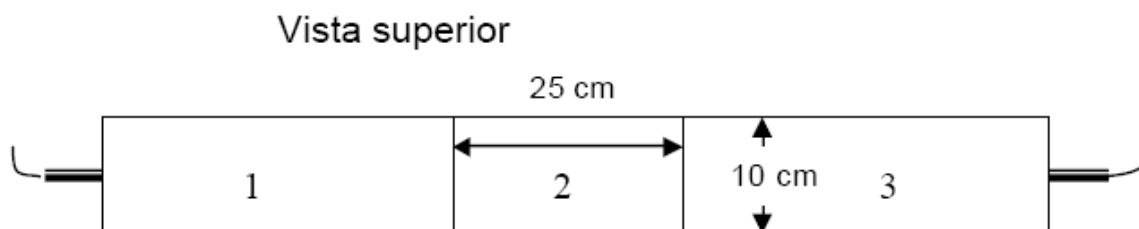


Figura 4.7. Esquema de las vigas y posición de los puntos de medición de la velocidad de corrosión

4.3.2.- APLICACIÓN DE PRECARGA EN LAS VIGAS

Se le aplicó carga a flexión constante a 12 de las vigas fabricadas (Tabla 4.1), haciendo 6 sistemas de precarga con dos vigas cada uno, con la finalidad de simular un esfuerzo de flexión y conocer su efecto en la corrosión de las armaduras en una estructura de hormigón. En la Tabla 4.2 se identifican los 6 sistemas con las vigas que los conforman.

Tabla 4.2. Identificación de los sistemas de carga

No. de sistema	No. de las vigas que lo conforman	Hormigón contaminado con NaCl
1	1 – 2	SI
2	4 – 5	SI
3	7 – 8	SI
4	12 – 15	SI
5	17 – 18	NO
6	19 – 21	NO

El sistema consistió en aplicar la carga utilizando un método de tres puntos (central y ambos extremos de las vigas), como se muestra en las Figuras 4.8 y 4.9.



Figura 4.8. Sistema de carga aplicado a las vigas de hormigón

La carga aplicada en el centro de la viga fue de 475 kg, que corresponde, aproximadamente, a la mitad de la carga necesaria para alcanzar el esfuerzo de ruptura por flexión del hormigón de las vigas estudiadas (carga última de diseño de

las vigas=1064kg). Esto se logró apretando 2 mm cada uno de los tornillos que conforman el sistema de carga, según los cálculos realizados (Figura 4.10).

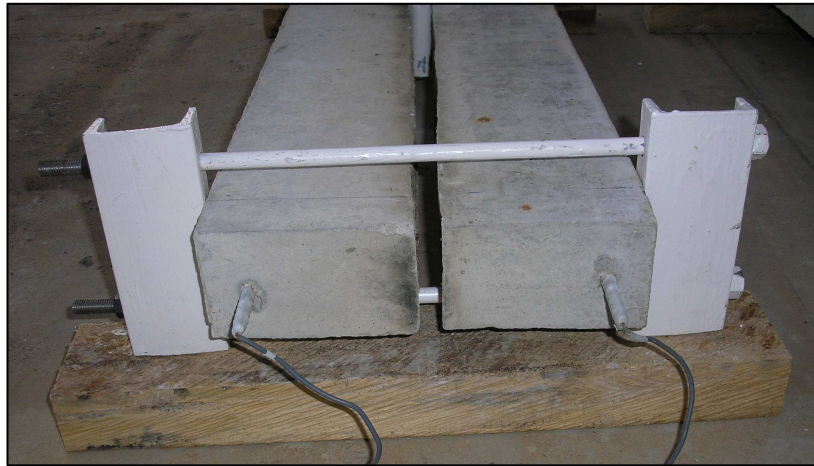


Figura 4.9. Carga aplicada en los extremos por medio de tornillos

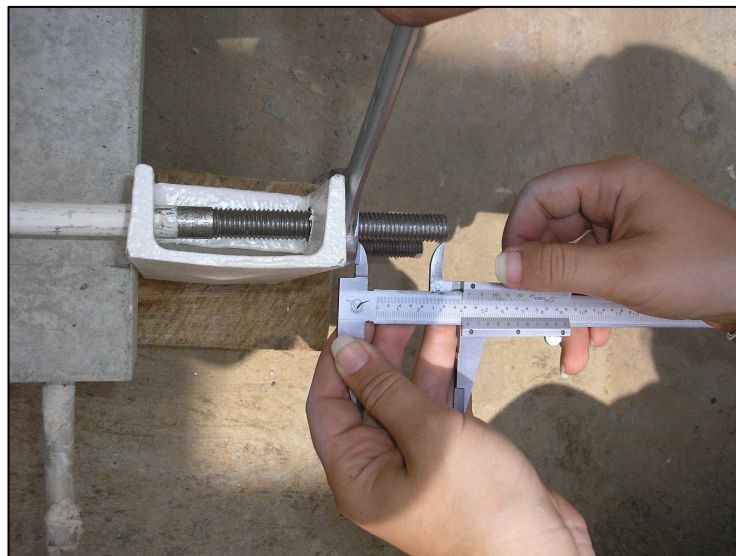


Figura 4.10. Aplicación de carga por ajuste de los tornillos del sistema de carga

Como se explicó anteriormente, antes y después de someter a las vigas a carga por flexión, éstas fueron rociadas en un área central de 25 cm, 3 veces por semana con solución salina al 3,5 %p/p (Figura 4.11), con la finalidad de acelerar el proceso de corrosión de la armadura en esta área.

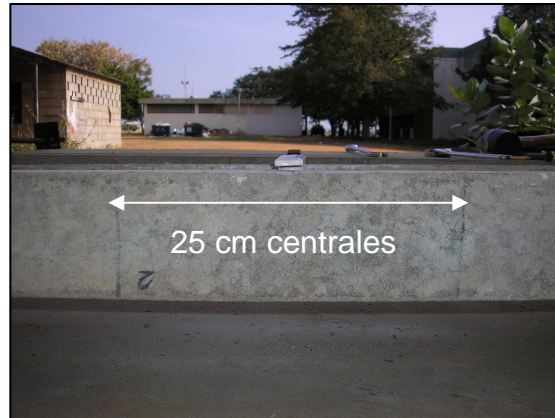


Figura 4.11. Área central rociada con solución salina

4.3.3. INSPECCIÓN VISUAL Y LEVANTAMIENTO DE FISURAS

Se realizó la inspección visual y el levantamiento de fisuras de cada una de las 12 vigas sometidas a flexión y de las 12 vigas no cargadas, con el fin de observar las fisuras aparecidas después de la aplicación de la carga, su longitud y su ancho. Este levantamiento de fisuras se realizó una vez al mes para conocer su evolución.

Para el levantamiento de fisuras se utilizó una cuadrícula hecha en acetato de 50 x 50 mm, con la que se podía medir la longitud y ubicación de cada una de ellas (Figura 4.12). El ancho de fisuras se midió utilizando una plantilla transparente, la cual tiene impreso distintos espesores (Figura 4.13).

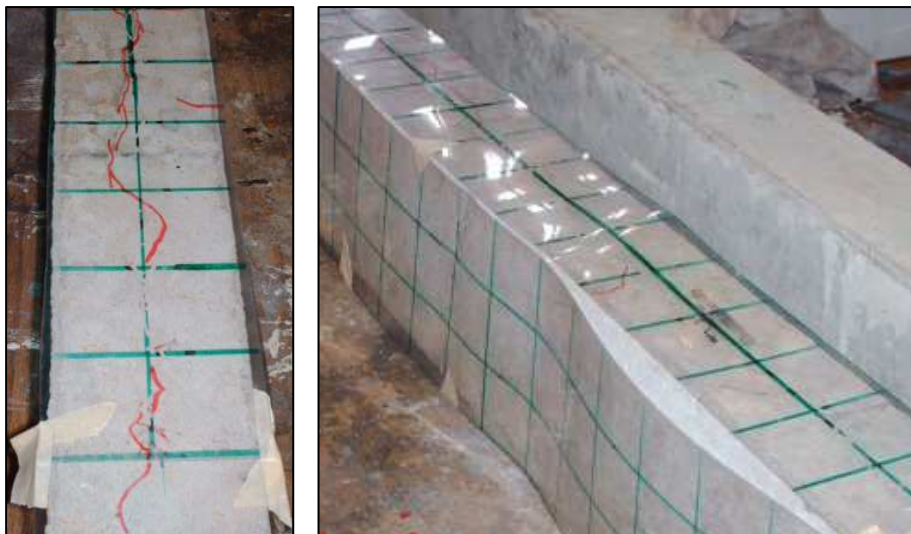


Figura 4.12. Cuadrícula utilizada para la ubicación de fisuras en las vigas

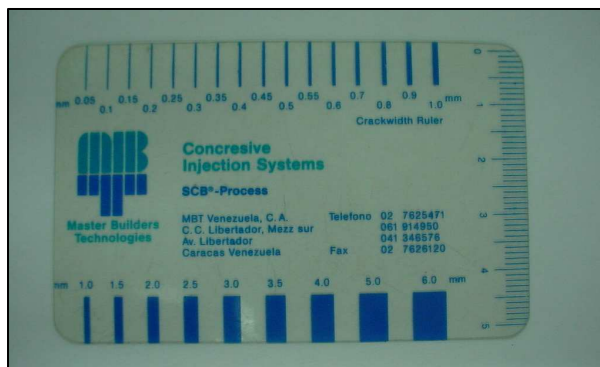


Figura 4.13. Plantilla utilizada para la medición de ancho de fisuras

4.3.4. REPARACIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN CORROÍDAS

Se seleccionaron ocho vigas de hormigón, de las contaminadas con cloruros que presentaban daños por corrosión, para ser reparadas con el mortero evaluado y seleccionado como se explicó en el punto 4.1. En la Tabla 4.3 se muestran las vigas elegidas para reparación, cuatro de ellas estuvieron sometidas a precarga y cuatro sin precarga aplicada. La reparación se evaluó electroquímicamente durante 5 meses, y los ensayos mecánicos de las vigas reparadas se realizaron a dos edades diferentes: 28 días y 5 meses, con el fin de comprobar su efectividad mecánica a diferentes edades.

Tabla 4.3. Vigas seleccionadas para reparar con el mortero

Vigas	Aplicación de Precarga	Tiempo de evaluación
4	SI	28 días
5	SI	28 días
6	NO	28 días
9	NO	28 días
7	SI	5 meses
8	SI	5 meses
10	NO	5 meses
16	NO	5 meses

Las vigas precargadas fueron descargadas para poder eliminar el hormigón fisurado, simulando así apuntalamiento de las vigas. Las Figuras 4.14 y 4.15, muestran los pasos realizados para la demolición del hormigón fisurado.



Figura 4.14. Demarcación y demolición de la zona fisurada de la viga



Figura 4.15. Barra con productos de corrosión, limpieza y barra limpia, para proceder a realizar la reparación con el mortero

En la Figura 4.16 se muestran los pasos seguidos para la reparación de las vigas.

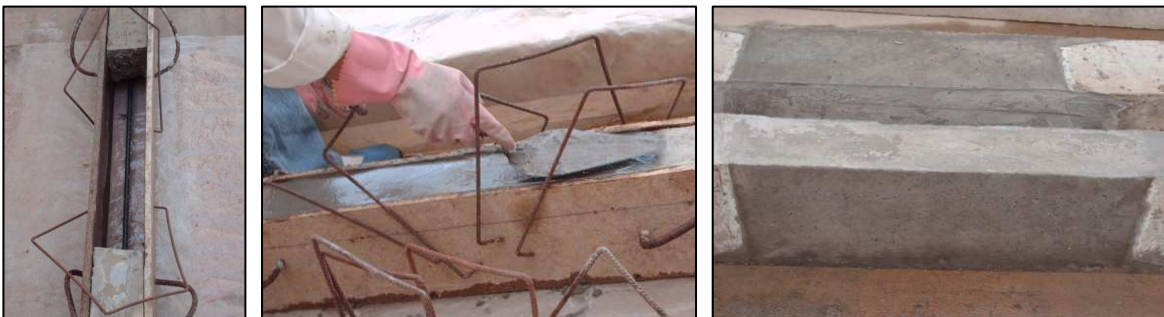


Figura 4.16. Viga encofrada, colocación del mortero y viga reparada

4.3.5. EVALUACIÓN MECÁNICA DE LAS VIGAS

Para realizar el ensayo de flexión de las vigas de hormigón, se diseñó y elaboró un dispositivo para ser acoplado en la máquina universal, consistente en una viga de acero en forma de I, de 120 cm de largo, con dos apoyos móviles atornillados para ajustarlo a la medida requerida, en este caso a 50 cm desde el centro hacia cada uno de los lados.

La Figura 4.17 muestra como la viga descansa sobre los apoyos, quedando una distancia entre ellos de 100 cm de largo y en el centro de la viga se aplica la fuerza. En el pistón de la máquina universal se colocó una pieza en forma triangular para que aplicara la fuerza de manera casi puntual en el centro de la viga. La velocidad de carga aplicada fue igual para las 19 vigas ensayadas. A cada 100 kg aplicados se midió el desplazamiento de la viga por medio de un flexímetro.

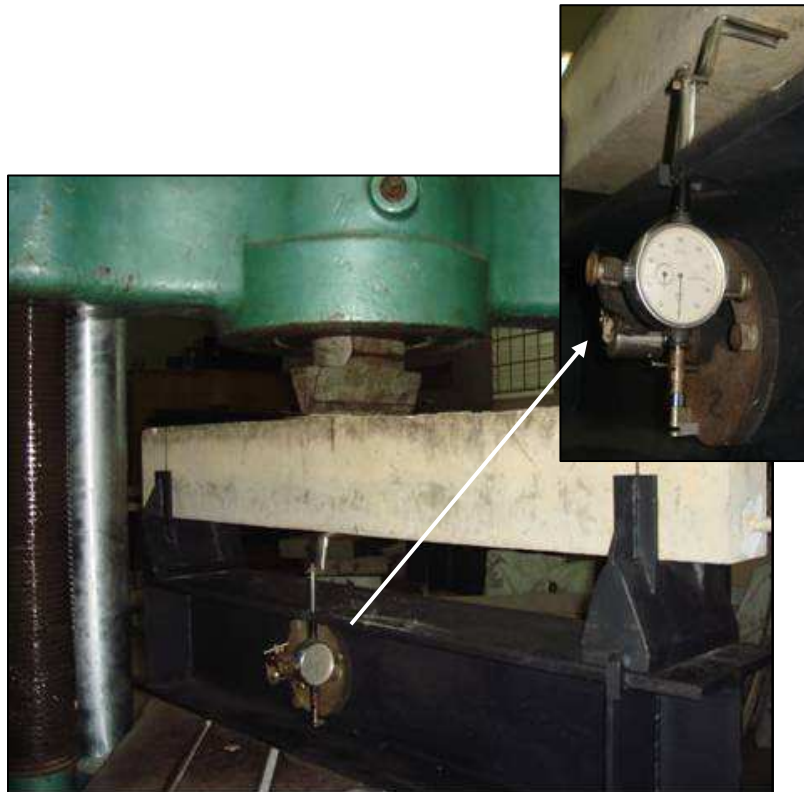


Figura 4.17. Viga de hormigón instalada en la viga de acero dispuesta para ser sometida a carga. Aumento del flexímetro utilizado

De las 24 vigas de hormigón fabricadas y evaluadas durante tres años y medio, se seleccionaron 19 vigas para ser ensayadas mecánicamente hasta la ruptura, con el fin de determinar qué efecto produce en la carga la corrosión de la armadura, la fisuración del hormigón y la reparación localizada a diferentes edades (28 días y 5 meses). Se dejaron sin ensayar mecánicamente cinco vigas para continuar su evaluación en el tiempo. En la Tabla 4.4 se muestra la nomenclatura usada para la identificación de las diferentes vigas evaluadas.

Tabla 4.4. Identificación de las vigas seleccionadas para prueba de flexión

Vigas	Identificación	Nomenclatura
22, 23, 24	Vigas Patrón. Sin precarga, sin cloruros	SPC.SCI
3, 11	Sin precarga, con cloruros	SPC.CI
6, 9	Sin precarga, con cloruros, reparada por 28 días	SPC.CI.R28
10,16	Sin precarga, con cloruros, reparada por 5 meses	SPC.CI.R5
17, 18	Precargada, sin cloruros	PC.SCI
1, 2	Precargada por 1 año, con cloruros, sin reparar	PC1.CI
12,15	Precargada por 2 años, con cloruros, sin reparar	PC2.CI
4, 5	Precargada, con cloruros, reparada por 28 días	PC.CI.R28
7, 8	Precargada, con cloruros, reparada por 5 meses	PC.CI.R5

4.3.6. DETERMINACIÓN DE CLORUROS EN EL HORMIGÓN

De las diecinueve vigas ensayadas mecánicamente hasta ruptura se seleccionaron siete, que representaran los tres casos estudiados: vigas sin contaminación inicial de cloruros (# 17, 22), vigas con cloruros (# 1, 11, 15) y vigas con cloruros reparadas con mortero (# 8, 16).

A las siete vigas seleccionadas se les determinó la concentración de cloruros libres por medio del método de Mohr (ASTM D 512, 1994). Cada una de las piezas cortadas, tanto en la zona central de la viga (zona rociada con NaCl) como en la zona extrema (zona no rociada con solución de NaCl), fue segmentada en tres porciones para determinar la cantidad de cloruros libres en la capa superficial de la viga (≈ 5 mm de espesor), en la capa media (≈ 10 mm de espesor) y al nivel de la barra (≈ 10 mm de espesor). La Figura 4.18 muestra como se realizaron los cortes en las vigas después de ensayarlas mecánicamente.



Figura 4.18. Viga con cortes para la determinación de cloruros libres

4.3.7. DETERMINACIÓN DE LA PÉRDIDA DE SECCIÓN DE LA ARMADURA

Se midió la pérdida de diámetro de la barra de las vigas mencionadas anteriormente por medio de un calibre, lo que permitió calcular la cantidad de material perdido por corrosión conociendo el valor de diámetro original de la barra ($\varnothing = 0,952$ cm). Esta medición se realizó en la zona central y extremas de las barras, en la misma zona donde se evaluó la cantidad de cloruros libre.

4.3.8. ANÁLISIS PARA LA DETERMINACIÓN DE CORRELACIONES

Con el fin de determinar el estado de una estructura de hormigón armado según características de la misma, como: su estado de fisuración y/o velocidad de corrosión de la armadura, se determinaron correlaciones entre las distintas variables evaluadas.

Utilizando los resultados de velocidad de corrosión medidos se calculó la pérdida de sección de la barra de refuerzo, mediante la Ley de Faraday:

$$\Delta W_F = \frac{55,85 \int I \cdot dt}{n \cdot F} \quad [4.6]$$

En donde:

ΔW_F = Pérdida de masa (g)

n = Valencia del hierro (Fe^{+2})

F = Constante de Faraday = 96.500 coul/mol

Peso atómico Fe = 55,85 g/mol

$\int I dt = \int i_{\text{corr}} (A) dt = \text{Area bajo la curva } i_{\text{corr}} \text{ vs. tiempo}$

Este valor de pérdida de masa se utilizó para estimar la pérdida de radio promedio por corrosión (x_{PROM}), utilizando la ecuación 4.7 (Torres y Martínez, 2003). Estos

valores de x_{PROM} se correlacionaron con los anchos de fisuras del hormigón a lo largo del tiempo.

$$x_{PROM} = \frac{\Delta W_F \cdot 1000}{\rho \cdot \pi \cdot \phi \cdot L} \quad [4.7]$$

En donde:

ρ = Densidad del Fe (7,86 g/cm³)

ϕ = Diámetro de la barra de refuerzo (0,95 cm)

L = Longitud de la barra de refuerzo (100 cm)

También se determinó la correlación entre la capacidad de carga de las vigas de hormigón armado y la pérdida de sección por corrosión (Torres *et al.*, 2007), utilizando los valores de carga máxima de las vigas calculados según el punto 4.3.2 y tomando como patrón las vigas sin contaminación inicial de cloruro y sin precarga aplicada, aunque regadas periódicamente con solución salina de NaCl, mediante:

$$CC_{CORR} = \frac{P_{MAX}}{P_{PATRÓN}} \quad [4.8]$$

En donde:

CC_{CORR} = Capacidad de carga remanente por corrosión

P_{MAX} = Carga de fluencia máxima de la viga de hormigón armado evaluado (kg)

$P_{PATRÓN}$ = Promedio de carga de fluencia de vigas patrón (kg)

4.4. VIGAS UTILIZADAS PARA REPARACIÓN CON ÁNODOS DE SACRIFICIO

Con la finalidad de comparar distintos métodos de reparación, se fabricaron 8 vigas de dimensiones 20 x 30 x 120 cm con 4 barras de acero de 0,95 cm de diámetro, unidas por medio de 7 estribos de 0,6 cm de diámetro separados cada 15 cm y con espesor de recubrimiento de 2,5 cm, para ser reparadas con ánodos de sacrificio localizados. Seis vigas se fabricaron añadiendo sal común (1 %Cl⁻ / base a cemento) en el agua de amasado y dos vigas sin sal añadida, para poder utilizarlas como

patrón. Se utilizaron moldes de madera para el encofrado de las vigas. En la Tabla 4.5 se muestra la identificación de las vigas.

Tabla 4.5. Identificación de las vigas

Mezcla	Viga	Contenido de Cl ⁻	Reparación con ánodo localizado
1	No. 1	1%	Zn
2	No. 2	1%	Zn
3	No. 3	1%	Zn
4	No. 4	1%	Al/Zn/In
5	No. 5	1%	Zn
6	No. 6	1%	Al/Zn/In
7	No. 7	0%	Sin ánodo
8	No. 8	0%	Sin ánodo

Al vaciar el hormigón en los moldes (encofrados) se dejó en la parte superior de las vigas un espacio de 20 x 20 x 5 cm para colocar ánodos localizados en el momento de la reparación (Figura 4.19). Después de la etapa de curado por 28 días, las vigas permanecieron expuestas al ambiente (Figura 4.20), donde la temperatura y humedad relativa promedio anual es 28°C y 77% respectivamente. Después del período de curado, las dos vigas blanco (vigas sin contaminación inicial de cloruros) fueron rociadas con agua salina (3,5 %p/p) dos veces por semana durante el período experimental, a lo largo de sus cuatro barras de refuerzo.



Figura 4.19. Viga con espacio para la reparación con ánodos

Seis de las vigas contaminadas con NaCl fueron reparadas localizadamente con mortero, razón por la cual se utilizaron ánodos de cinc y de aluminio/cinc/indio. Las vigas sin sal añadida al agua de amasado no fueron reparadas con ánodos ya que no hubo activación por corrosión de la armadura durante el período de evaluación.



Figura 4.20. Vigas expuestas al exterior del laboratorio

4.4.1. EVALUACIÓN DE ÁNODOS DE SACRIFICIO EMBEBIDOS EN MORTERO

En el momento de la reparación de las vigas se fabricaron probetas cúbicas de 15 cm, con el mortero de reparación utilizado para cada tipo de ánodos, siendo éste diferente al seleccionado en el punto 4.1, ya que el mortero utilizado para embeber el ánodo debía tener alta porosidad para favorecer el drenaje de corriente. Este tipo de probeta se realizó con el fin de evaluar el comportamiento de los ánodos en el ambiente alcalino del hormigón (Figura 4.21).

Para reparar las vigas con ánodos de cinc se utilizó un mortero con las mismas proporciones que el hormigón de las vigas, pero sin contaminación inicial de NaCl, ya que este ánodo comercial viene rodeado de un mortero poroso con bromuro de litio en su interior para mantener húmedo y activo al ánodo. En las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio se utilizó un mortero poroso contaminado con cloruro para activar al ánodo y disminuir la resistividad del mortero facilitando el paso de corriente.

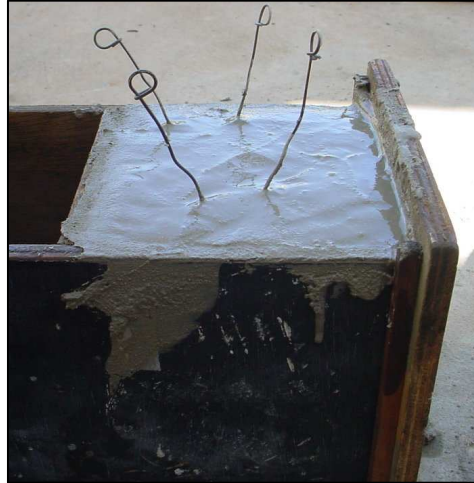


Figura 4.21. Probeta cúbica con ánodo de sacrificio embebido

4.4.2. REPARACIÓN DE VIGAS CON ÁNODOS DE SACRIFICIO DE CINC

Se repararon las vigas contaminadas con NaCl (# vigas 1, 2, 3 y 5) con ánodos de sacrificio de cinc cuando presentaron potenciales de corrosión activos. Los ánodos utilizados se observan en la Figura 4.22.

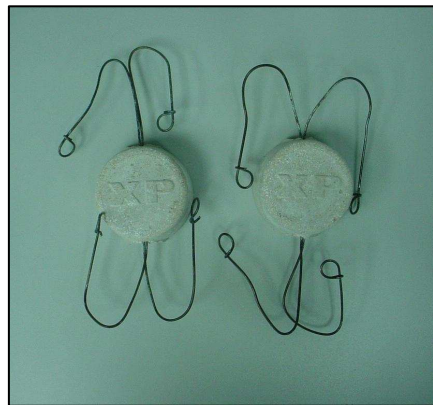


Figura 4.22. Ánodos de cinc utilizados en la reparación localizada

Inicialmente, se preparó el área en el que se iba a colocar el ánodo de cinc según las normas de reparación y rehabilitación de estructuras de hormigón (Helene y Pereira, 2003; ICRI). Como se explicó anteriormente, en el momento del vaciado de la viga, se dejó el espacio destinado para la colocación del ánodo. A los 120 días de fabricación de las vigas, se preparó este espacio, primero cortando las áreas verticales con una pequeña inclinación de 5° aproximadamente (Figura 4.23) y

repicando la superficie horizontal, con el fin de eliminar el mortero contaminado de la mezcla vaciada inicialmente y darle rugosidad a la superficie para mejorar la adherencia. Luego, esta área se saturó con agua durante 24 horas para facilitar la adherencia de mortero nuevo con hormigón contaminado.



Figura 4.23. Vista del espacio esmerilado para la colocación del ánodo

El mortero utilizado para la reparación fue el correspondiente al hormigón usado en las vigas en cuanto a la proporción de arena y cemento, pero sin la adición de cloruros, siguiendo la metodología de la compañía fabricante de los ánodos. Las barras de acero se limpiaron con cepillos de cerdas metálicas para eliminar óxidos y luego con acetona para eliminar cualquier posible resto de grasa.

Antes de aplicar el mortero de reparación, se colocó sobre el área saturada pero libre de agua superficial, una pasta de cemento para contribuir a la adherencia hormigón contaminado/mortero de reparación (Figura 4.24).



Figura 4.24. Aplicación de pasta de cemento para mejorar la adherencia
hormigón contaminado/mortero nuevo

Después de aplicar la pasta de cemento, se procedió a colocar el ánodo y vaciar el mortero de reparación. Las conexiones del ánodo no se realizaron directamente a las barras de acero, sino que se hicieron por el exterior a través de un interruptor, para poder desconectar al ánodo del acero y monitorear los potenciales y corriente drenada por éste (Figura 4.25).

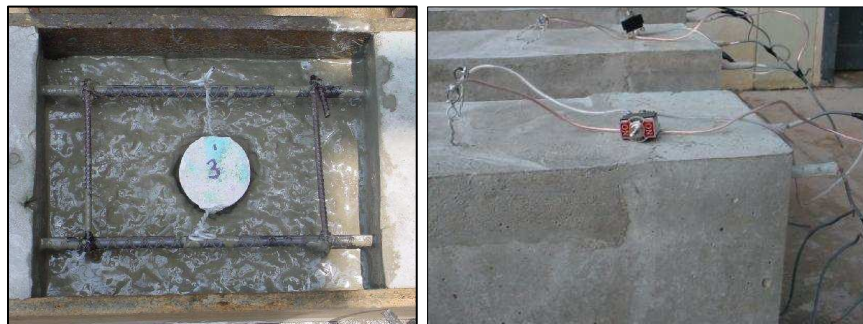


Figura 4.25. Colocación del ánodo de cinc y vigas con interruptor ON-OFF para ánodos

4.4.3. REPARACIÓN DE VIGAS CON ÁNODOS DE ALUMINIO/CINC/INDIO

Los ánodos de aluminio/cinc/indio se fabricaron por fundición de su aleación, utilizando molde de arena para su conformado, y con dimensiones similares a la de los ánodos de cinc evaluados ($\phi = 4$ cm, $h = 0,8$ cm), (Figura 4.26), ya que estos ánodos no lo fabrican comercialmente con estas medidas.

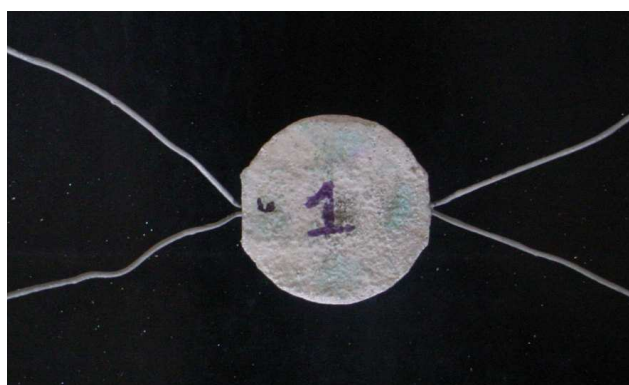


Figura 4.26. Ánodo de aluminio/cinc/indio

La composición química del material utilizado para la realización de los ánodos, se muestra en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6. Composición química de los ánodos de aluminio/cinc/indio

%						
Si	Fe	Cu	Mn	Mg	Cr	Zn
0,0692	0,4188	0,0316	<0,0010	0,0203	<0,0010	5,04
%						
Ni	Ti	Pb	Sn	Bi	In	Al
0,0012	<0,0010	0,0039	0,0042	0,0019	0,0016	94,4

A los 257 días, las vigas # 4 y 6 días fueron reparadas, utilizando ánodos de sacrificio de aluminio/cinc/indio, ya que la armadura mostraba actividad de acuerdo a las medidas electroquímicas efectuadas (Ecorr e icorr). Se repararon siguiendo el procedimiento de la ICRI explicado anteriormente para la reparación de las vigas con ánodos de cinc.

En este caso el mortero utilizado para la reparación fue diferente al mortero utilizado anteriormente, como se muestra en la Tabla 4.7. Entre sus características está la alta porosidad (20%) para permitir el drenaje de corriente y el cloruro adicionado (0,1%p/p Cl/cemento) para mantener activo al ánodo.

Tabla 4.7. Composición del mortero de reparación (Paz, 2003)

COMPOSICIÓN	%p/p
Cemento	26,99
Arena	58,70
Agua	14,31

A los siete meses de su primera reparación, y debido a la aparición de daños presentados en el hormigón de las vigas, se decidió reparar nuevamente con otro ánodo de aluminio/cinc/indio comercializado en el país (Figura 4.27), con pequeñas variaciones en su composición química (Tabla 4.8).

Tabla 4.8. Composición química de los ánodos de aluminio/cinc/indio utilizados en la segunda reparación

%							
Si	Fe	Cu	Zn	In	Al	Otros	Total Otros
0.08-0.2	0.12 max.	0.006	2.8-3.5	0.01-0.02	Balance	0.02 max.	0.05 max.



Figura 4.27. Ánodo de aluminio/cinc/indio usado en la segunda reparación

Para instalar el nuevo ánodo fue necesario eliminar todo el hormigón que presentaba fisuras, delimitando la zona a remover con esmeril y luego eliminando el hormigón con martillo y cincel (Figura 4.28).



Figura 4.28. Remoción de hormigón para la reparación de la viga de hormigón

El hormigón utilizado para esta reparación fue el mismo que se utilizó con el primer ánodo de aluminio/cinc/indio utilizado (Tabla 4.7). Antes de vaciar la viga, se aplicó con brocha una pasta de cemento para garantizar la adherencia (Figura 4.29). Adicionalmente, la superficie del hormigón viejo fue saturada en agua. Luego se vació la viga, compactando el mortero con barra y martillo de goma, y se colocó el ánodo de sacrificio en la misma posición que en la reparación anterior (Figura 4.30).



Figura 4.29. Pasta de cemento utilizada para mejorar la adherencia



Figura 4.30. Compactación del hormigón con barra y martillo de goma

Al igual que en la reparación anterior, se realizó un cubo de 15x15x15 cm del mortero utilizado en las vigas con el nuevo ánodo de aluminio/cinc/indio evaluado, para estudiar su comportamiento. En la Figura 4.31 se muestra la medición de potencial del ánodo de sacrificio antes de su conexión a las barras de acero.



Figura 4.31. Medición de potencial del ánodo de sacrificio embebido en la viga

4.4.4. EVALUACIÓN ELECTROQUÍMICA DE LAS VIGAS Y CUBOS DE MORTERO

4.4.4.1. Potencial vs. tiempo.- Las medidas de potencial (ASTM C 876, 1995) se determinaron dos veces por semana comenzando a los 3 días de fabricadas las vigas, en los seis puntos mostrados en la Figura 4.32, a lo largo de las 4 barras de acero. El potencial del ánodo embebido en la probeta cúbica fue también medido periódicamente.

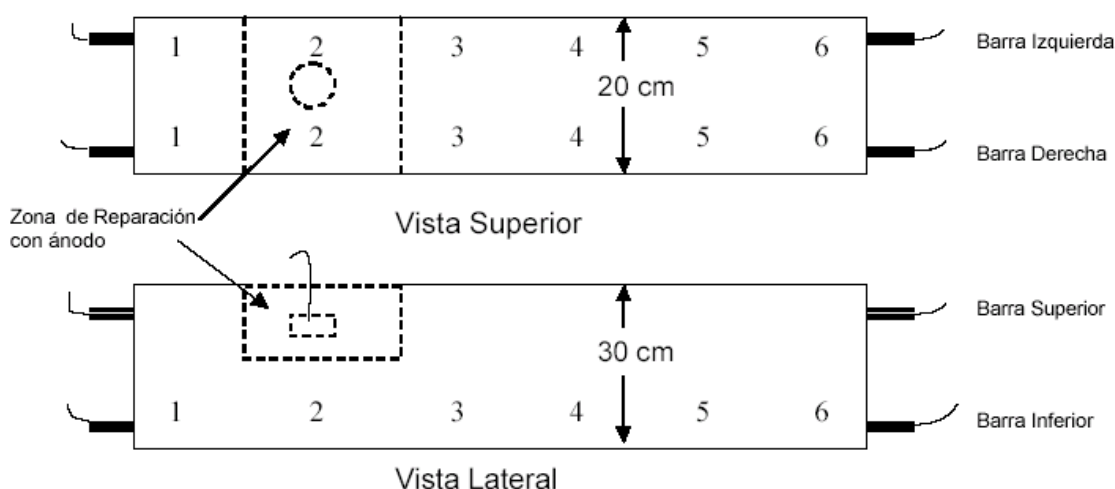


Figura 4.32. Esquema de las vigas y posición de los puntos de medición de potencial

4.4.4.2. Drenaje de corriente.- Se midió la corriente galvánica como una segunda técnica de monitoreo del sistema de protección catódica. El amperímetro fue conectado entre el ánodo y el cátodo (barra), desconectando el ánodo durante la medición.

4.4.4.3. Velocidad de corrosión.- Una tercera medida electroquímica fue la determinación de la velocidad de corrosión. Para ello se utilizó el método de polarización lineal, a través del equipo GECORR6. Este equipo permite realizar ensayos no destructivos de velocidad y potencial de corrosión, al igual que permite evaluar la resistencia eléctrica del medio. Esta evaluación se realizó 1 vez al mes, en los 3 puntos indicados en la Figura 4.33.

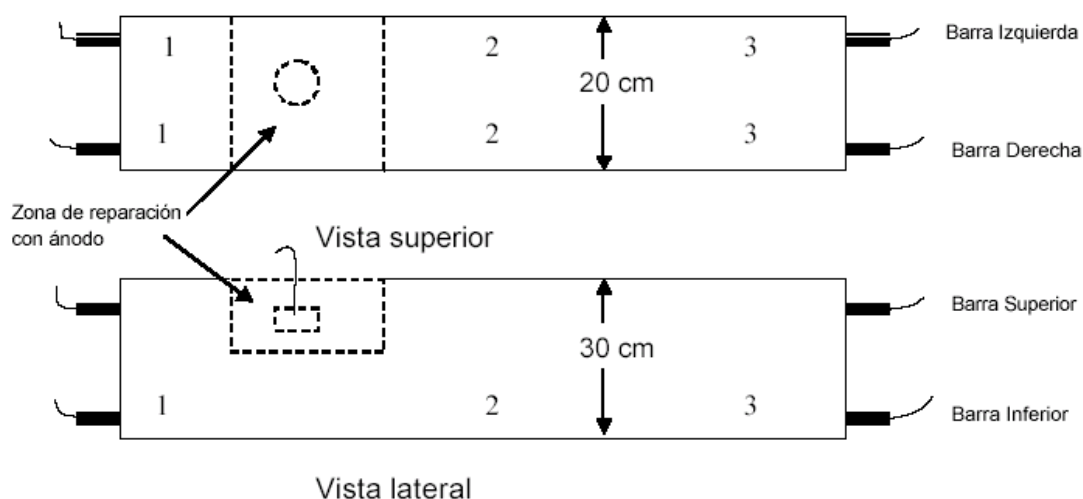


Figura 4.33. Esquema de las vigas y posición de los puntos de medición de la velocidad de corrosión

4.4.4.4. Despolarización de las barras.- La medida de despolarización de las barras se realizó desconectando la barra de refuerzo del ánodo. Los potenciales fueron medidos durante 4 horas después de la desconexión de la barra del ánodo y de tomar la medida del "instant off". Las medidas fueron tomadas usando un amperímetro de resistencia interna baja ($< 5 \text{ ohm}$).

4.4.4.5. Impedancia electroquímica.- Se determinó a los ánodos de sacrificio embebidos en los cubos de mortero de reparación una vez al mes, mediante un potenciostato/galvanostato marca Gamry PC4/750 computarizado. Se utilizó un electrodo de Cu/CuSO_4 como electrodo de referencia y una lámina de cobre como electrodo auxiliar.

Se aplicaron dos intervalos de frecuencia. Inicialmente se utilizó uno entre $0,01$ y $1 \cdot 10^5 \text{ Hz}$ y después se realizaron pruebas entre $0,005$ y $1 \cdot 10^5 \text{ Hz}$ con la finalidad de obtener mayor información del proceso de corrosión en el sistema ánodo-hormigón.

4.4.5. INSPECCIÓN VISUAL DE LAS VIGAS REPARADAS

A lo largo de la evaluación se realizaron inspecciones visuales a las vigas de hormigón reparadas con los ánodos de cinc (vigas # 1, 2, 3 y 5) y con los ánodos de

aluminio/cinc/indio (vigas # 4 y 6), con el fin de localizar fisuras paralelas a las barras de refuerzo que indicaran actividad de la armadura, como la observada en la Figura 4.34.

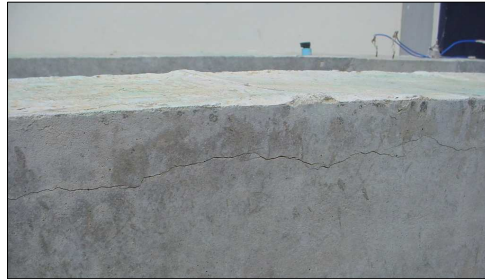


Figura 4.34. Aspecto de la viga # 2 a los 22 meses de la reparación con ánodo de cinc

4.4.6. EVALUACIÓN POR MICROSCOPIA ELECTRÓNICA DE BARRIDO

Se analizaron por medio de microscopía electrónica de barrido los productos blancos encontrados sobre los ánodos de aluminio/cinc/indio Tomados en la primera reparación realizada a las vigas # 4 y 6, con el fin de determinar qué productos de corrosión del ánodo pudieron causar las fisuras observadas en el hormigón.

5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1. EVALUACIÓN DEL MORTERO DE REPARACIÓN

Se evaluaron diferentes mezclas de mortero para determinar aquella que mostrara mayor durabilidad frente a ambientes marinos. En general, la mayor parte de los hormigones convencionales que se han venido utilizando en el país y en diferentes partes del mundo en muchas estructuras, tienen relación a/c aproximadamente igual a 0,6, la cual fue considerado en esta investigación, pero adicionándole microsílíce y ceniza volante para optimizar su desempeño.

5.1.1. DISEÑO DE MEZCLA

Inicialmente se evaluaron morteros de reparación con relación agua/cemento igual a 0,58 y resistencia a la compresión de diseño igual a 400 kg/cm^2 , a los cuales se les adicionó microsílíce y ceniza volante en diferentes contenidos en base a su peso de cemento con el fin de lograr mezclas más durables desde el punto de vista de penetración de agresivos; caracterizando todos los materiales utilizados en la misma.

La granulometría de la arena dio como resultado un límite de finura de 2,67, el cual se encuentra dentro de los límites establecidos (2,3 - 3,1) para hormigones de cemento Pórtland (Covenin 0255, 2006).

En la Tabla 5.1 se observa la composición de las adiciones utilizadas en las mezclas (microsílíce y ceniza volante) determinadas por medio de absorción atómica las cuales, como se observa, cumplen con las normas establecidas para su uso en el hormigón o mortero (ASTM C 1240, 1998; ASTM C 618, 1998).

Tabla 5.1. Análisis químico de las adiciones determinadas por medio de absorción atómica (ASTM C 1240, 1998; ASTM C 618, 1998)

COMPUESTO	MICROSÍLICE UTILIZADA	MICROSÍLICE ASTM C 1240	CENIZA VOLANTE UTILIZADA	CENIZA VOLANTE ASTM C 618
SiO ₂	84,5 ± 0,5	%min: 80	58,0 ± 1,0	%min:70 de SiO ₂ + Al ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃
Al ₂ O ₃	0,77 ± 0,02		27,7 ± 0,3	
CaO	1,43 ± 0,01		0,78 ± 0,01	
MgO	8,0 ± 0,2		0,78 ± 0,01	
Fe ₂ O ₃	3,1 ± 0,1		4,0 ± 0,1	
Na ₂ O	-	%max: 1,5	0,32 ± 0,02	%max: 1,5
SO ₃	-		0,338 ± 0,003	
C	1,54 ± 0,03		3,40 ± 0,01	

Se observó por medio del microscopio electrónico de barrido las adiciones utilizadas, dando como resultado: partículas muy porosas de ceniza volante y muy compactas las partículas de microsíllice, como se observa en las Figuras 5.1 y 5.2.

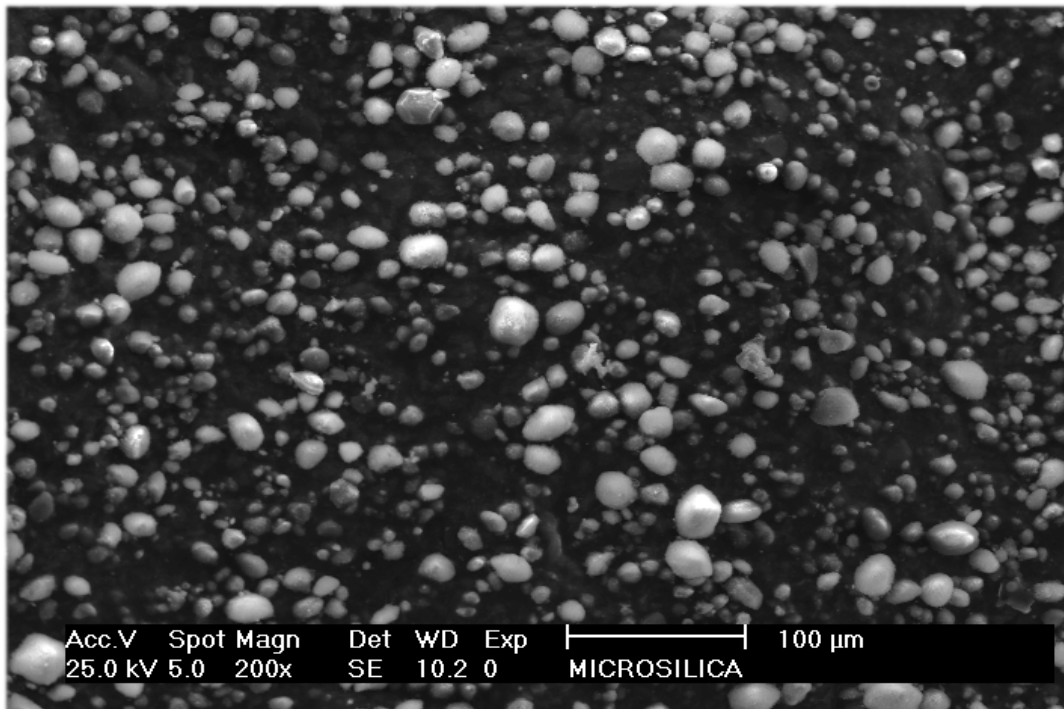
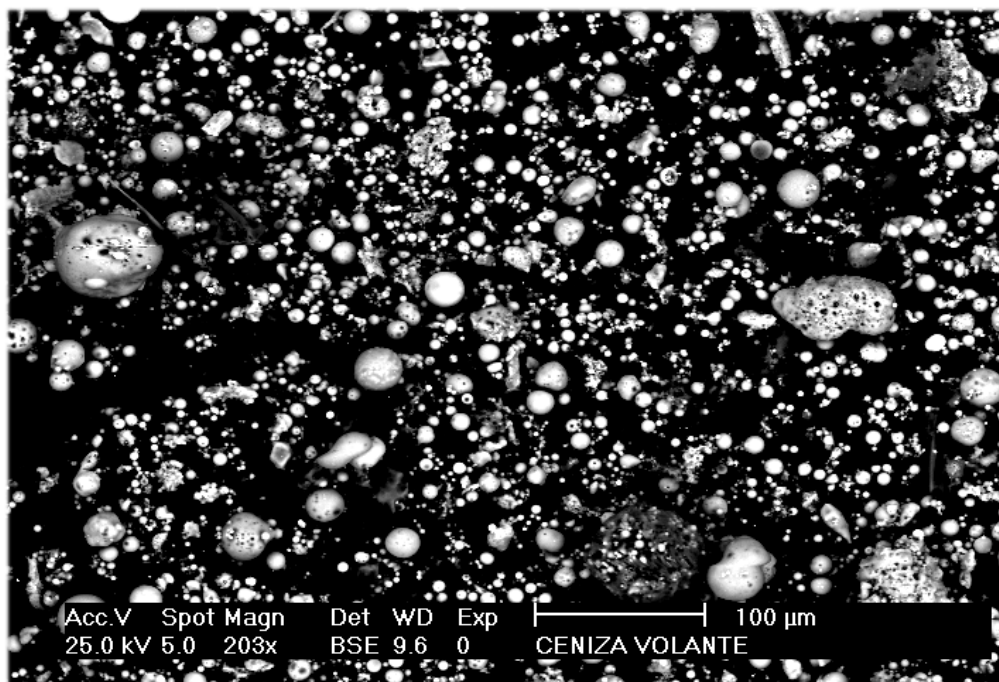


Figura 5.1. Morfología de la microsíllice utilizada observada por medio de MEB



Figuras 5.2. Morfología de la ceniza volante utilizada observada por medio de MEB

5.1.2. CARACTERIZACIÓN FÍSICO-MECÁNICA DEL MORTERO DE REPARACIÓN

Tabla 5.2. Caracterización de propiedades físico-mecánicas del mortero con 5% de microsílíce

Propiedades	Microsílíce (% p/p)						
	0	5					
	0	0	5	10	12	15	17
Resistencia a la Compresión f_{cm} (kg/cm ²)	400	479	401	488	470	494	520
Porosidad Total (%)	21,35	21,45	21,23	21,35	21,09	20,96	21,24
Porosidad Efectiva ϵ (%)	20,3	19,6	17,3	12,3	10,2	8,47	12,0
Sorción Capilar S (m/s ^{0.5})	$2,13 \times 10^{-4}$	$7,5 \times 10^{-5}$	$4,90 \times 10^{-5}$	$4,0 \times 10^{-5}$	$4,15 \times 10^{-5}$	$4,26 \times 10^{-5}$	$5,0 \times 10^{-5}$
Permeabilidad a Cloruros ASTM C 1202 (coul)	>4.000 (Alta)	>4.000 (Alta)	2.370 (Moderada)	3.420 (Moderada)	1.260 (Baja)	588 (Muy Baja)	900 (Muy Baja)

En las Tablas 5.2-5.4 se observan los resultados de sorción capilar y porosidad efectiva. La probeta sin adiciones mostró el mayor valor de sorción capilar ($2,13 \cdot 10^{-4}$

$m/s^{0.5}$) que según el criterio de evaluación para hormigón (Fagerlund, 1986) representa un valor no adecuado para ambientes severos.

Tabla 5.3. Caracterización de propiedades físico-mecánicas del mortero con 10% de microsilíce

Ceniza volante (%p/p)	Microsilíce (% p/p)						
	0	10					
	0	5	10	12	15	17	
Propiedades							
Resistencia a la Compresión f_{cm} (kg/cm ²)	400	470	485	495	-	-	529
Porosidad Total (%)	21,35	20,79	20,85	20,79	20,65	21,01	21,19
Porosidad Efectiva ϵ (%)	20,3	10,5	9,8	10,0	10,7	9,2	8,5
Sorción Capilar S (m/s ^{0.5})	$2,13 \times 10^{-4}$	$4,98 \times 10^{-5}$	$6,0 \times 10^{-5}$	$3,87 \times 10^{-5}$	$3,80 \times 10^{-5}$	$4,71 \times 10^{-5}$	$4,0 \times 10^{-5}$
Permeabilidad a Cloruros ASTM C 1202 (coul)	>4.000 (Alta)	2.160 (Moderada)	3.024 (Moderada)	1.313 (Baja)	-	-	-

Tabla 5.4. Caracterización de propiedades físico-mecánicas del mortero con 15% de microsilíce

Ceniza volante (%p/p)	Microsilíce (% p/p)						
	0	15					
	0	5	10	12	15	17	
Propiedades							
Resistencia a la Compresión f_{cm} (kg/cm ²)	400	551	591	564	583	568	559
Porosidad Total (%)	21,35	22,73	21,70	21,28	21,52	21,18	21,69
Porosidad Efectiva ϵ (%)	20,3	11,0	9,62	8,47	8,2	8,85	8,25
Sorción Capilar S (m/s ^{0.5})	$2,13 \times 10^{-4}$	$4,64 \times 10^{-5}$	$3,80 \times 10^{-5}$	$3,67 \times 10^{-5}$	$3,85 \times 10^{-5}$	$4,0 \times 10^{-5}$	$3,65 \times 10^{-5}$
Permeabilidad a Cloruros ASTM C 1202 (coul)	>4.000 (Alta)	2.205 (Moderada)	-	2.310 (Moderada)	-	-	-

Al agregarle mayor cantidad de microsilíce (10 %p/p y 15 %p/p) se obtienen valores cercanos a $5 \times 10^{-5} m/s^{0.5}$, adecuados para ambientes agresivos. Este comportamiento se mantiene inclusive para la mezcla del 5 %p/p cuando se le agrega a la misma altos contenidos de ceniza volante (> 10 %p/p).

Se observó también que cuando el contenido de ceniza volante es de 10 %p/p ó mayor, tanto la sorción capilar como la porosidad efectiva presentan poca diferencia, independientemente del contenido de microsilíce que tengan. Se observan

diferencias de hasta un orden de magnitud entre las probetas con microsílíce y la probeta blanco (Figura 5.3)

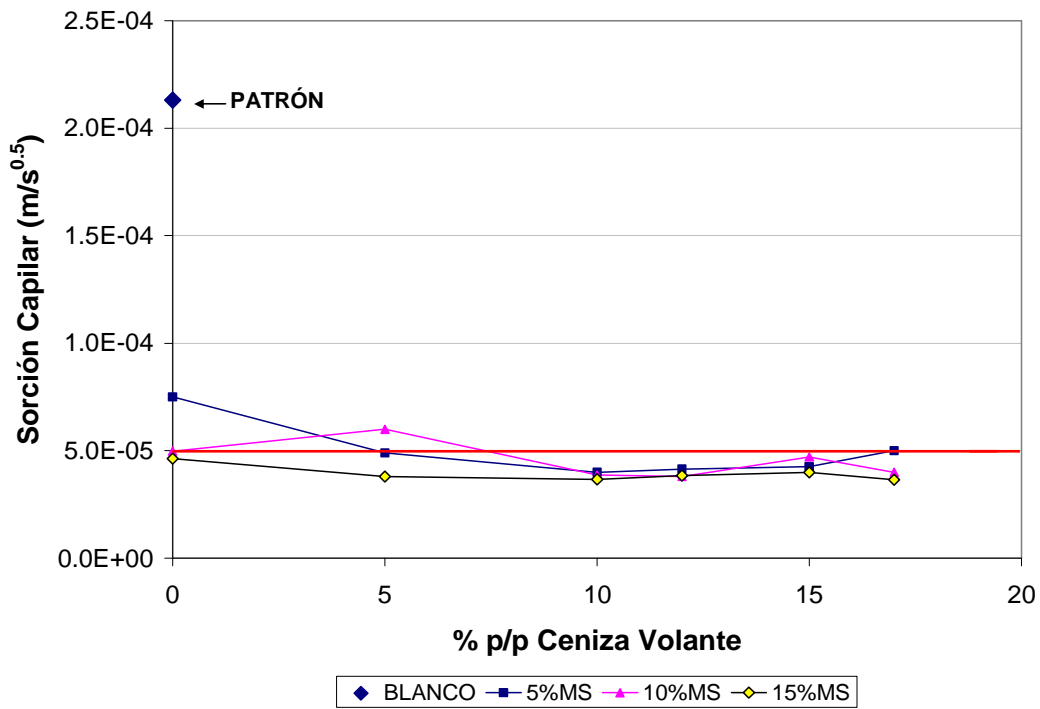


Figura 5.3. Sorción capilar vs. % de ceniza volante de probetas con diferentes contenidos de microsílíce, a la edad de 90 días

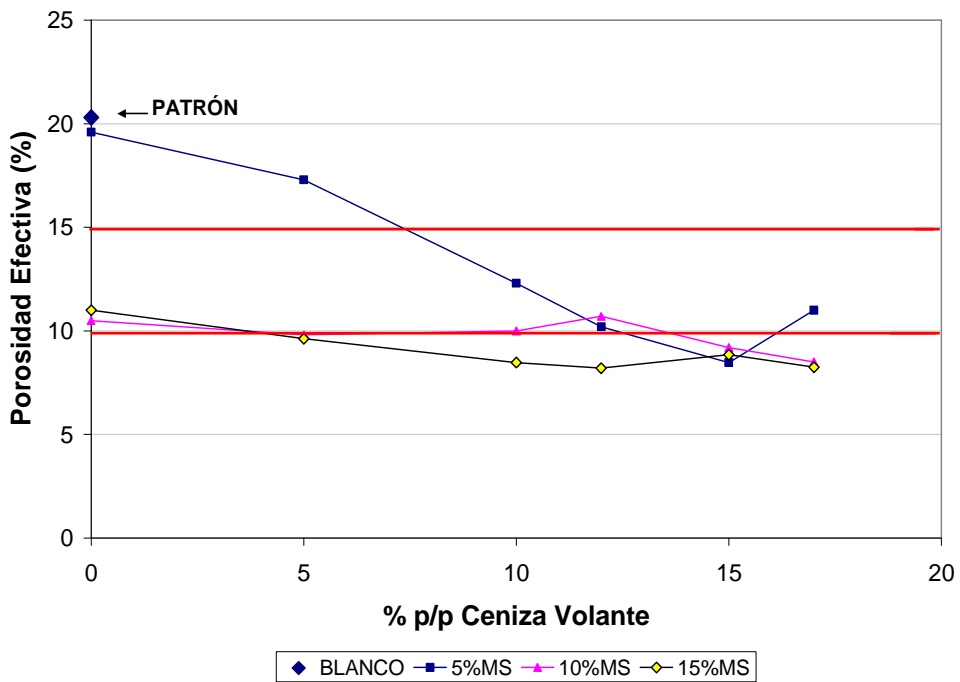


Figura 5.4. Porosidad efectiva vs. % de ceniza volante de probetas con diferentes contenidos de microsílíce, a la edad de 90 días

Es conveniente destacar que en las mezclas realizadas con 15 %p/p de microsíllice se utilizó mayor cantidad de superplastificante que en las mezclas con 10 %p/p y adiciones de ceniza volante, para lograr la trabajabilidad requerida de 100% (ASTM C 230, 2008).

Las mezclas de 10 %p/p y 15 %p/p de microsíllice con un contenido de ceniza volante entre 10 %p/p y 15 %p/p, presentan valores similares y tanto para éstas como para contenidos más bajos de ceniza volante se observan resistencias muy superiores a la de la probeta blanco. Todas las mezclas evaluadas presentan resultados superiores a la resistencia de diseño de 400 kg/cm², como se observa en la Figura 5.5. Es importante indicar que esta alta resistencia de diseño utilizada en las mezclas de morteros fue seleccionada debido a que este estudio se comenzó a efectuar con fines de utilizarlo para la reparación de las pilas del Puente de Maracaibo, donde se requerían morteros de alta resistencia mecánica, similares al hormigón base.

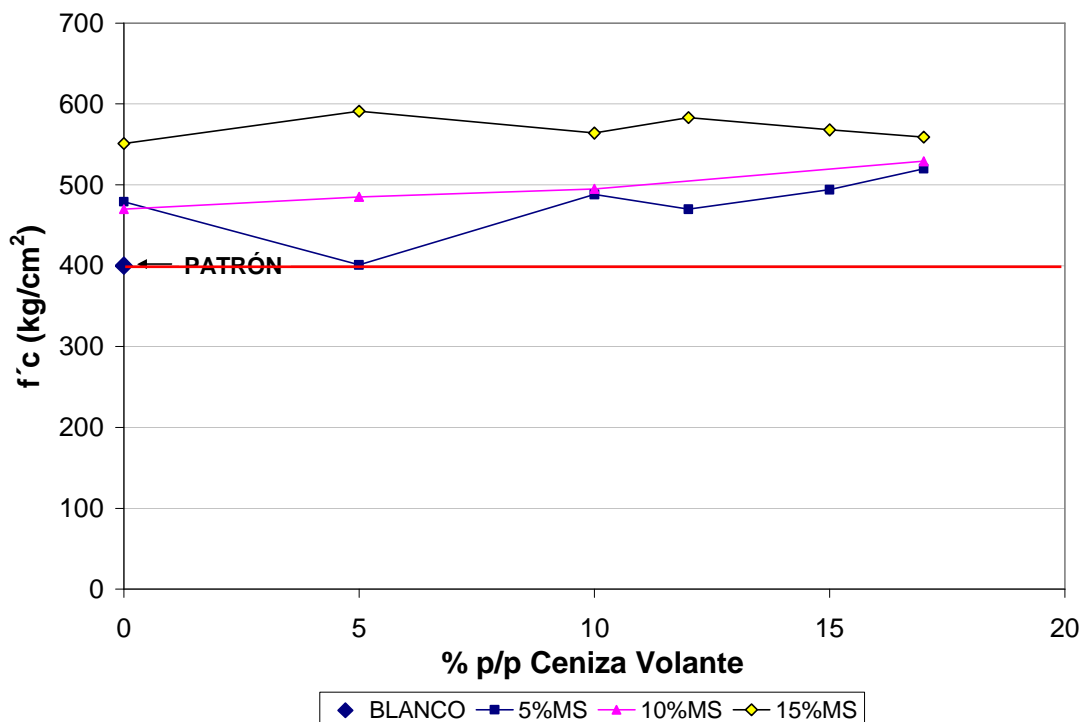


Figura 5.5. Resistencia a la compresión vs. % de ceniza volante con diferentes contenidos de microsíllice, a la edad de 28 días

5.1.3. RESULTADOS ELECTROQUÍMICOS DE LAS PROBETAS DEL MORTERO DE REPARACIÓN

Una vez caracterizados los morteros, se evaluó el comportamiento de las diferentes mezclas en un ambiente de exposición acelerado, efectuando para esto las siguientes medidas electroquímicas:

5.1.3.1. Potencial vs. tiempo.- La evaluación de potenciales del acero de refuerzo en el tiempo, se realizó desde el momento en que las probetas finalizaron su curado (28 días). En las Figuras 5.6-5.9, se observa el comportamiento de potencial, con respecto al electrodo de Cu/CuSO₄, medido a las diferentes mezclas de mortero con adiciones.

En las primeras mediciones, todas las probetas alcanzaron potenciales muy activos, ya que fueron curadas bajo agua, lo que no permite el ingreso de oxígeno y por lo tanto tampoco permite la formación de la película pasiva sobre el acero. Se alcanzó la pasividad a los 150 días de fabricación aproximadamente.

Cuando las probetas alcanzaron la pasividad, fueron sometidas al ambiente agresivo de cámara de niebla salina, durante 4 meses de exposición, 5 días a la semana, 8 horas por día, dejando lapsos de tiempo fuera de la cámara para permitir el ingreso de oxígeno a las probetas.

En el momento de introducirlas a la cámara de niebla salina, las armaduras tenían potenciales menos negativos que -200 mV vs. Cu/CuSO₄. La mayoría de las probetas alcanzaron potenciales cercanos a los -200 mV al final del período de prueba en la cámara. Después de los 4 meses en el ambiente agresivo acelerado, fueron parcialmente sumergidas (35 mm) en solución al 3,5 %p/p de NaCl.

Como se observa en las Figuras 5.6-5.9, después de 3 años de exposición en ambiente salino (cámara más inmersión en agua salina), algunas de las mezclas reportaron potenciales activos, indicando que los iones cloruro habían alcanzado la armadura en cantidad suficiente para iniciar la corrosión.

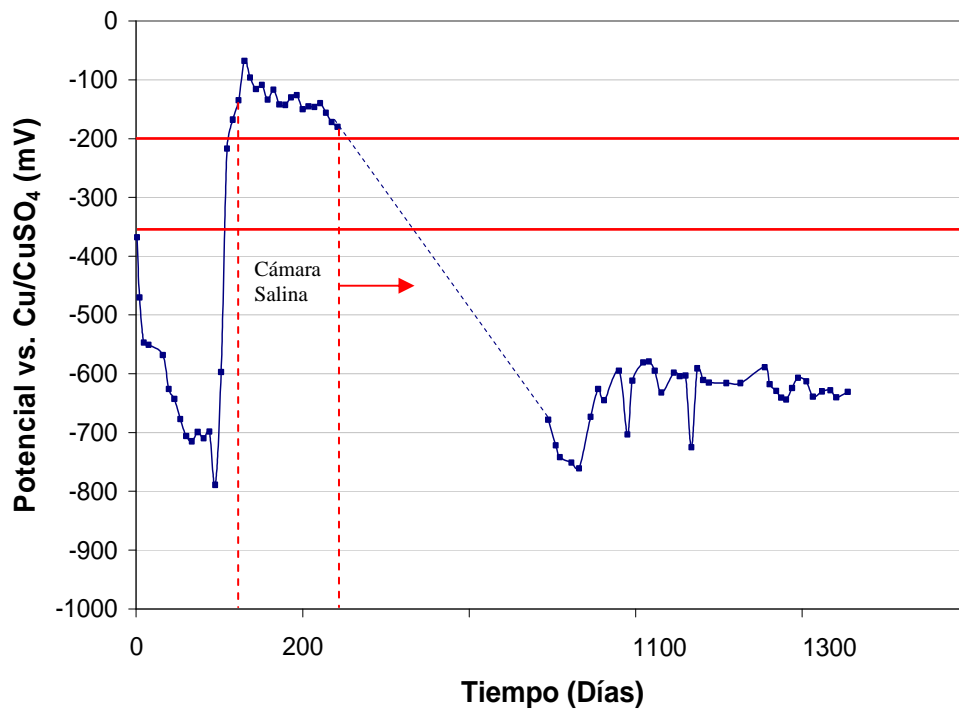


Figura 5.6. Variación del potencial durante el tiempo de exposición de las probetas sin adiciones

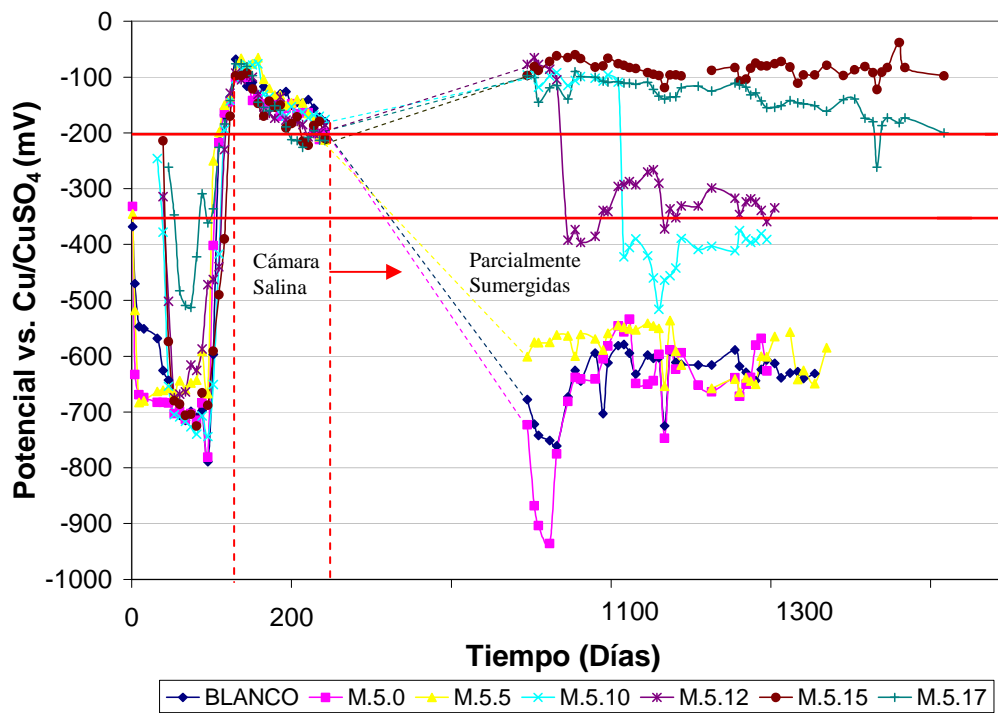


Figura 5.7. Variación del potencial durante el tiempo de exposición de las probetas con 5 %p/p de microsíllice a diferentes contenidos de ceniza volante

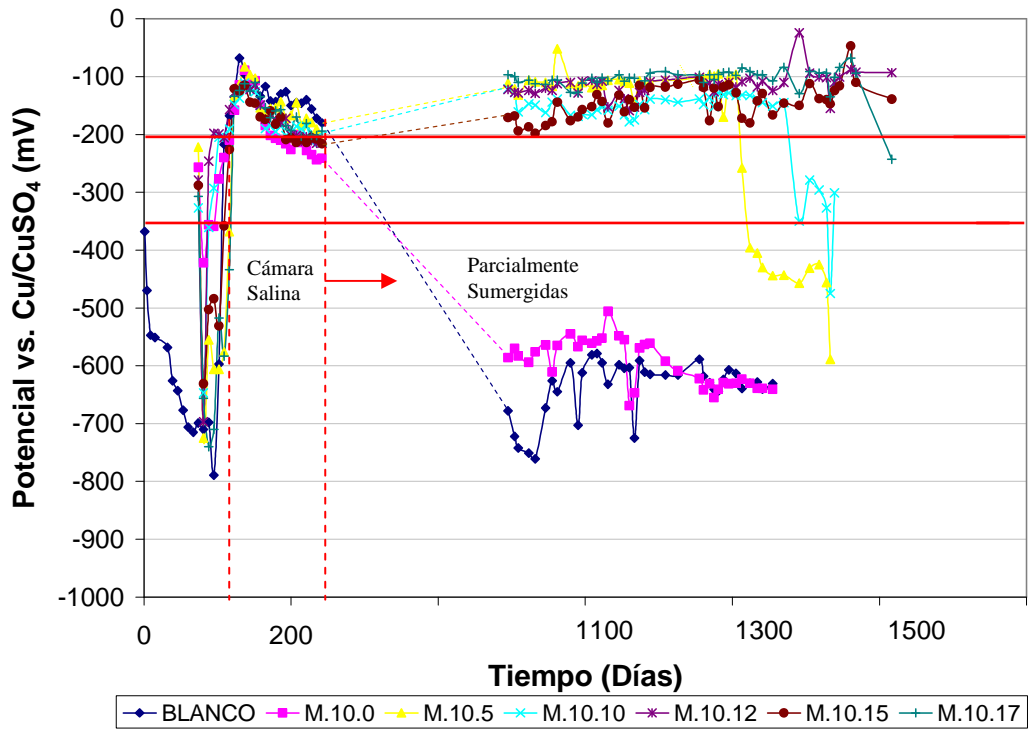


Figura 5.8. Variación del potencial durante el tiempo de exposición de las probetas con 10 %p/p de microsílíce a diferentes contenidos de ceniza volante

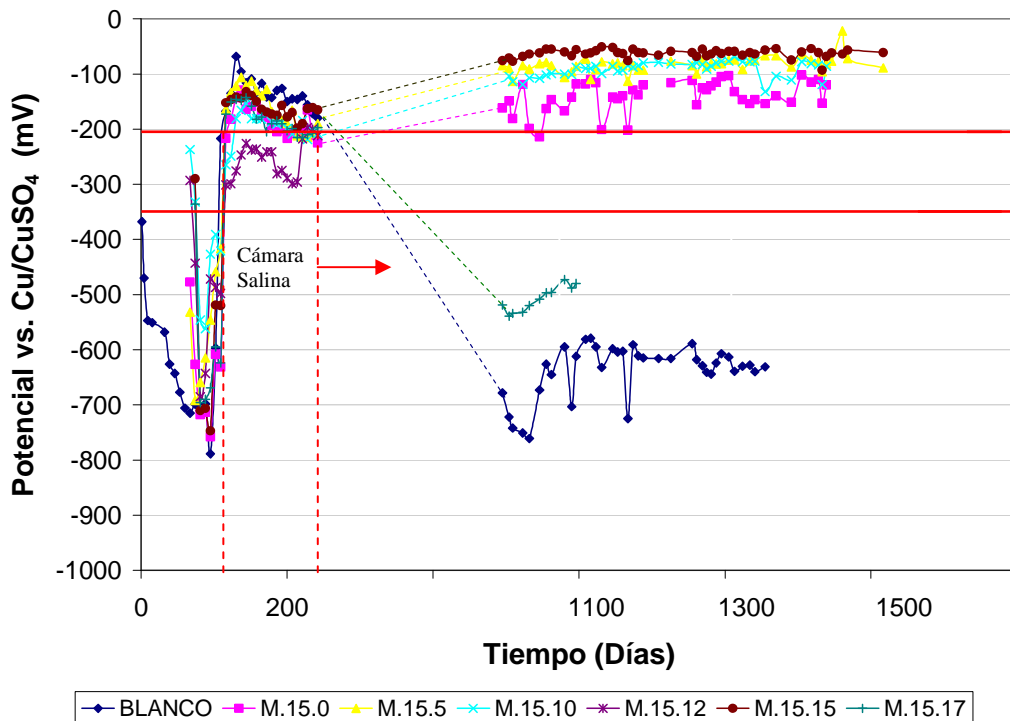


Figura 5.9. Variación del potencial durante el tiempo de exposición de las probetas con 15 %p/p de microsílíce a diferentes contenidos de ceniza volante

Las mezclas con bajos contenidos de microsíllice y ceniza volante se comportan como las probetas sin adiciones. Por otro lado, las probetas con bajo contenido de microsíllice y con contenidos de 15 %p/p de ceniza volante tienen valores de potencial pasivos aún después de 3 años de exposición al ambiente salino. Un ejemplo de este comportamiento se observa en las probetas M.5.15 y M.5.17.

La Figura 5.9 muestra que las probetas de la serie M.15 (15 %p/p de microsíllice) con diferentes contenidos de ceniza volante, mantienen potenciales pasivos, cercanos a -100 mV vs. Cu/CuSO₄ después de 1.500 días de exposición al ambiente salino, excepto la mezcla M.15.17.

Después de 1.000 días de exposición, todavía se observaban potenciales pasivos en las siguientes probetas: M.5 y M.10 con altos contenidos de ceniza volante (15 %p/p) y M.15 con todas las cantidades de ceniza volante, menos con 17 %p/p.

5.1.3.2. Resistencia a la polarización.- Antes de introducir las probetas en cámara salina se realizaron pruebas de resistencia a la polarización, luego se repitió esta prueba a diferentes tiempos de exposición al ambiente salino.

Las Figuras 5.10-5.12 muestran que hay un aumento significativo en los valores de R_p cuando se usan altos contenidos de microsíllice y bajos contenidos de ceniza volante, al igual que para las mezclas con bajos contenidos de microsíllice y altos contenidos de ceniza volante. Además, se observa que este valor aumenta con el tiempo de exposición (indicando disminución de la velocidad de corrosión con el tiempo). Estos resultados coinciden con la evaluación de potencial con el tiempo.

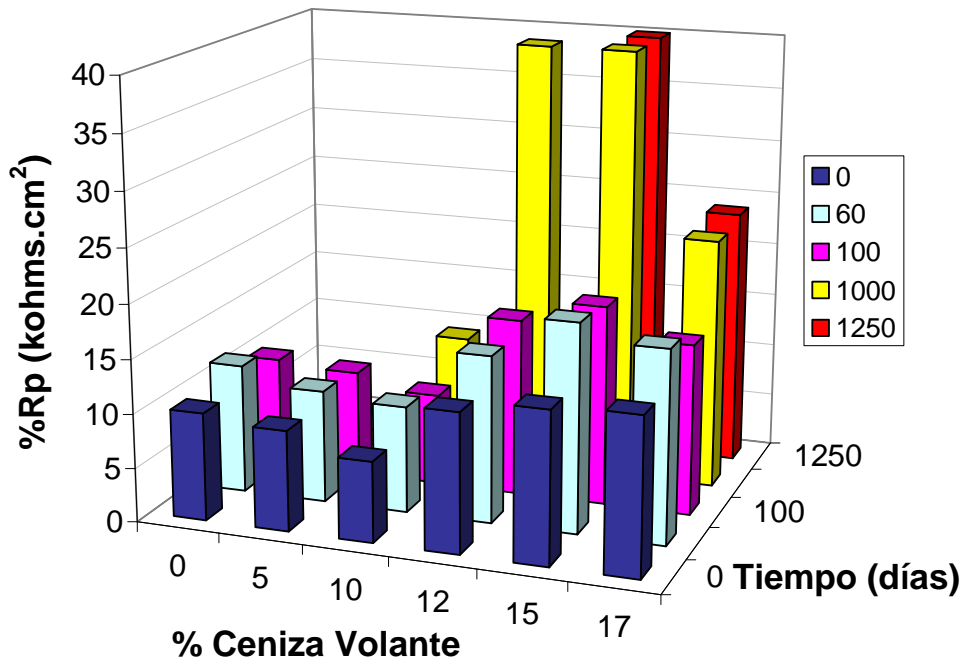


Figura 5.10. Variación de Rp con respecto al tiempo para la mezcla de 5 %p/p de microsilíce con diferentes contenidos de ceniza volante

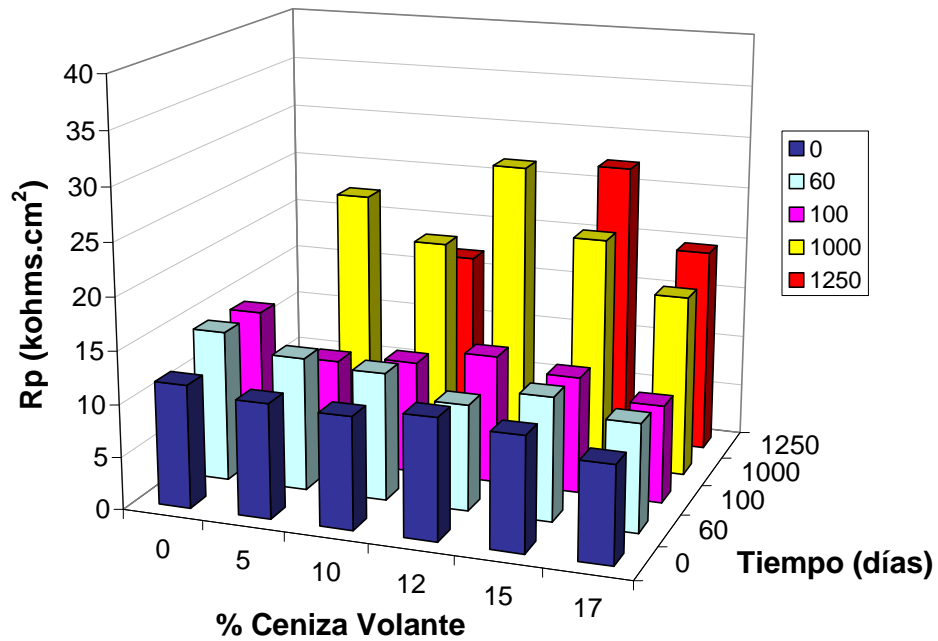


Figura 5.11. Variación de Rp con respecto al tiempo para la mezcla de 10 %p/p de microsilíce con diferentes contenidos de ceniza volante

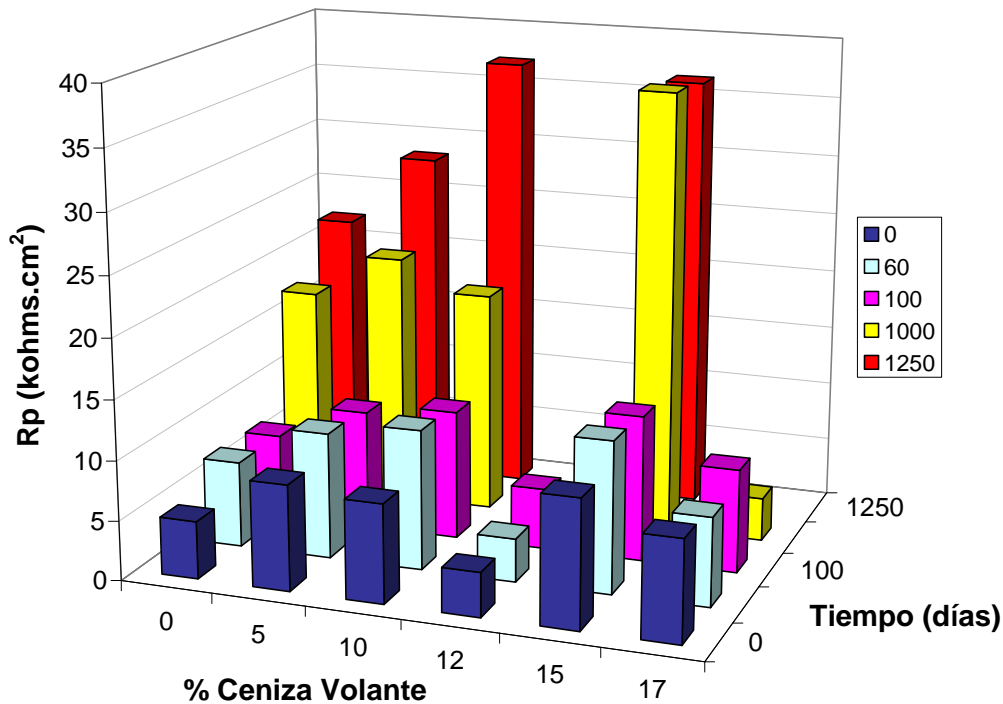


Figura 5.12. Variación de Rp con respecto al tiempo para la mezcla de 15 %p/p de microsíllice con diferentes contenidos de ceniza volante

5.1.3.3. Polarización potenciodinámica cíclica.- Las curvas de polarización cíclica se realizan para conocer el comportamiento del acero de refuerzo en el hormigón. Es importante mencionar que es la técnica que proporciona mayor información acerca de la estabilidad de la película pasiva.

Las Figuras 5.13 a 5.31 muestran las curvas de polarización cíclica obtenidas para las probetas, antes y después de la exposición a la cámara de niebla salina, superponiéndose a las obtenidas cuando el refuerzo comenzó a activarse. En general, puede observarse que para el primer período de evaluación, antes de colocarlas en cámara salina y después de 100 días de exposición en la cámara, no se evidencia algún daño a la capa pasiva en alguna de las probetas, y no hay cambios significativos entre un diseño y otro, coincidiendo con las pruebas anteriores de resistencia a la polarización.

Cuando el acero está pasivo, la densidad de corriente obtenida en el barrido inverso alcanzó potenciales muy nobles (positivos), siendo más nobles (sobre 700 mV) que los obtenidos con la curva directa. Sin embargo, después de aproximadamente tres

años de exposición a la cámara salina, el acero en algunas de las probetas comenzó a mostrar signos de corrosión (Figuras 5.13, 5.14-5.17, 5.20). En estos casos, la corriente de la dirección reversa cambió a valores de potencial mucho más activos (negativos). Este comportamiento de la curva indica la inestabilidad de la película pasiva (Hernández *et al.*, 2003; Hernández, 2000; Troconis *et al.*, 2004). Las probetas en las cuales la curva reversa se dio en valores nobles, tienen películas pasivas mucho más estable. En cambio, cuando las corriente reversa se dió en valores más activos, las probetas tienen una película pasiva inestable o no tienen película pasiva sobre su acero. Estos resultados coinciden con el efecto conocido de que los iones cloruros destruyen la capa pasiva.

En la Figura 5.13 se observa el comportamiento de las probetas sin adiciones, comprobando que el acero ha perdido su pasividad, y en las Figuras 5.14-5.16, las probetas con contenidos bajos de microsílíce (5 %p/p) muestran corrientes muy altas en el barrido inverso. Por el contrario, para el acero de las probetas con alto contenido de microsílíce (≥ 10 %p/p) se observa que la pasividad se ha perdido sólo cuando el contenido de ceniza volante es mas bajo del 10 %p/p, detectando cambios de corrientes anódicas a catódicas en potenciales muy negativos, cercanos al potencial de corrosión (Figuras 5.20-5.22).

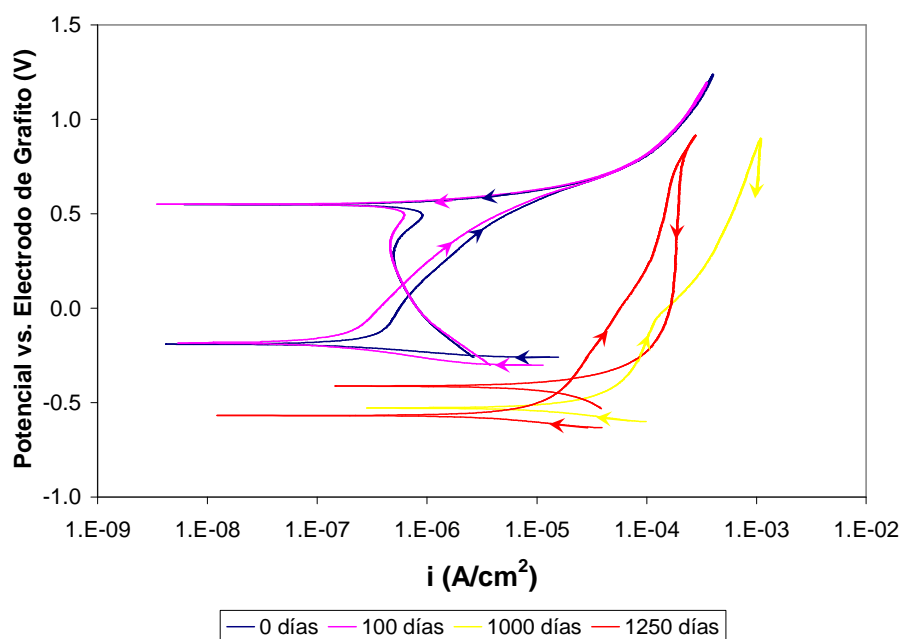


Figura 5.13. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas sin adiciones, a diferentes tiempos de evaluación

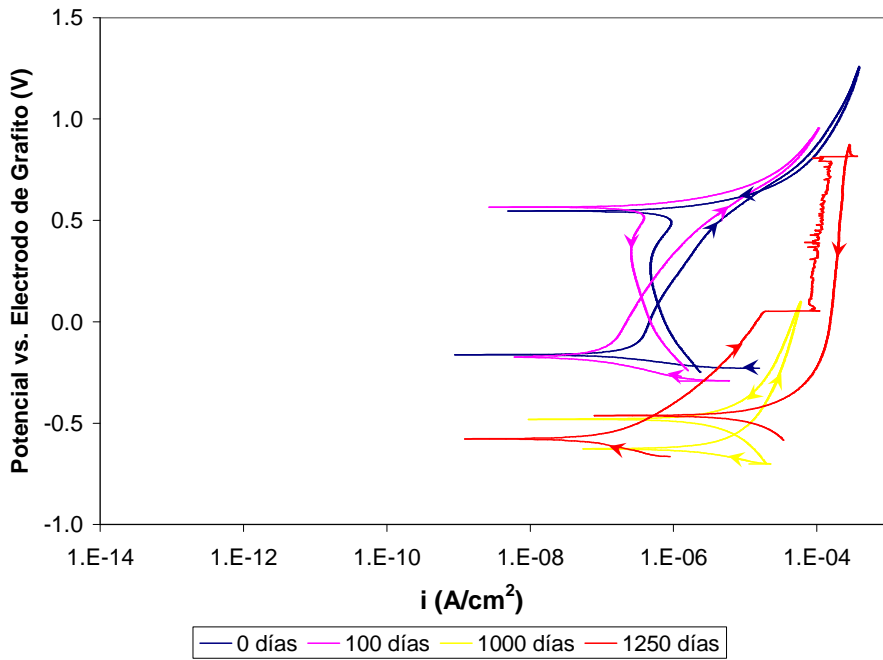


Figura 5.14. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 5 %p/p de microsíllice y 0%p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación

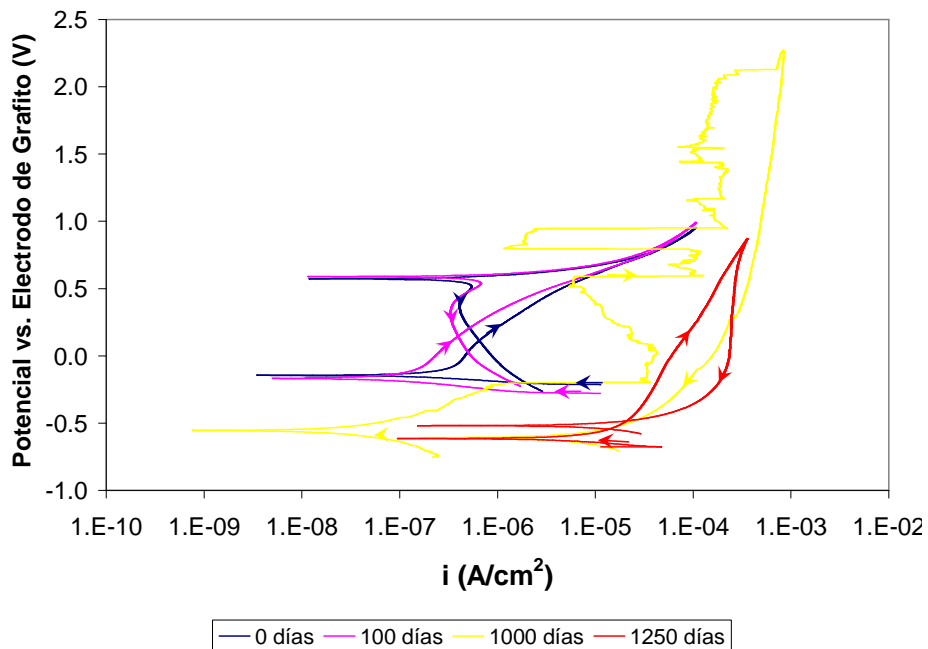


Figura 5.15. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 5 %p/p de microsíllice y 5 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación

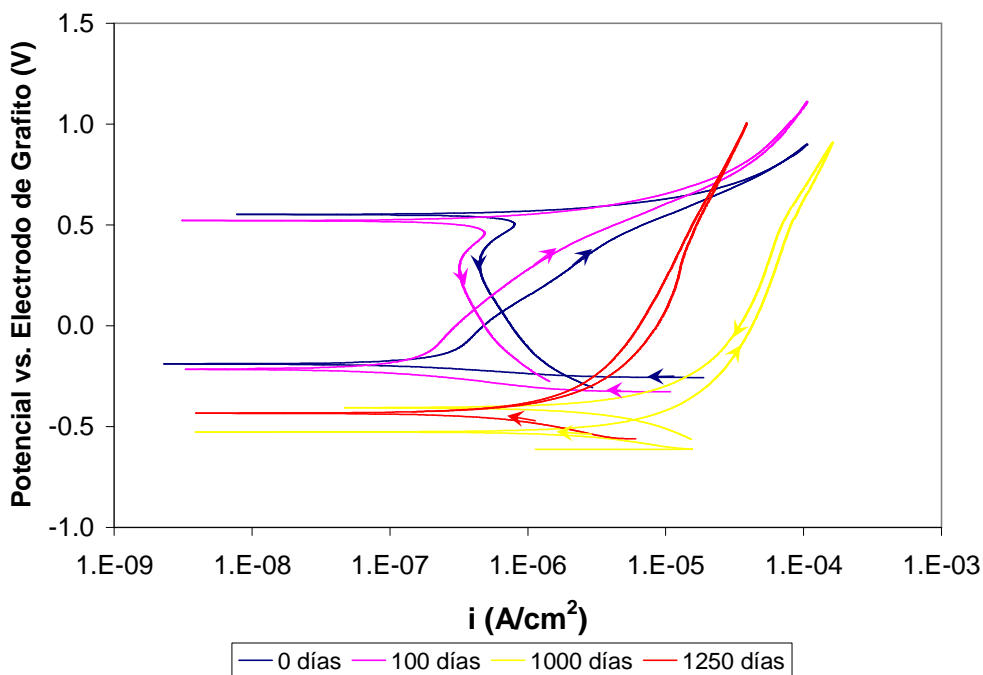


Figura 5.16. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 5 %p/p de microsílíce y 10 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación

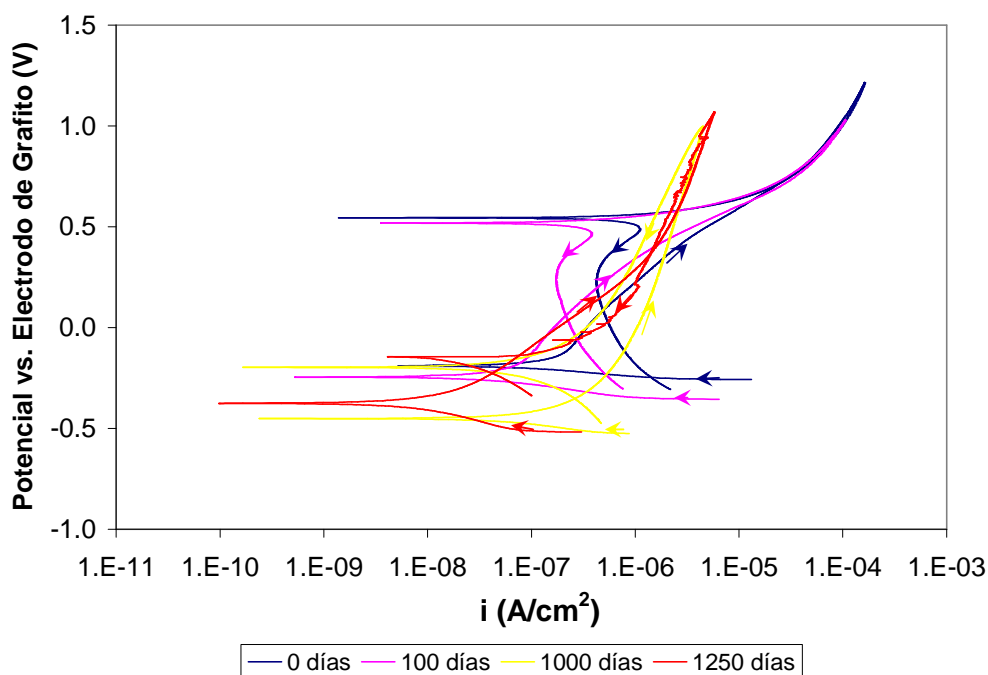


Figura 5.17. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 5 %p/p de microsílíce y 12 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación

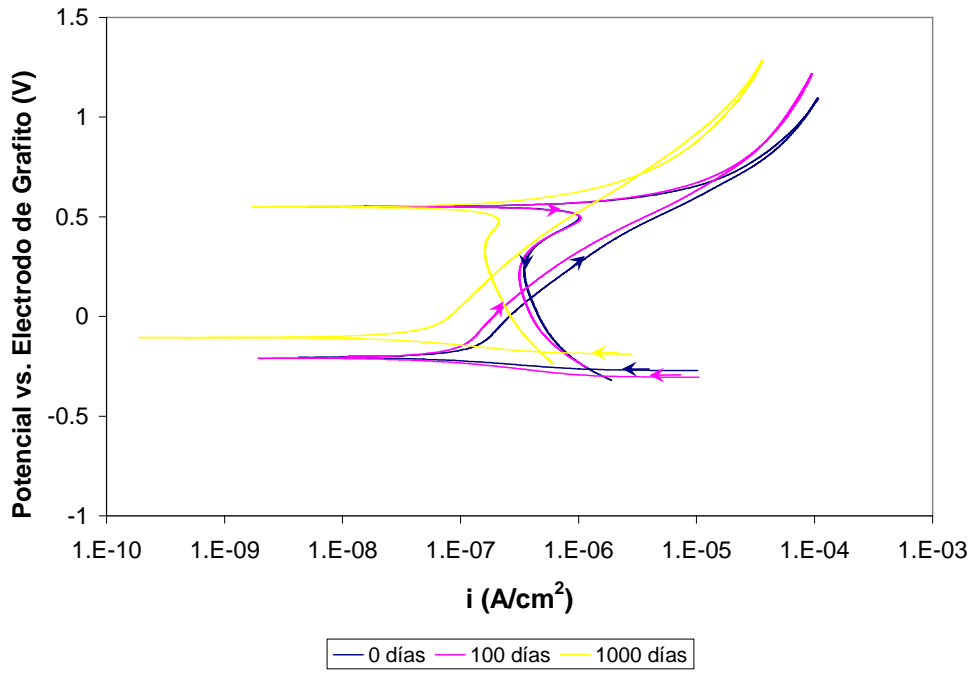


Figura 5.18. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 5 %p/p de microsíllice y 15 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación

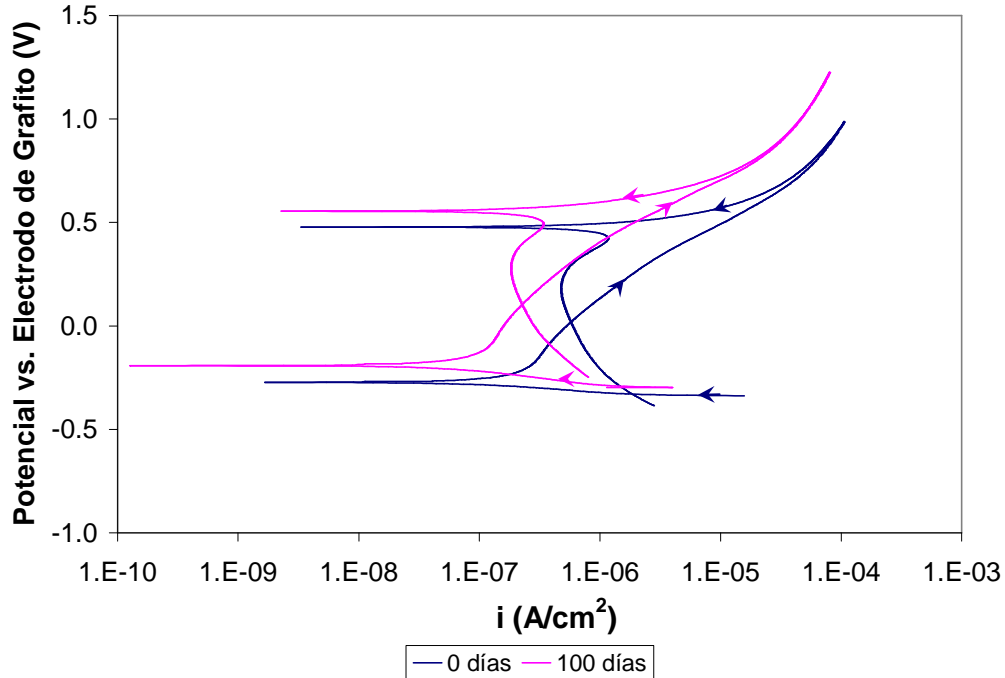


Figura 5.19. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 5 %p/p de microsíllice y 17 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación

El comportamiento de la mezcla M.10 es similar al M.5. Estas mezclas mejoran con 10 %p/p de ceniza volante, mostrando un comportamiento similar al de las probetas antes de someterlas a la cámara salina, pero con un pequeño rango de pasivación (220 mV). Con contenidos de 15 %p/p de ceniza volante el comportamiento es similar al mostrado después de 100 días de exposición.

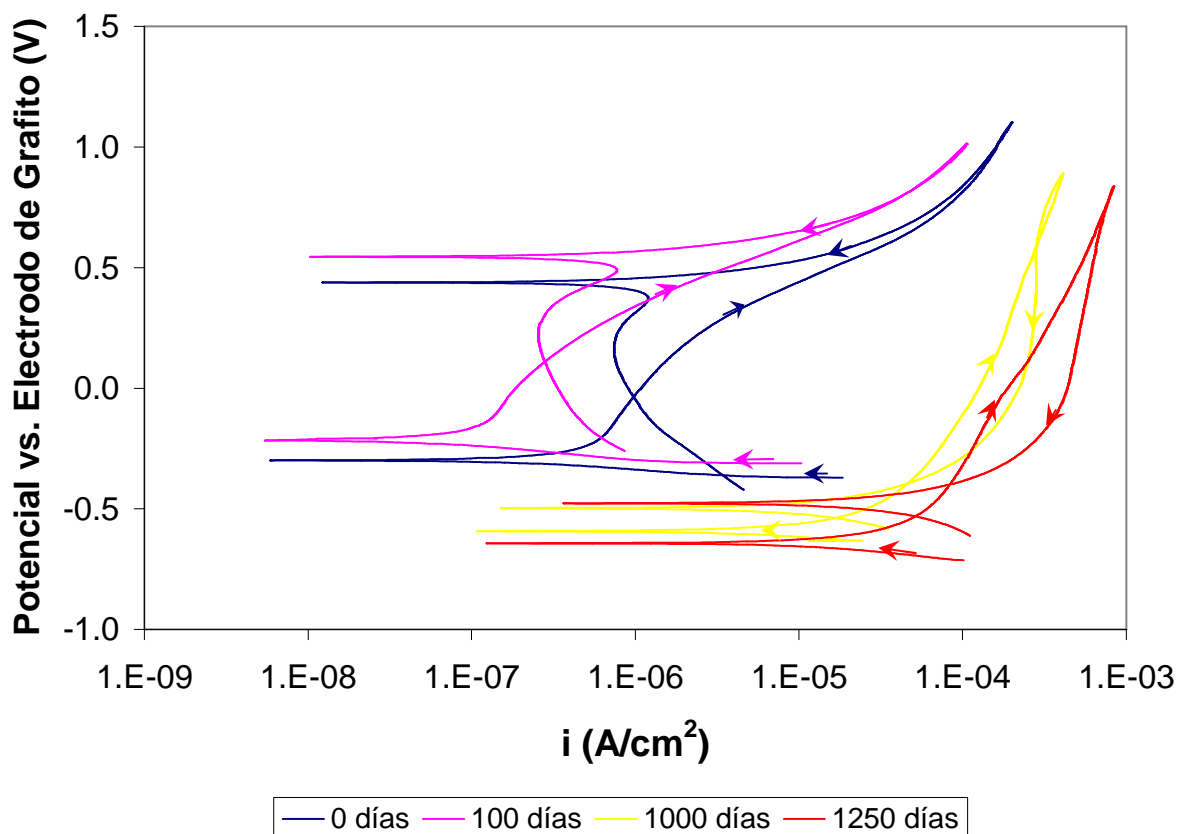


Figura 5.20. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 10 %p/p de microsilíce y 0 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos

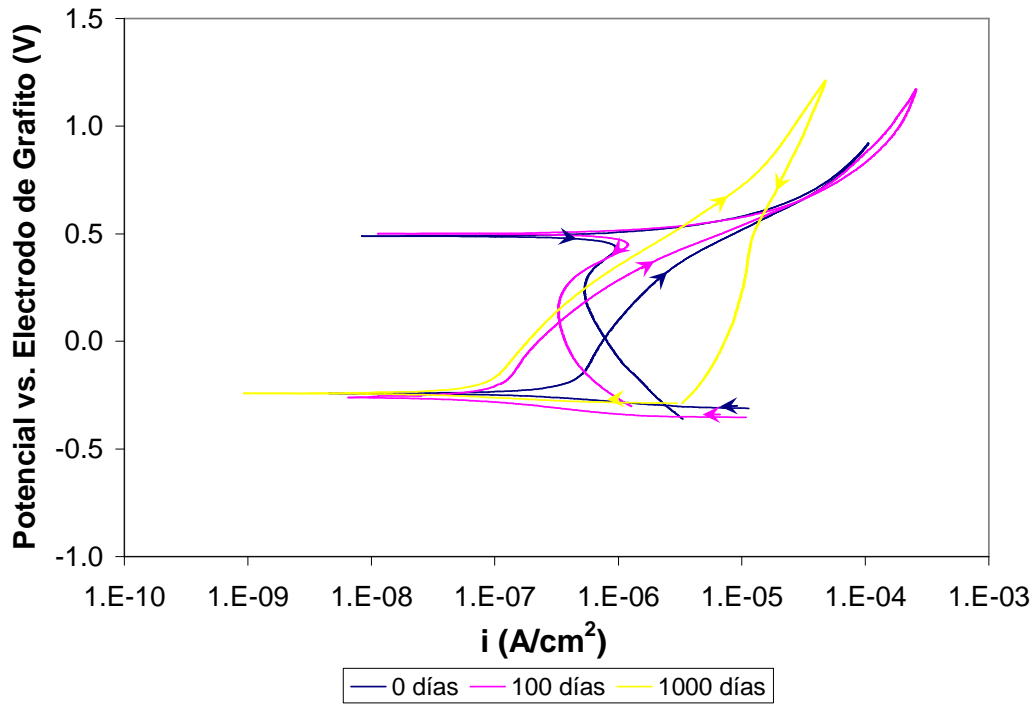


Figura 5.21. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 10 %p/p de microsíllice y 5 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos

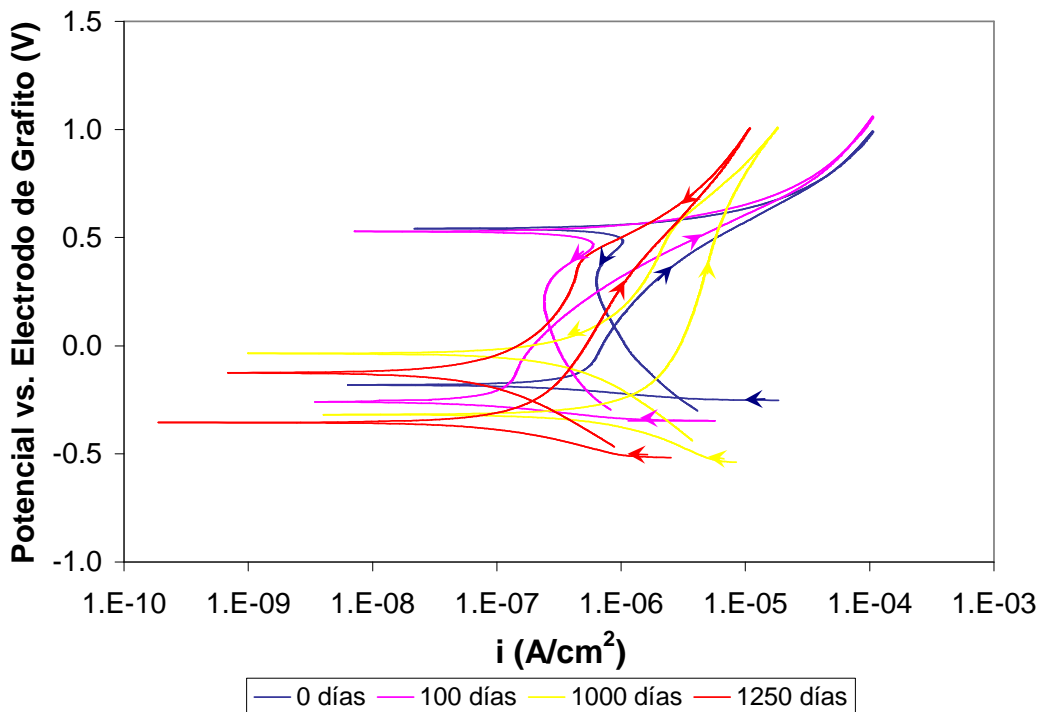


Figura 5.22. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 10 %p/p de microsíllice y 10 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación

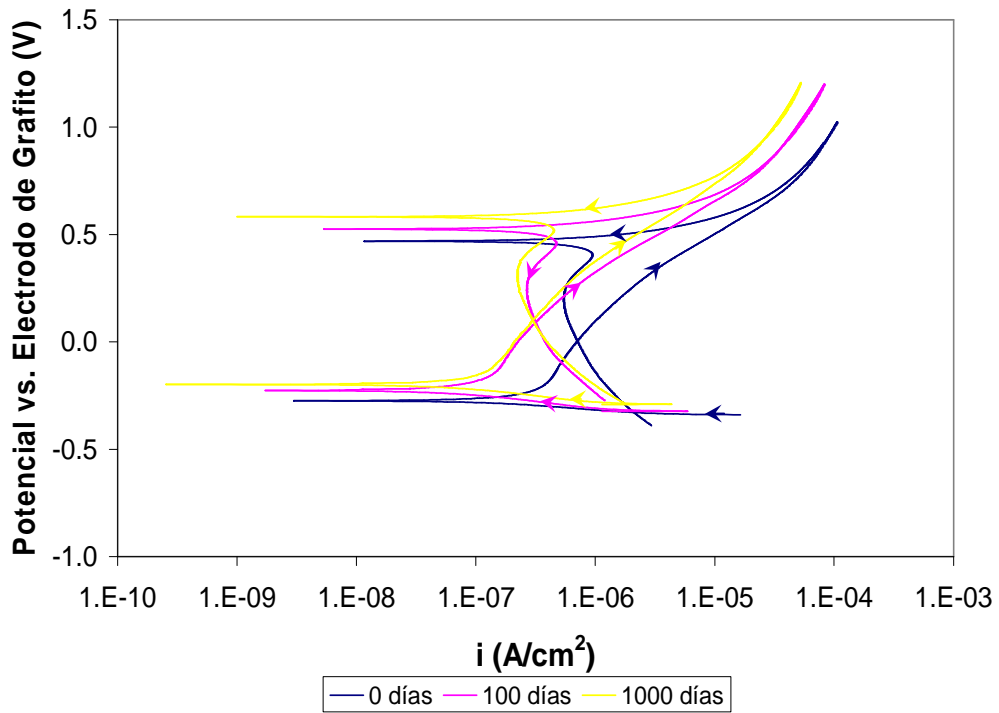


Figura 5.23. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 10 % de microsílíce y 12 % de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación

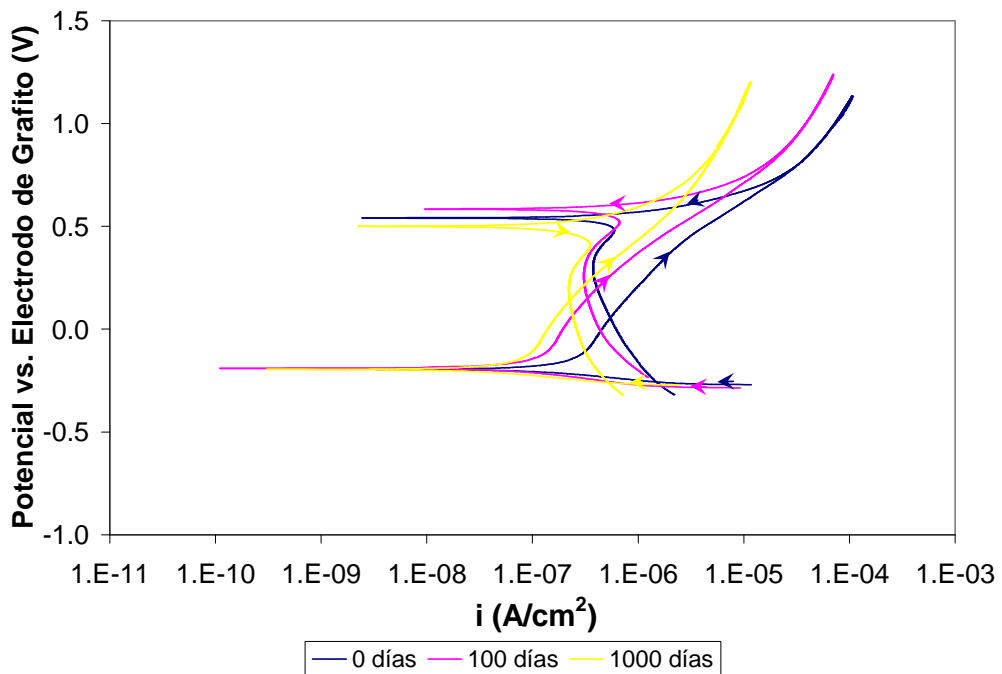


Figura 5.24. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 10 % de microsílíce y 15 % de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación

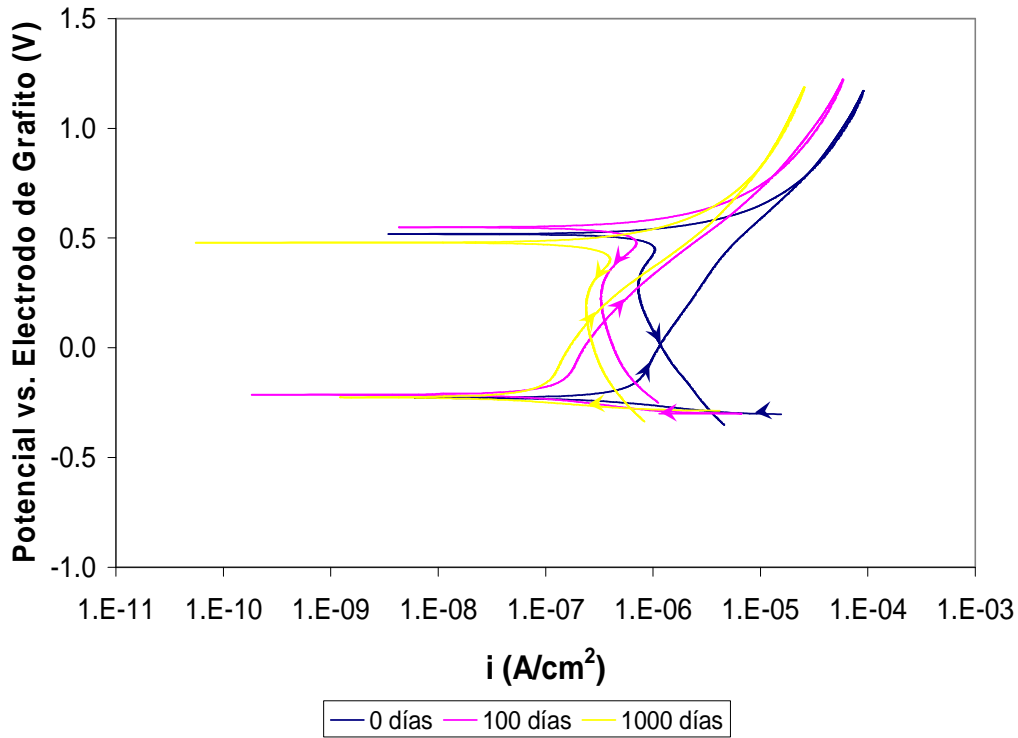


Figura 5.25. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 10 % de microsíllice y 17 % de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación

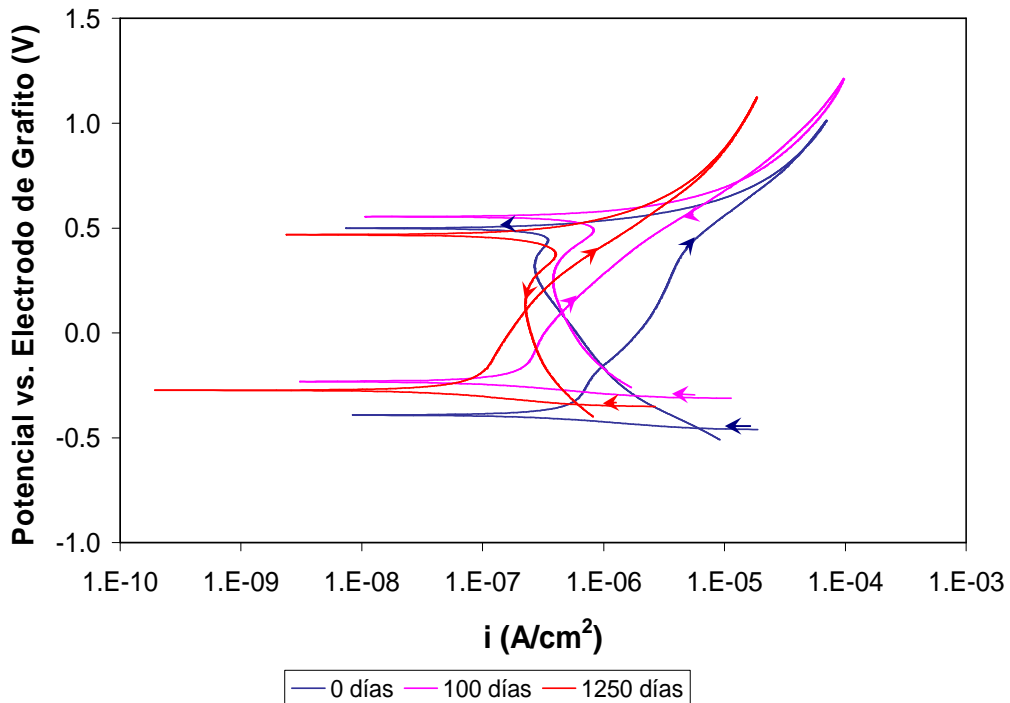


Figura 5.26. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 15 %p/p de microsíllice y 0 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación

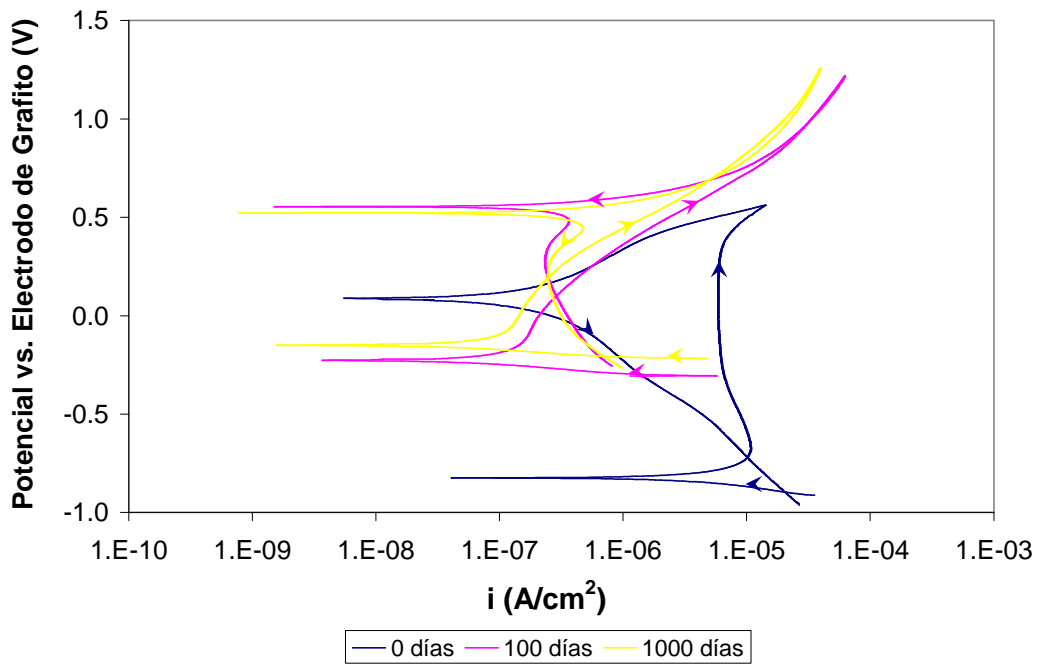


Figura 5.27. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 15 %p/p de microsílíce y 5 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación

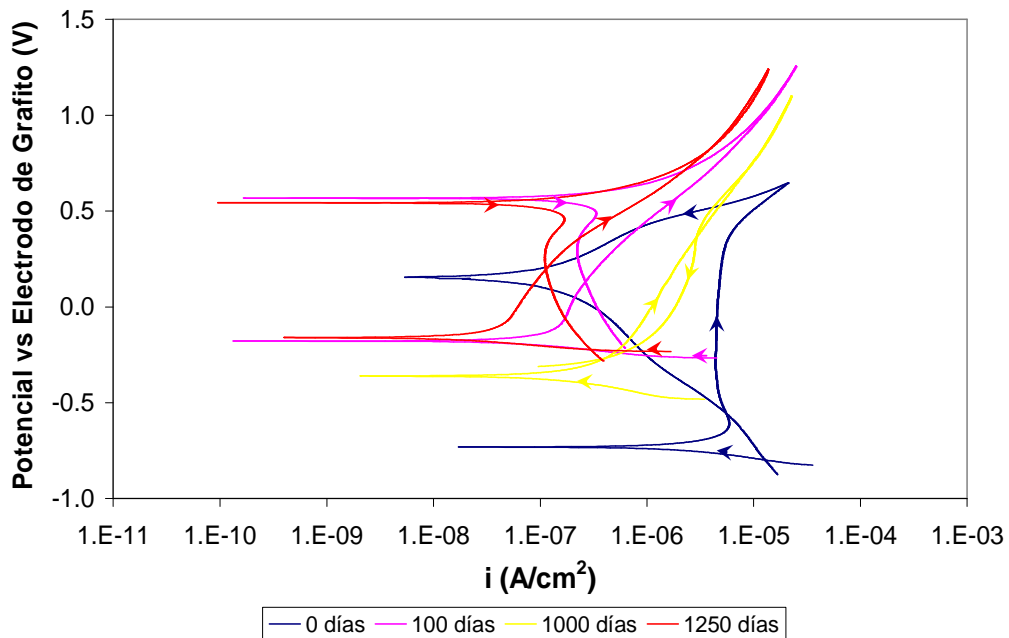


Figura 5.28. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 15 %p/p de microsílíce y 10 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación

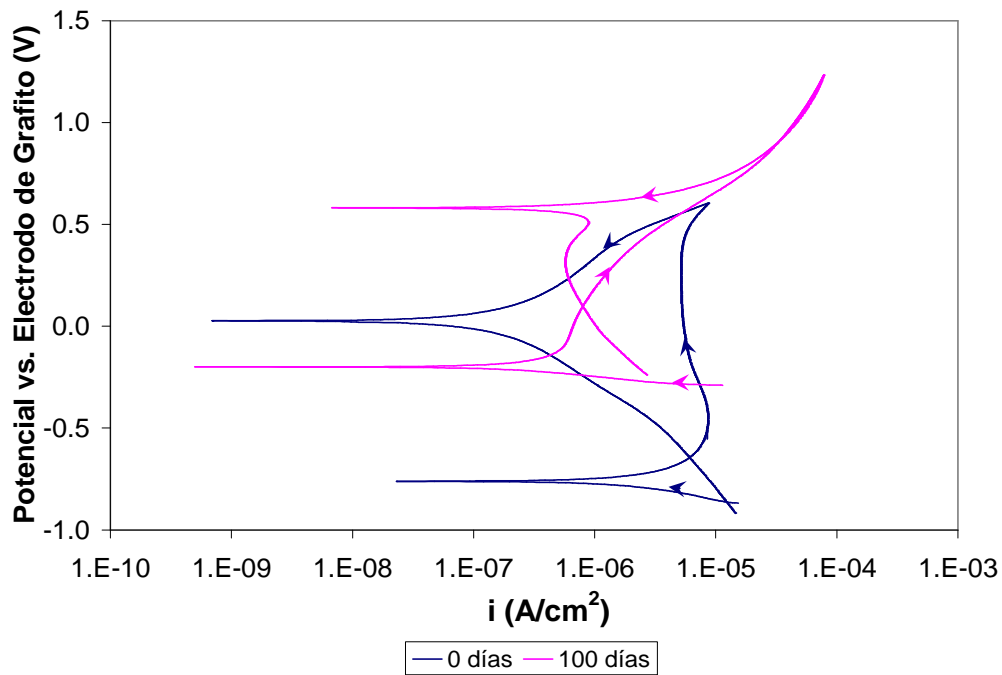


Figura 5.29. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 15 %p/p de microsíllice y 12 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación

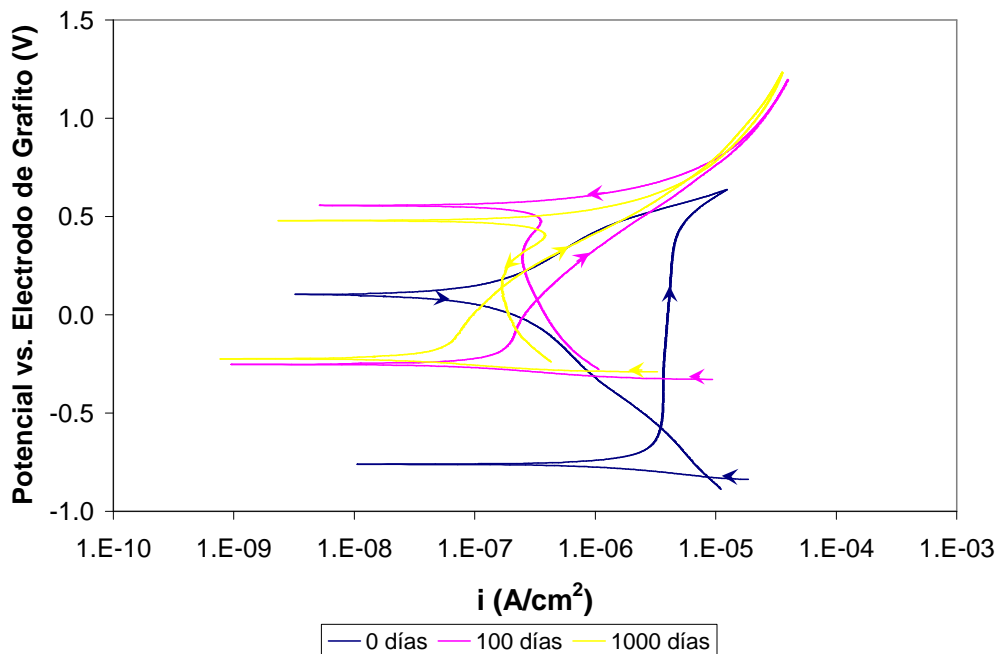


Figura 5.30. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 15 %p/p de microsíllice y 15 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación

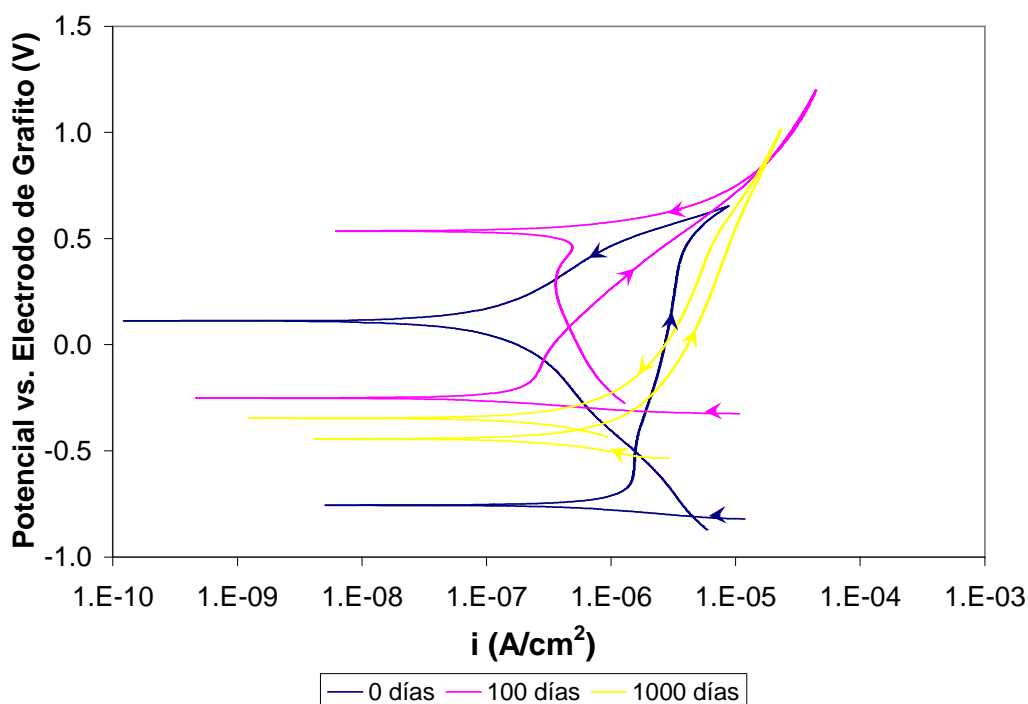


Figura 5.31. Curvas de polarización potenciodinámica a 0,28 mV/s, para las probetas con 15 %p/p de microsílíce y 17 %p/p de ceniza volante, a diferentes tiempos de evaluación

El comportamiento electroquímico de las mezclas M.15 después de 3 años de evaluación es bueno. Los valores de velocidad de corrosión están en el mismo orden que los obtenidos a los 100 días de evaluación, tanto para contenidos de ceniza volante altos como para bajos, e incluso sin su adición. Después de 3 años de evaluación, no se observan cambios significativos en cuanto a la velocidad de corrosión o a la estabilidad de película pasiva.

Se observa que los resultados electroquímicos obtenidos coinciden, a pesar de usar diferentes ensayos como el cálculo de la resistencia a la polarización o las curvas potenciodinámicas cíclicas.

5.1.3.4. Penetración del ión cloruro.- Para corroborar los resultados obtenidos con las pruebas de polarización cíclica, se evaluó el contenido de iones cloruro en las probetas, luego del tiempo de exposición, observando que en las mezclas sin adiciones se encontró la mayor cantidad de cloruros libre.

En las Figuras 5.32-5.34 se observa una disminución progresiva de iones cloruro cuando aumenta el contenido de microsíllice y/o ceniza volante, lo cual coincide con los resultados de sorción capilar. En las figuras se muestra el perfil de cloruro para las probetas con 5, 10 y 15 %p/p, y la Tabla 5.5 muestra los cloruros libres y totales al nivel de la armadura.

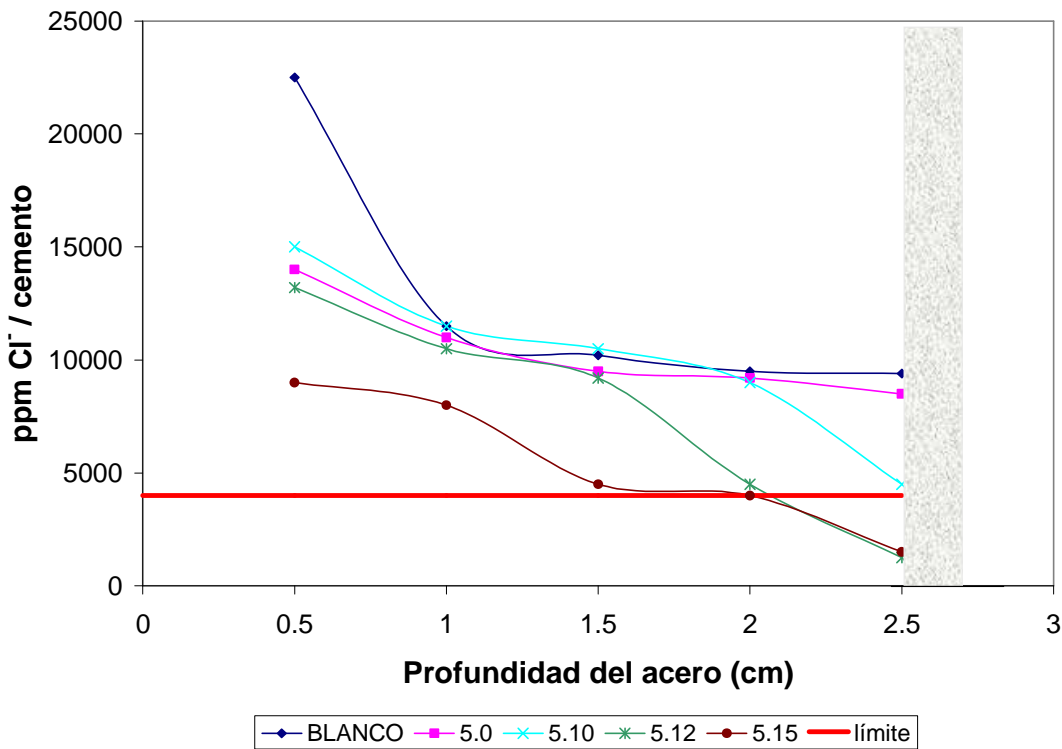


Figura 5.32. Perfil de cloruros en las probetas con 5 %p/p de microsíllice y diferentes contenidos de ceniza volante

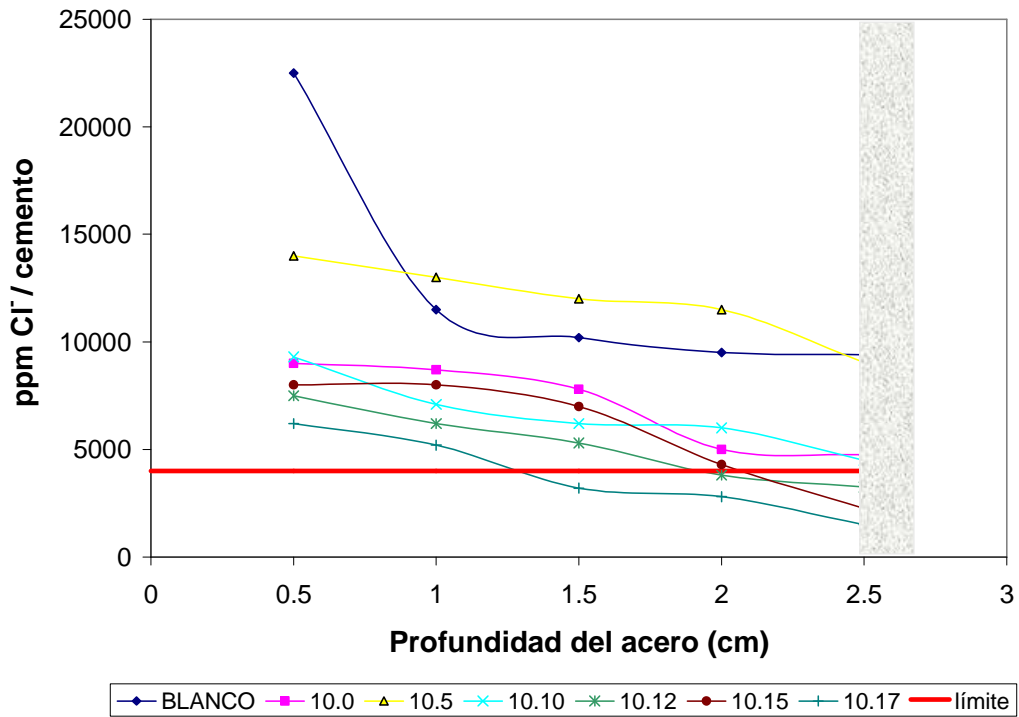


Figura 5.33. Perfil de cloruros en las probetas con 10 %p/p de microsílíce y diferentes contenidos de ceniza volante

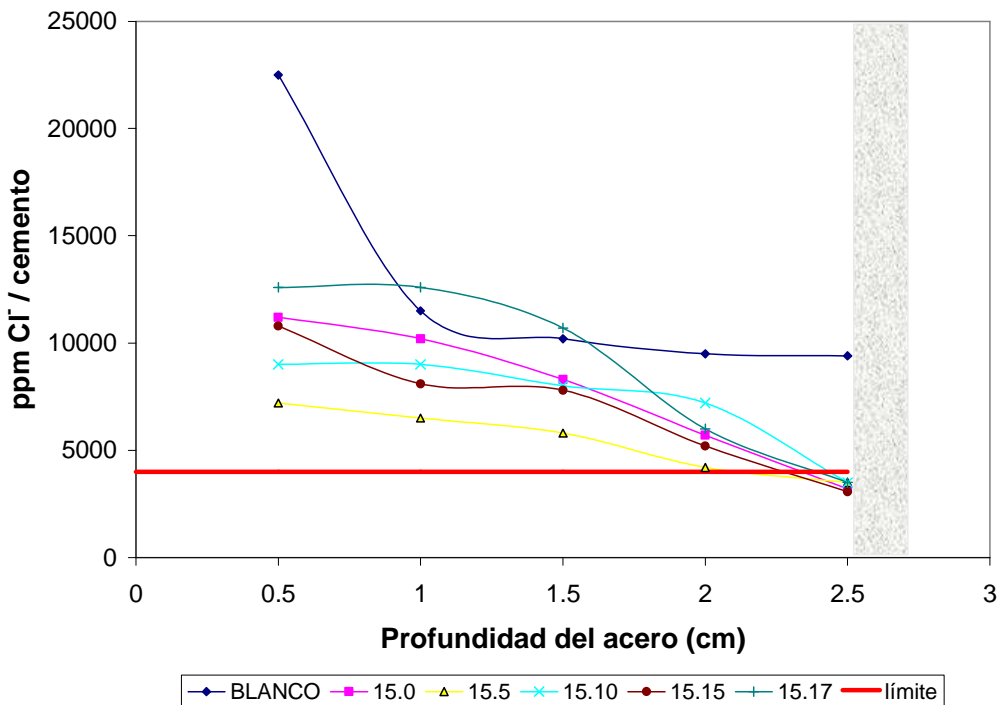


Figura 5.34. Perfil de cloruros en las probetas con 15 %p/p de microsílíce y diferentes contenidos de ceniza volante

La probeta sin adiciones muestra que su concentración de cloruros al nivel de la armadura fue de 9.246 ppm (valor promedio de una muestra de 5 mm de espesor). Este valor es más del doble que el límite crítico necesario para causar corrosión de la armadura (4.000 ppm) (Troconis *et al.*, 1997). Al comparar estos resultados con los correspondientes resultados electroquímicos se observa que esta concentración de cloruros a nivel de armadura ya ha destruido la capa pasiva (Figura 5.13).

Tabla 5.5. Concentración de cloruros libres y totales al nivel de la armadura

Probeta	Cloruro libre (ppm)	Cloruro total (ppm)
M.0.0	9.246	13.716
M.5.0	8.502	13.092
M.5.5	4.750	7.504
M.5.10	4.499	8.737
M.5.12	1.250	6.253
M.5.15	1.502	5.000
M.10.0	4.751	7.504
M.10.5	9.052	13.125
M.10.10	4.500	8.129
M.10.12	3.250	9.375
M.10.15	2.250	8.750
M.10.17	1.500	5.625
M.15.0	3.250	13.750
M.15.5	3.500	3.750
M.15.10	3.500	5.000
M.15.15	3.066	7.500
M.15.17	3.500	4.250

La Figura 5.32 (mezclas con contenido de microsíllice de 5 %p/p) muestra un comportamiento similar al de la probeta sin adiciones cuando el contenido de ceniza volante es menor o igual a 10 %p/p, con la diferencia de que la concentración de cloruros al nivel de la armadura, aunque > 4.000 ppm, disminuye por la presencia de adiciones. Al igual que en la probeta sin adiciones, se observa que estos resultados coinciden con los obtenidos en las curvas de polarización cíclica (Figura 5.14-5.16).

La mezcla con contenidos de 15 %p/p de ceniza volante, presenta resultados más bajos de cloruros (1.502 ppm Cl⁻) coincidiendo ésto con el comportamiento electroquímico de la armadura (Figura 5.18), donde se muestra la adecuada estabilidad de la película pasiva.

La Figura 5.33 muestra que las mezclas con 10 %p/p de microsílíce y bajos contenidos de ceniza volante (por debajo de 12 %p/p) son menos efectivos contra la penetración de iones cloruros, cuando el mortero tiene alta relación a/c. Para estos diseños, se alcanzaron concentraciones de cloruros por encima del límite de 4000 ppm a nivel de la armadura, lo cual coincide con los resultados electroquímicos que muestran corrosión de la armadura (Figuras 5.20-5.22).

Para el diseño de 10 %p/p de microsílíce, cuando el contenido de ceniza volante es mayor o igual a 12 %p/p, el contenido de cloruros es menor a 4.000 ppm, lo que coincide con la estabilidad de la capa pasiva, mostrada en las Figuras 5.23-5.25.

En la Figura 5.34 se muestran las mezclas con 15 %p/p de microsílíce, observando que a cualquier contenido de ceniza volante o incluso sin ella, la concentración de iones cloruro al nivel de la armadura no alcanza el valor límite de 4.000 ppm, coincidiendo con sus curvas de polarización cíclica donde se observa una capa pasiva estable, con un alto rango de potencial de pasivación de aproximadamente 750 mV (Figuras 5.26 y 5.30).

En la Figura 5.35 se observa la relación existente entre la cantidad de cloruros libres al nivel de la armadura y el potencial de corrosión medido antes de realizar la prueba de polarización cíclica, observando, como se explicó anteriormente, que a bajos contenidos de microsílíce (5 %p/p y 10 %p/p) y de ceniza volante (≤ 10 %p/p), se pierde la protección de la armadura ($E_{corr} < -200$ mV y $Cl^- \geq 4.000$ ppm), mejorando este comportamiento al aumentar el contenido de ceniza volante. La figura muestra que las mezclas con 15 %p/p de microsílíce presentan buen comportamiento de la armadura a cualquier contenido de ceniza volante.

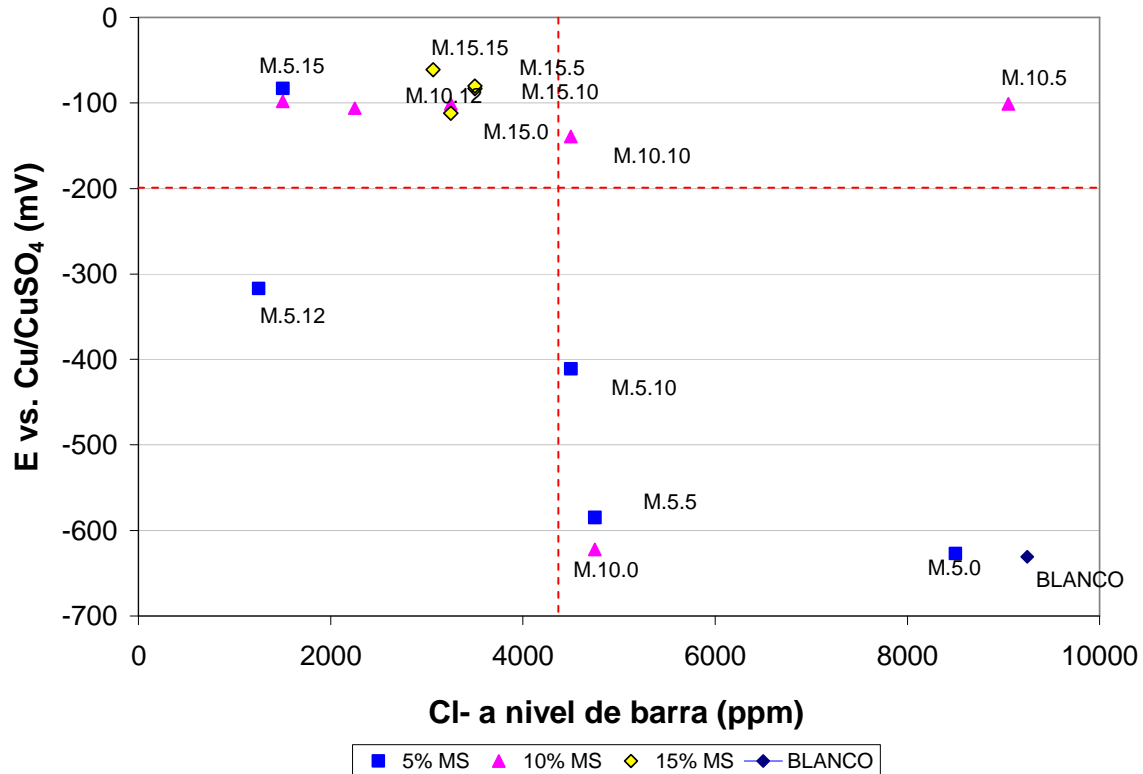


Figura 5.35. Relación entre potencial de media celda vs. el contenido de cloruros libres al nivel de la barra

Después de esta evaluación y tomando en cuenta que los cloruros libres son los responsables de causar corrosión, se puede establecer como límite necesario para corroer a la armadura, en ambientes tropicales como el nuestro, al valor de 4.000 ppm de cloruros libres, y no como refieren algunas normas (Troconis *et al.*, 1997) de 4.000 ppm de cloruros totales. Este valor ya ha sido corroborado en investigaciones más recientes (Troconis *et al.*, 2007), realizadas en Venezuela y otros países de Iberoamérica. Así, la utilización de este valor como cloruros totales, sería una sobreestimación del tiempo necesario para iniciar el proceso de corrosión.

5.1.4. SELECCIÓN DE LA MEZCLA DE MORTERO ADECUADA PARA EFECTUAR REPARACIONES

Después de evaluar la caracterización físico-mecánica y los resultados electroquímicos de morteros con diferentes contenidos de adiciones se seleccionó la mezcla que ofreciera mejor comportamiento no sólo desde el punto de vista de

resistencia al ambiente agresivo sino también de la facilidad de colocación adecuada, particularmente en ambientes marinos-tropicales.

Desde el punto de vista físico-químico, mecánico y electroquímico la mejor mezcla fue la de 15 %p/p de microsílíce, con o sin adición de ceniza volante. Dado que en el país se produce microsílíce pero no ceniza volante que cumpla con los requerimientos de la Norma (Bravo y Seijas, 1994; Bravo *et al.*, 1994; Araujo, 1997; ASTM C 618, 1998), resulta más económico utilizar la mezcla con 15 %p/p de microsílíce sin ceniza volante.

Cabe destacar que, basados en los resultados encontrados en esta investigación, en un trabajo paralelo efectuado en el CEC (Troconis *et al.*, 2006), se utilizó un mortero con 15 %p/p de microsílíce (relación a/c = 0,40) en la reparación de una de las pilas del Puente General Rafael Urdaneta (PGRU); pero debido a la alta temperatura imperante en la zona, al igual que a los fuertes vientos y a la baja relación a/c, este mortero fue muy difícil de colocar sin que se produjesen fisuras por retracción, por lo cual se bajó el contenido de microsílíce al 10 %p/p. Al mismo tiempo, se efectuaron evaluaciones con estas mezclas de menor relación a/c, mediante ensayos acelerados, para verificar si esta disminución del contenido de microsílíce era suficiente para mantener la durabilidad exigida para el PGRU. Los resultados (Tablas 5.6 y 5.7) muestran las buenas características de estas mezclas.

Es importante indicar que, por exigencias del ingeniero estructural (Troconis, 2002), para el mortero de reparación del PGRU éste debía tener una resistencia mínima de 210 kg/cm² a los tres días de haberse colocado, ya que se estaba reparando la superestructura sin detener el tránsito por el puente y sin utilizar apuntalamiento. Como se observa en la Tabla 5.7, la mezcla 5 fue la única que no cumplió con esta especificación de resistencia mecánica. La caracterización, desde el punto de vista de durabilidad (porosidad efectiva, índice de capilaridad y migración rápida de iones cloruro) muestran que todas las mezclas son de alta durabilidad, de tal manera que se seleccionó la mezcla 4 ya que es la que cumple con ambas especificaciones (alta resistencia a los 3 días y alta durabilidad, aún teniendo menor contenido de cementante, lo cual facilita su colocación y resulta más económico).

Tabla 5.6. Cantidad de materiales por metro cúbico de hormigón para los diferentes diseños preparados para la reparación del PGRU (Troconis, 2002)

TIPO DE MEZCLA MATERIAL					
	1	2	3	4	5
Resistencia de diseño, kg/cm ²	450	385	430	385	430
Cemento, kg	502	464	462	418	416
Piedra, kg	899	1.163	921	1.163	921
Arena, kg	704	570	831	570	831
Agua, l	200	186	173	186	173
Microsílice, kg	75(15% /cem.)	46,4(10%/cem.)	46,2(10%/cem.)	41,8(10%/cem.)	41,6(10%/cem.)
Fibra polipropileno, kg	1	1	1	1	1
Superplastificante, l	12,5(2,5%/cem)	4,64(1%/cem.)	4,62(1%/cem.)	4,18(1%/cem.)	4,16(1%/cem.)
a/c	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40

Tabla 5.7. Características de los diseños de mezcla usados en el PGRU (Troconis, 2002)

MEZCLAS	Resistencia a la compresión, kg/cm ²			PERMEABILIDAD A Cf ASTM C 1202	POROSIDAD EFECTIVA ε (%)
	3 días	7 días	28 días		
1	357	509	668	770	2,89
2	234	334	364	629	-
3	221	315	450	419	-
4	226	323	442	882	7,80
5	184	263	308	1024	-

Así, de todos estos estudios se determinó que en ambientes tropicales, como el de Venezuela, al trabajar con relaciones a/c bajas no se deben utilizar altos contenidos de microsilice, siendo el 10 %p/p un contenido adecuado para garantizar una alta durabilidad. Cuando se construye con hormigones convencionales (a/c > 0,5), es necesario agregar 15 %p/p mínimo de microsilice para garantizar alta durabilidad.

5.2. EVALUACIÓN DEL EFECTO DE LA REPARACIÓN EN VIGAS

El mortero seleccionado en el punto anterior se utilizó para reparar vigas de hormigón armado y así evaluar el comportamiento mecánico y electroquímico de la reparación. Para esto se fabricaron vigas, las cuales fueron evaluadas paralelamente al estudio de morteros con adiciones. Se consideró conveniente utilizar un hormigón

convencional usado normalmente en obras reales en Venezuela y en diferentes países del mundo.

5.2.1. DISEÑO DE MEZCLA DEL HORMIGÓN DE LAS VIGAS

La caracterización de los agregados dio como resultado una arena con módulo de finura de 1,63 y tamaño máximo nominal de agregado grueso de $\frac{3}{4}$ ". La Tabla 5.8 muestra el diseño de mezcla para 1 m³ de hormigón.

Tabla 5.8. Diseño de mezcla de las vigas fabricadas (kg/m³ hormigón)

Materiales	Proporciones
Agua	205
Cemento	342
Agregado Grueso	1.069
Agregado Fino	669
NaCl	5,64

5.2.2. CARACTERIZACIÓN FÍSICO-MECÁNICA DEL HORMIGÓN DE LAS VIGAS

En la Tabla 5.9 se muestra la caracterización físico-mecánica de los hormigones utilizados para la fabricación de las vigas.

Los resultados muestran que aun cuando la sorción capilar ($1,50 \times 10^{-4}$ m/s^{0,5}) es alta, recomendado para ambientes poco severos (Troconis *et al.*, 1997), la porosidad efectiva es baja (8,3-8,8%), lo que pareciera indicar una mezcla con moderado desempeño en ambientes marinos.

Tabla 5.9. Caracterización física del hormigón de las vigas

	Hormigón con NaCl	Hormigón sin NaCl
Coefficiente de absorción capilar, k (kg/m ² .s ^{0,5})	0,012233	0,013366
Porosidad efectiva, ϵ_0 (%)	8,3	8,8
Resistencia a la penetración de agua, m (s/m ²)	$4,62 \times 10^7$	$4,36 \times 10^7$
Sorción capilar, S (m/s ^{0,5})	$1,47 \times 10^{-4}$	$1,52 \times 10^{-4}$

El valor promedio de la resistencia a la compresión de las diferentes vigas de hormigón realizadas fue de 330 kg/cm^2 , independiente del contenido o no de cloruros, determinada a los 28 días de curado.

5.3. EVALUACIÓN DE LAS VIGAS REPARADAS CON MORTERO

Como se explicó anteriormente, las vigas de hormigón armado mostradas en la Figura 4.4 fueron fabricadas para repararlas con el mortero que resultara eficiente de las mezclas evaluadas anteriormente en el punto 5.1. Como se quería reparar cuando ya la armadura presentara corrosión, estas vigas fueron regadas, en la zona central, con solución salina desde el momento de su fabricación para acelerar el proceso de activación de las barras.

Desde su fabricación, las vigas fueron monitoreadas electroquímicamente y para evaluar el comportamiento real de las vigas, éstas fueron sometidas a una carga mecánica, simulando así su comportamiento natural en construcciones. Al mismo tiempo se le efectuaba inspección visual para determinar la aparición de fisuras. Una vez fisuradas, se repararon para continuar su evaluación electroquímica y finalmente su resistencia mecánica. Cada uno de estos pasos se menciona a continuación.

5.3.1. EVALUACIÓN ELECTROQUÍMICA

5.3.1.1. Potencial vs. tiempo.- Paralelamente a la evaluación de morteros con adiciones para usarlos en reparaciones, las vigas fueron evaluadas durante 3 años aproximadamente, permitiendo de esta forma que las barras llegaran a un estado de activación ($< -200 \text{ mV vs. Cu/CuSO}_4$) (ASTM C 876, 1995).

Como se explicó anteriormente, a un grupo de vigas se les aplicó precarga durante la evaluación electroquímica, antes de la reparación, como se observa en la Figura 5.36, y otro grupo no fue sometido a la precarga (Figura 5.37). En la Figura 5.36 se observa que aparentemente la precarga no afecta significativamente a los valores de potencial en el tiempo de evaluación, debido a que la barra ya se encontraba activa cuando la carga fue aplicada. Se observa que los potenciales en la zona central son

un poco más negativos, debido al rociado con solución de NaCl y no a la precarga aplicada. Adicionalmente, en estas figuras se puede observar el efecto de la lluvia en la actividad de la barra, lo cual es lógico ya que se disminuye la resistividad del hormigón.

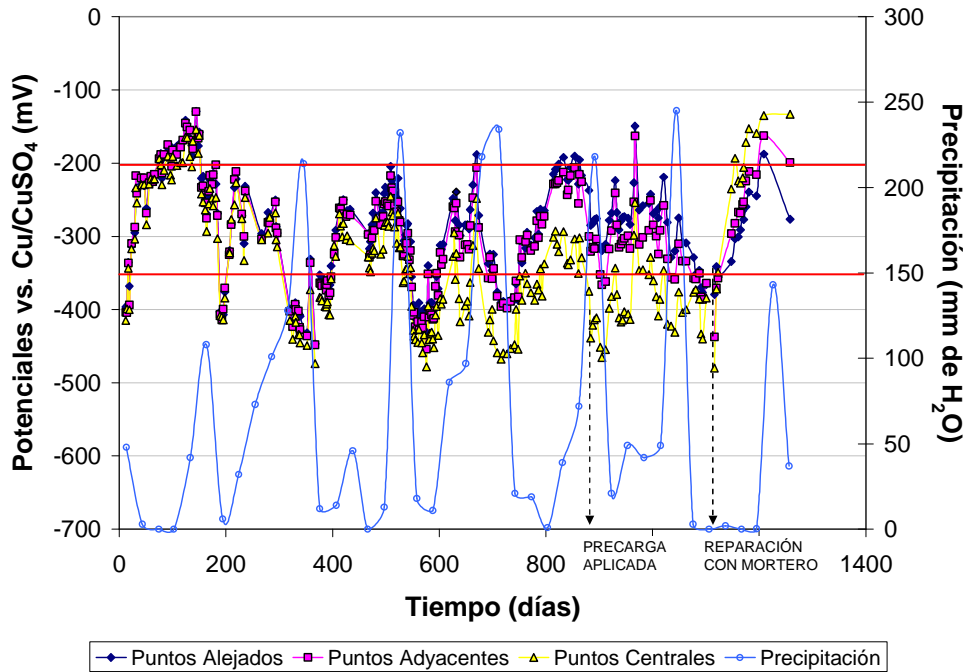


Figura 5.36. Vigas contaminadas con cloruro, precargadas, reparadas con mortero.

Variación del potencial durante el tiempo de evaluación

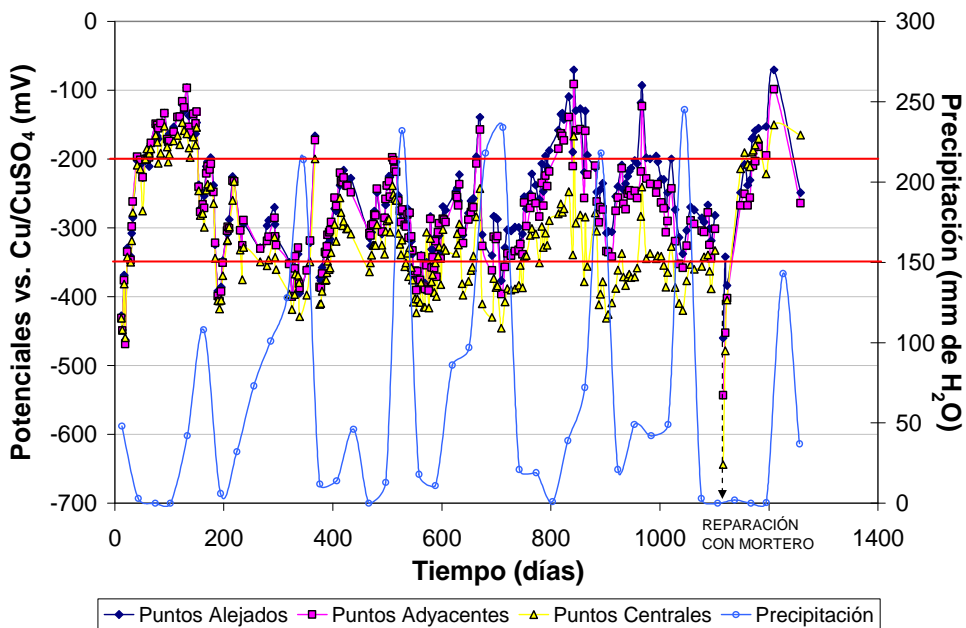


Figura 5.37. Vigas contaminadas con cloruro, sin precarga, reparadas con mortero.

Variación del potencial durante el tiempo de evaluación.

Después de la reparación se observa que el potencial en los tres puntos de medición se desplazan hacia valores positivos, lo cual era de esperar ya que al reparar con un hormigón que no tiene cloruros se restablece la pasividad de la barra en la zona reparada, lo cual hace que los potenciales en las zonas adyacentes a la reparación se ennoblezcan por efecto galvánico. No obstante, al llover se nota que, en las zonas alejadas de la reparación, los potenciales siguen activos, aunque menos que antes de la reparación, manteniéndose la zona central pasiva.

En las Figuras 5.38 y 5.39 se muestran los valores de potencial vs. electrodo de Cu/CuSO_4 para las vigas sin contaminación inicial de cloruros, aunque rociadas con NaCl en su zona central. La Figura 5.38 muestra que no hay efecto significativo por la precarga aplicada, al igual que en las vigas contaminadas, notándose aunque menos, el efecto debido a las precipitaciones. En ambas figuras se observa la diferencia entre los potenciales medidos en la zona central (rociada periódicamente con solución salina) y los extremos, después de aproximadamente un año de exposición. Luego de aproximadamente tres años se manifiesta la alta potencialidad que muestran las barras en la zona central a corroerse (potenciales menores a -200 mV vs. Cu/CuSO_4) (ASTM C 876, 1995).

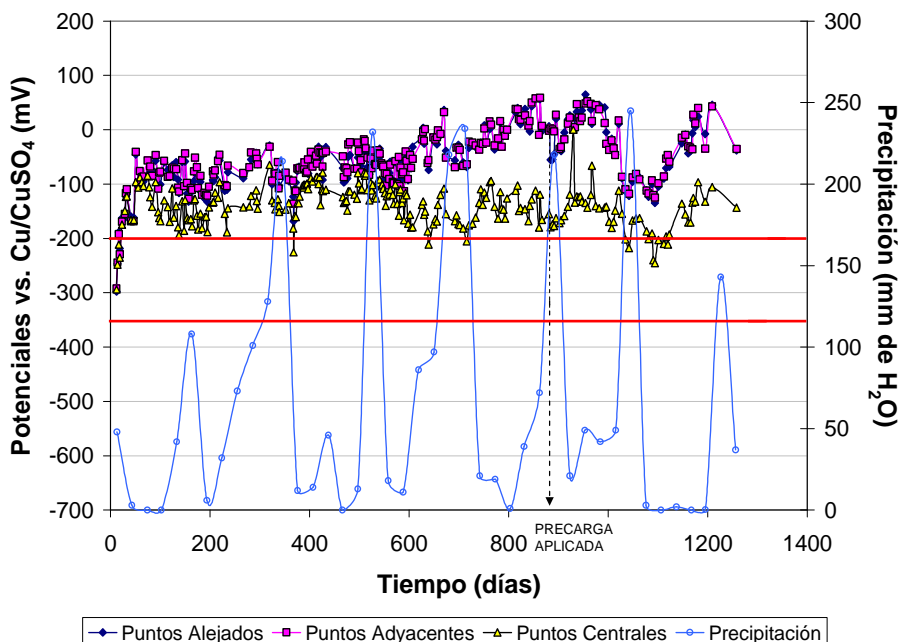


Figura 5.38. Vigas sin contaminación inicial de cloruro, precargadas. Variación del potencial durante el tiempo de evaluación

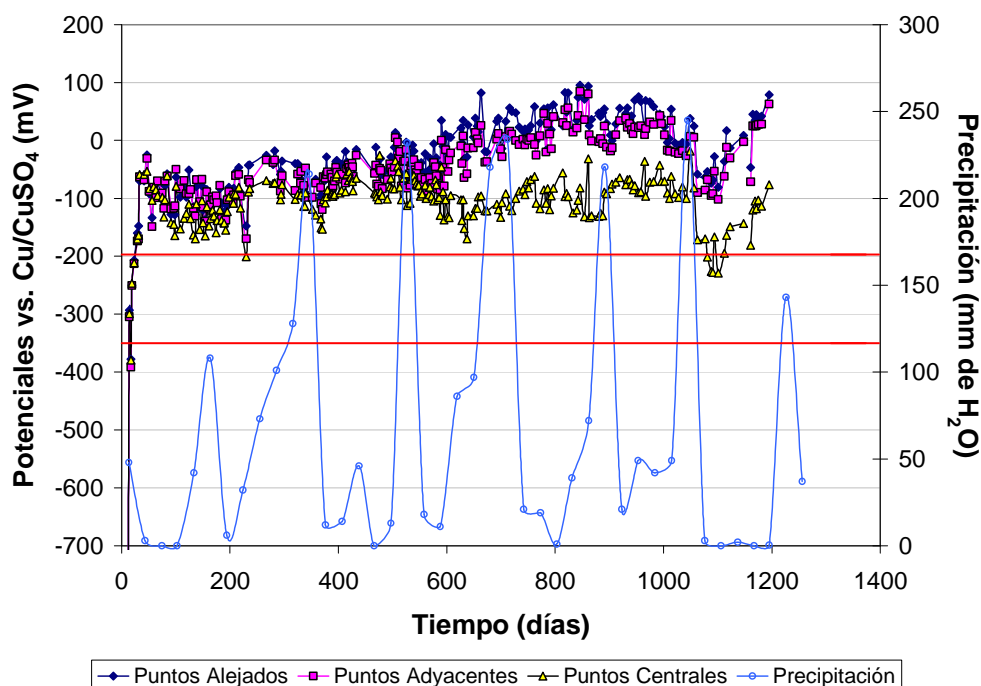


Figura 5.39. Vigas sin contaminación inicial de cloruro, sin precarga.
Variación del potencial durante el tiempo de evaluación

5.3.1.2. Velocidad de corrosión.- En las Figuras 5.40 y 5.41 se observa la velocidad de corrosión de las barras, mostrando, al igual que las medidas de potencial (Figura 5.36), que la precarga aplicada no afecta significativamente a los valores de velocidad de corrosión. Sólo se observa que la velocidad de corrosión en la zona central es más alta por el rociado con solución de NaCl antes y después de la precarga. Incluso después de la reparación, se observan valores más altos de velocidad de corrosión en la zona central ya que los resultados se encuentran afectados por las corrientes de interferencia producidas por efectos galvánicos de las zonas no reparadas. Es decir, la reparación activa a las barras en la zona adyacente a la misma (efecto galvánico) y esta corriente, al ser mayor a la de pasivación de las barras, es la que el equipo logra detectar (Troconis, 2002). La variación en los valores de velocidad de corrosión se debe en parte al efecto de la lluvia, ya que disminuye la resistividad del hormigón.

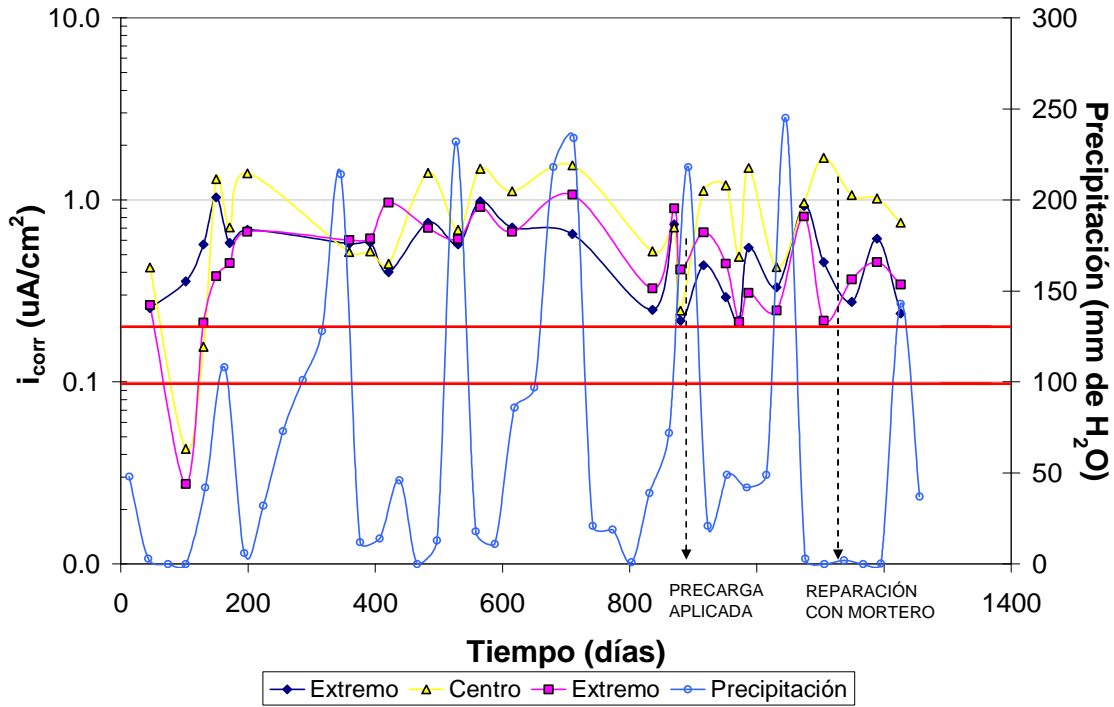


Figura 5.40. Vigas contaminadas con cloruro, precargadas, reparadas con mortero. Variación de la velocidad de corrosión durante el tiempo de evaluación

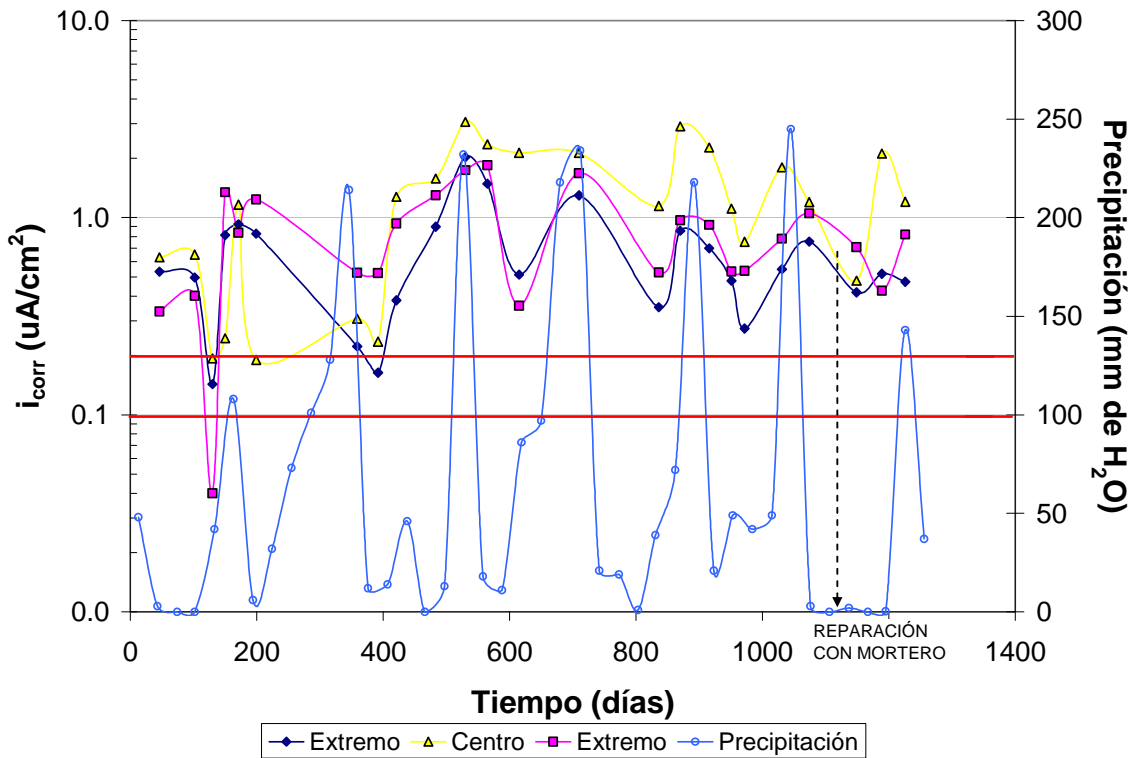


Figura 5.41. Vigas contaminadas con cloruro, sin precarga, reparadas con mortero. Variación de la velocidad de corrosión durante el tiempo de evaluación

En la Figura 5.42 se muestra la velocidad de corrosión promedio de las barras en las vigas precargadas, sin contaminación inicial de cloruros y rociadas en su zona central con NaCl para acelerar el proceso. En ella se observa que, aun cuando inicialmente todos los puntos evaluados mostraron una cierta actividad, finalmente parece alcanzarse la pasividad de la armadura y no es sino hasta, aparentemente, la aplicación de la carga que se nota la actividad del acero, lo cual concuerda con lo mostrado en la medición de potenciales (Figura 5.38).

No obstante, al evaluar el comportamiento de las vigas sin precarga (Figura 5.43), se nota el mismo efecto, de tal manera que no es la precarga la causante de la actividad de las barras sino el efecto de los iones cloruros, unido a las altas precipitaciones ocurridas en ese tiempo. Esto último se manifiesta posteriormente ya que al llegar a la época de sequía se nota nuevamente un decrecimiento de la velocidad de corrosión pero con valores muy cercanos al que indica actividad de la armadura ($0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$), particularmente en la zona central, que era la que se regaba periódicamente con iones cloruro.

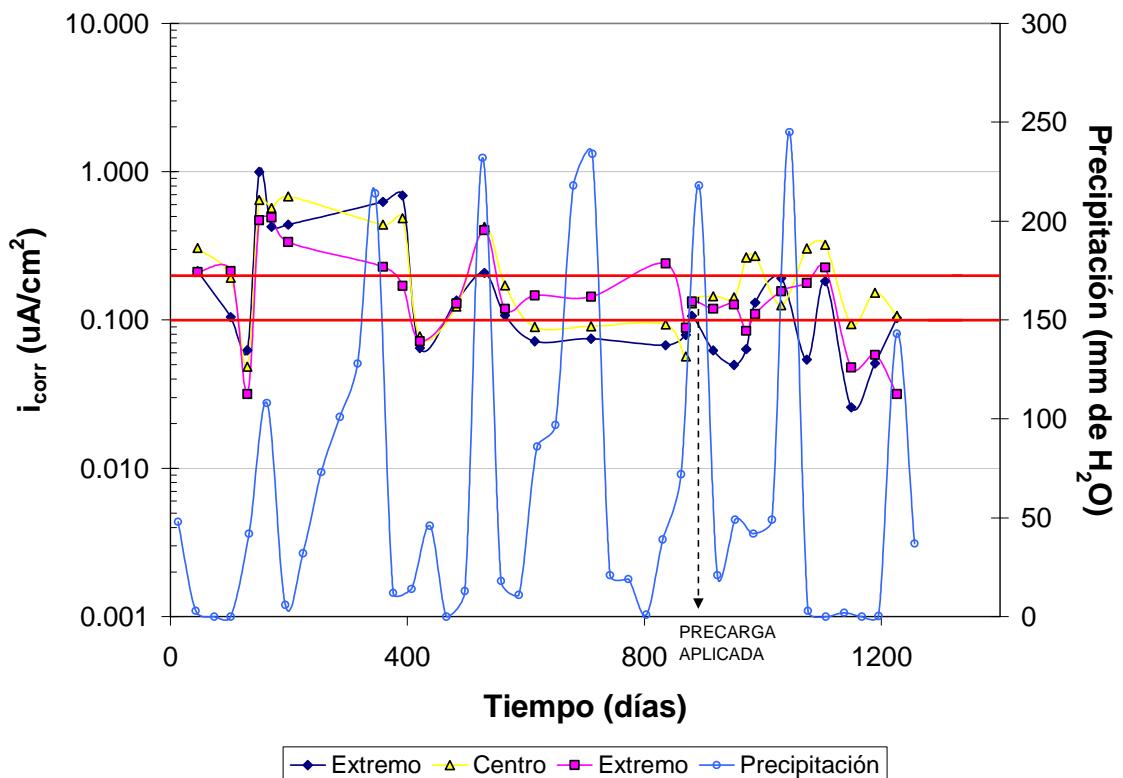


Figura 5.42. Vigas sin contaminación inicial de cloruro, precargadas. Variación de la velocidad de corrosión durante el tiempo de evaluación

Es importante indicar que, durante el primer año de evaluación, el equipo de medición de velocidad de corrosión en campo mostró muchos problemas que no pudieron ser resueltos hasta después de este tiempo; razón por la cual se piensa que los valores medidos, tan activos, quizás no fuesen los reales; más aún cuando al observar las Figuras 5.38 - 5.39, se nota que, en ese tiempo, las barras se encontraban pasivadas (valores entre -150 y -20 mV).

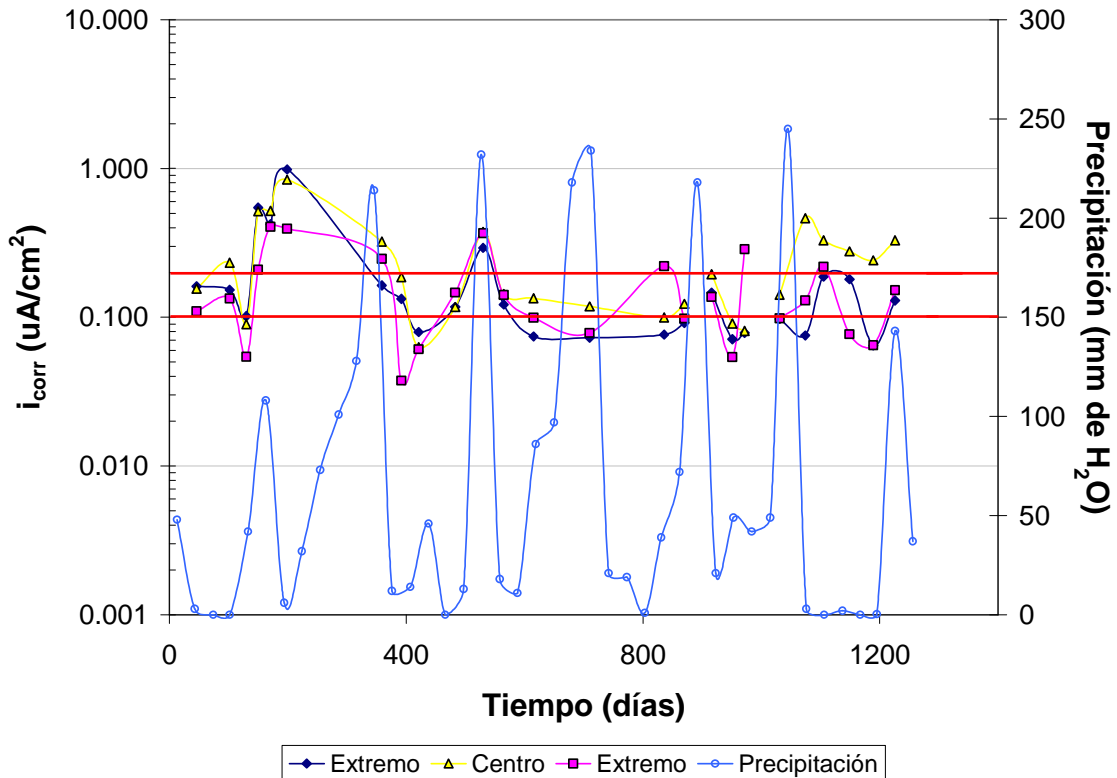


Figura 5.43. Velocidad de corrosión vs. tiempo de vigas sin contaminación inicial y sin precarga.
Variación de la velocidad de corrosión durante el tiempo de evaluación

De tal manera que con los resultados electroquímicos (Potenciales/Figuras 5.36 y 5.37 y velocidad de corrosión/Figuras 5.40 y 5.41), se demuestra que la reparación indudablemente afecta el comportamiento de la armadura en las zonas no reparadas.

El efecto desde el punto de vista electroquímico es importante porque permite establecer si la corrosión se detiene, continúa o acelera, pero el efecto mecánico producido por la corrosión de la armadura y/o reparación también es de suma

importancia; por lo cual, a continuación se analizará la evaluación realizada desde este punto de vista.

5.3.2. EVALUACIÓN DEL EFECTO DE CARGA EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS VIGAS

Cuando las vigas presentaron fisuras por corrosión, se realizó una inspección visual y levantamiento de fisuras en las mismas. A continuación se muestra el comportamiento general presentado por las vigas, dependiendo de si ellas se encuentran o no cargadas y de si contienen o no cloruros iniciales.

Después de la aplicación de la carga, el levantamiento de fisuras se realizó mensualmente. Para el momento de la aplicación de la carga ya las vigas contaminadas presentaban fisuras paralelas a la barra de refuerzo en la zona central debido a su corrosión. Las vigas sin contaminar inicialmente, pero regadas periódicamente con solución de NaCl al 3,5 %p/p, no presentaron fisuras por corrosión, a pesar de que la armadura en la zona central ya se encontraba activa (Figuras 5.38, 5.39, 5.42, 5.43).

Después de esta evaluación se seleccionaron 19 de las 24 vigas fabricadas, para probarlas mecánicamente hasta la falla final. A continuación se describe la identificación de las vigas utilizada más adelante:

SPC.SCI : Sin precarga, sin cloruros.

SPC.Cl: Sin precarga, con cloruros.

SPC.Cl.R28: Sin precarga, con cloruros, edad de reparación 28 días.

SPC.Cl.R5: Sin precarga, con cloruros, edad de reparación 5 meses.

PC.SCI: Precargada, sin cloruros.

PC1.Cl: Precargada por un año, con cloruros.

PC2.Cl: Precargada por dos años, con cloruros.

PC.Cl.R28: Precargada, con cloruros, edad de reparación 28 días.

PC.Cl.R5: Precargada, con cloruros, edad de reparación 5 meses.

5.3.2.1. Sistema de vigas sin aplicación de precarga

a. Vigas sin contaminación inicial de cloruros.- La Figura 5.44 muestra las vigas sin contaminación de cloruros a los 3 años y medio de evaluación (rociadas periódicamente sólo 25 cm de la zona central). No se observaron fisuras paralelas ni perpendiculares a la barra, aun cuando la velocidad de corrosión ya indica actividad de la barra ($> 0,2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$); quizás porque la intensidad y el tiempo no fueron suficiente para fisurar al hormigón.

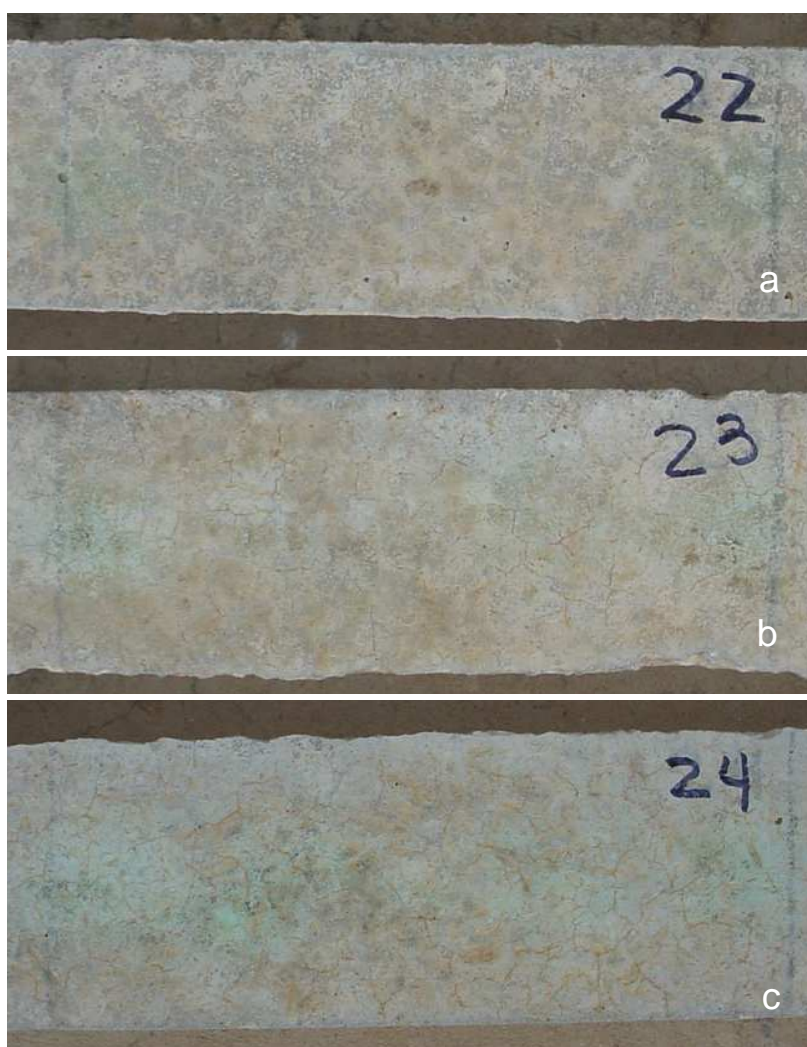


Figura 5.44. Fisuras observadas en vigas sin precarga.

(a) Viga 22 (b) Viga 23 (c) Viga 24

La Figura 5.45 muestra la falla de las vigas de hormigón sin cloruros (SPSCI, vigas 22, 23 y 24) después de la prueba mecánica. Estas vigas no presentaban fisuras por corrosión en el momento de realizar la prueba de carga. En esta figura también se observa la curva esfuerzo-deformación para cada una de las vigas, cuyos resultados serán analizados en conjunto con las otras vigas en el punto 5.3.4. Como puede observarse la falla observada es la típica por flexión.

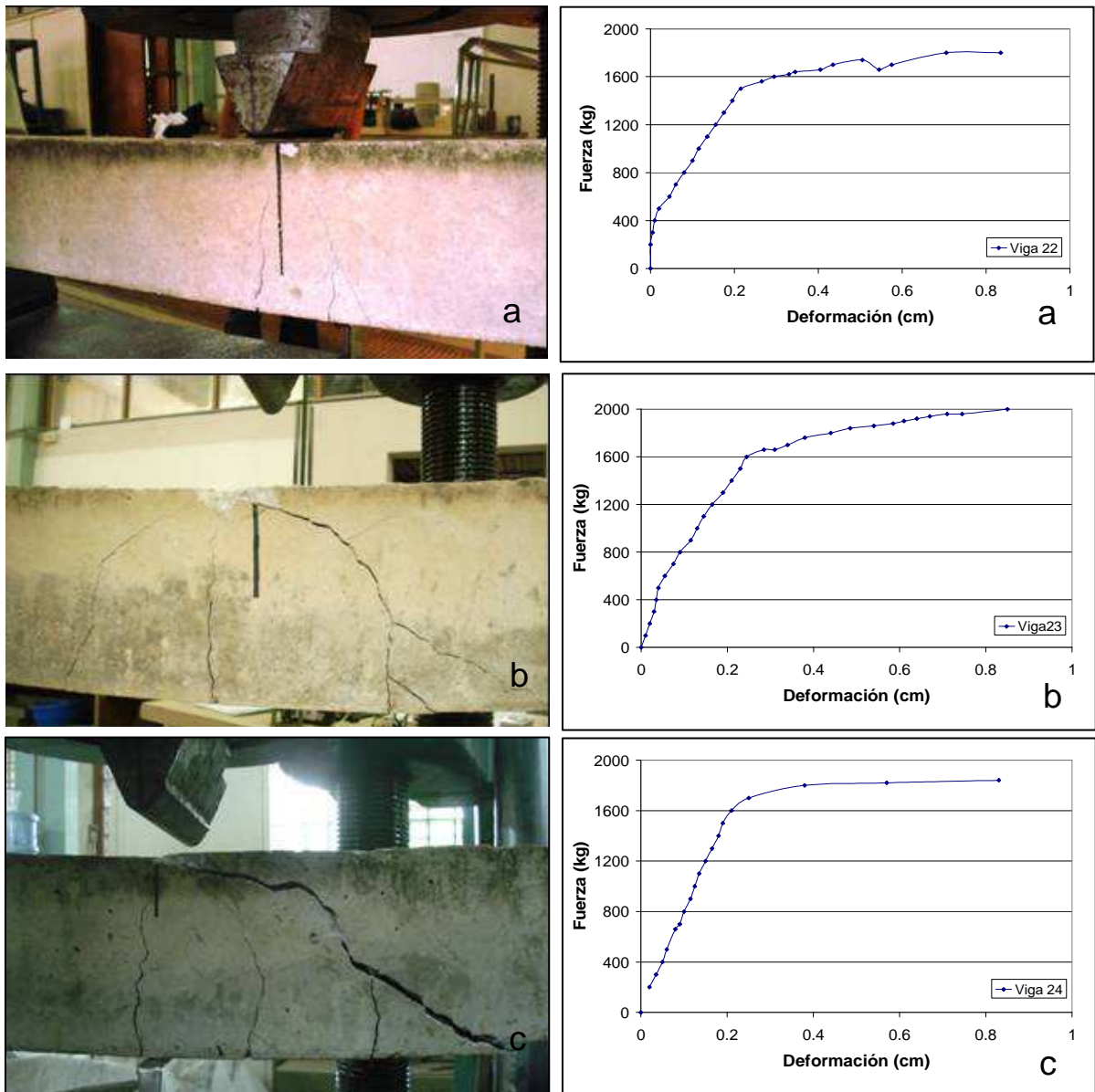


Figura 5.45. Falla por flexión en vigas sin corrosión en el acero de refuerzo y su correspondiente curva carga-deformación.

(a) Viga 22 (b) Viga 23 (c) Viga 24

b. Vigas fabricadas con hormigón contaminado con cloruros.- La Figura 5.46 muestra vigas contaminadas con cloruros (SPC.CI) después de 3 años y medio de evaluación y sin aplicación de precarga, donde se observan fisuras paralelas a la barra, debido a su corrosión. No se observan fisuras perpendiculares ya que éstas son vigas que no se precargaron.

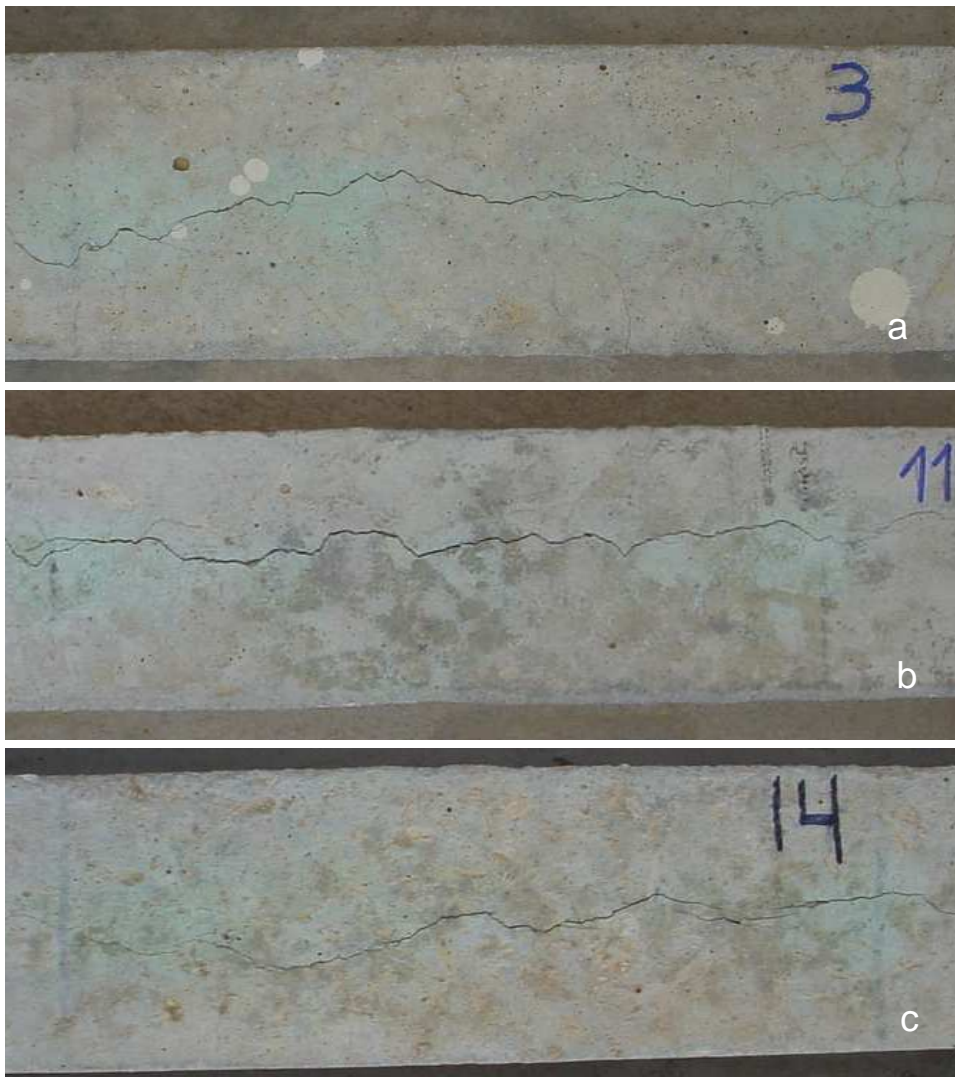


Figura 5.46. Fisuras observadas en vigas sin precarga a más
de 3 años de evaluación
(a) Viga 3 (b) Viga 11 (c) Viga14

La Figura 5.47 muestra el tipo de falla ocurrido en las vigas 3 y 11 (no precargadas, con contaminación de cloruros). Para el momento en que se realizó la prueba, las

vigas presentaban muchas fisuras por corrosión (anchos de fisura = 0,3 mm). No obstante, la falla fue en ambas vigas, la típica por flexión.

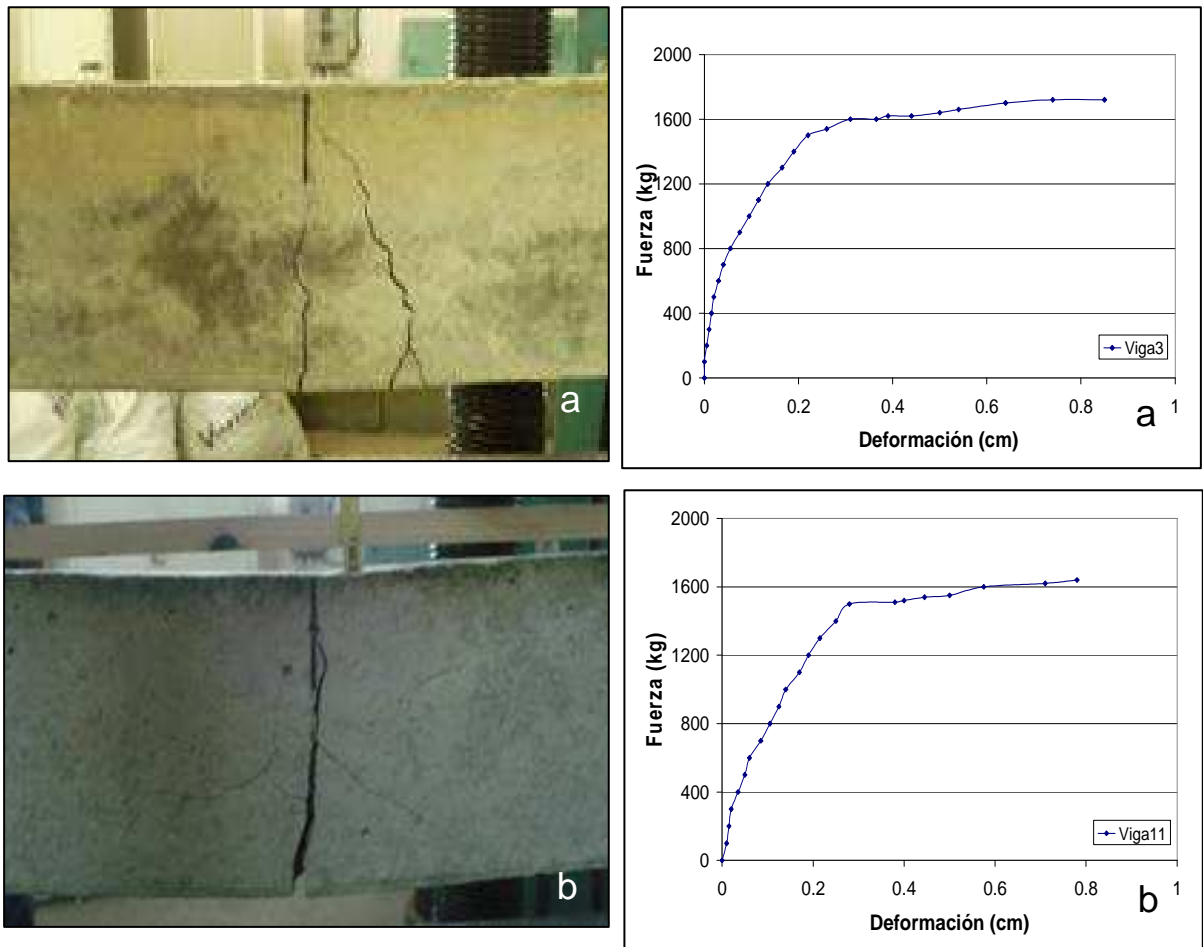


Figura 5.47. Falla por flexión en vigas reforzadas corroídas.

(a) Viga 3 (b) Viga 11

5.3.2.2. Sistemas de vigas precargadas

- a. **Vigas sin contaminación inicial de cloruros.**- Al igual que en las vigas discutidas en el punto anterior, éstas se regaban periódicamente en su zona central con solución de NaCl al 3,5 %. En las Figuras 5.48 y 5.49 se observa que la viga 17 presenta sólo fisuras perpendiculares, producto de la aplicación de la carga, con espesores de 0,15 mm y longitudes de 6 cm en el momento en que se realizó el ensayo.

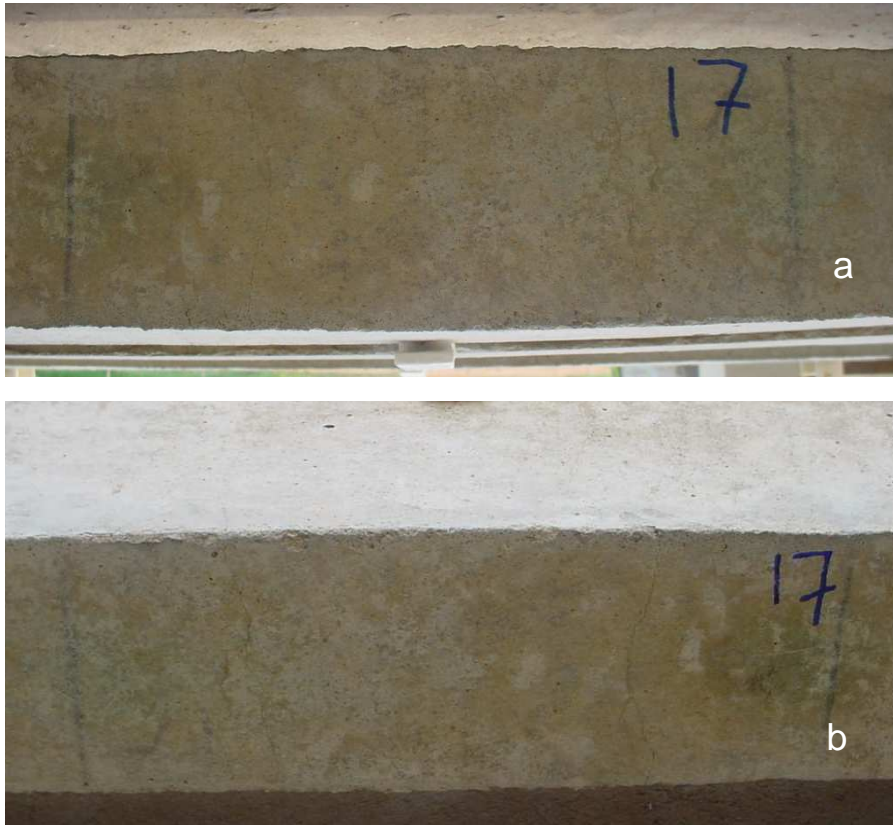
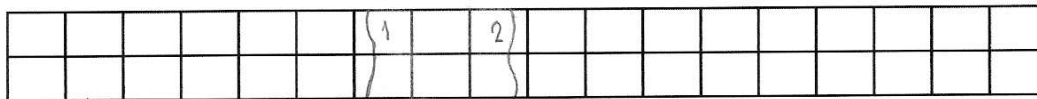


Figura 5.48. Fisuras observadas en la viga 17.
(a) dos meses de la precarga (b) dos años de la precarga

LADO SUPERIOR



LADO LATERAL



LADO SUPERIOR (15 cm)		
No.	Longitud (cm)	Espesor (mm)
1	6,3	0,15
2	6,0	0,15

LADO LATERAL (10 cm)		
No.	Longitud (cm)	Espesor (mm)
1	10,0	0,15
2	10,0	0,15

Figura 5.49. Levantamiento de fisuras de la viga 17

La Figura 5.50, muestra que la viga 18 tiene un aspecto similar a la viga 17, presentando solamente fisuras por flexión debidas a la carga, con anchos de fisuras $< 0,15$ mm, lo cual, como ya se demostró al medir los parámetros electroquímicos (Figuras 5.38, 5.42), no han potenciado la corrosión de la armadura durante el tiempo de exposición evaluado.

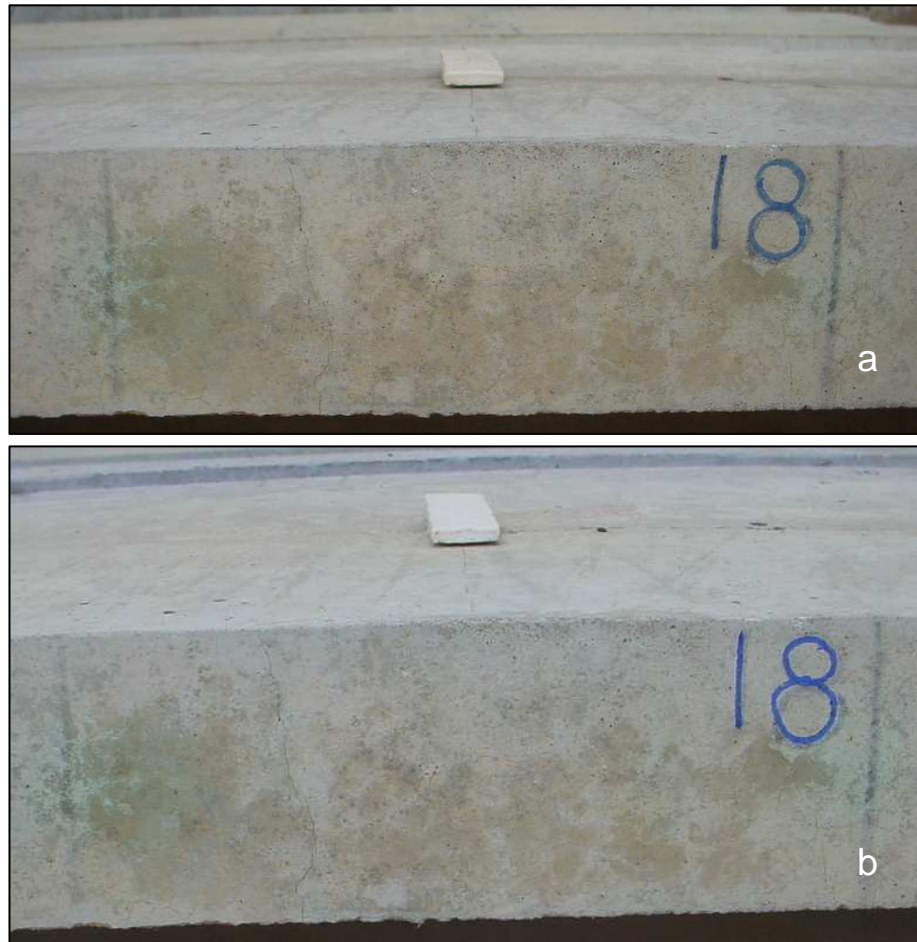


Figura 5.50. Fisuras observadas en la viga 18.

(a) dos meses de la precarga (b) dos años de la precarga

En la Figura 5.51 se observa que las vigas 17 y 18, las cuales para el momento de la prueba de carga no mostraban fisuras por corrosión, presentaron la falla típica por flexión. Sólo se observaban fisuras perpendiculares debida a la flexión producida por la precarga, similar a las que mostraban las vigas sin precarga, lo que aparentemente indica que la precarga no ha afectado en gran medida al comportamiento de las vigas (fisuras $< 0,15$ mm).

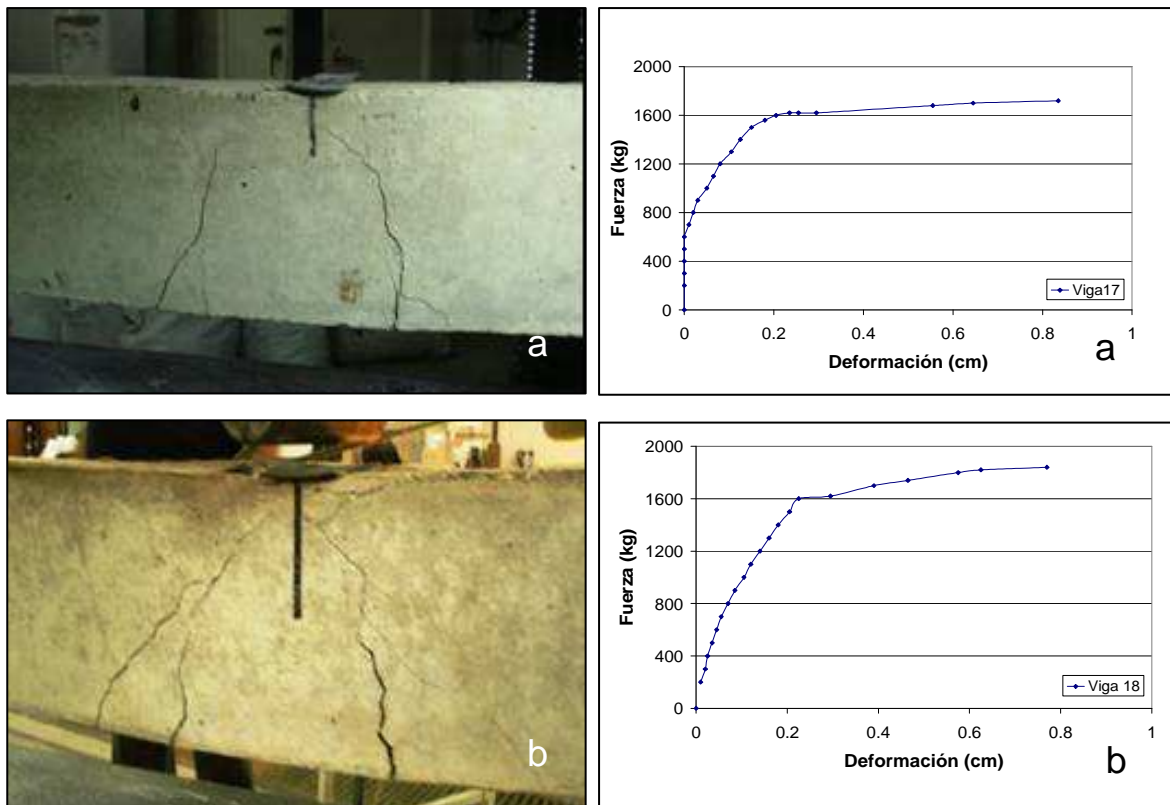


Figura 5.51. Vigas cargadas, sin fisuras por corrosión.

(a) Viga 17 (b) Viga 18

b. Vigas fabricadas con hormigón contaminado con cloruros.- En la Figura 5.52 se muestra la evolución de las fisuras de las vigas desde el momento en que fueron precargadas (Figura 5.52a), hasta un año de evaluación (Figura 5.52b) (PC1.CI). La Figura 5.53 es un ejemplo típico del levantamiento de fisuras realizado a las vigas, donde se observa la viga 1 a los dos meses de evaluación, la cual presenta fisuras paralelas a la barra de refuerzo debido a su corrosión, y algunas fisuras perpendiculares producto de la aplicación de la carga, que se desplazan hasta 3 cm por debajo del refuerzo (espesor de recubrimiento de 2,5 cm). Estas también se manifiestan en la cara superior.

Los espesores de las fisuras por corrosión, a los 2 meses de aplicarse la carga, alcanzaron valores mínimos de 0,10 mm y valores máximos de 0,40 mm. Las fisuras perpendiculares a las barras (fisuras por la precarga) alcanzaron valores mínimos de

0,05 mm y valores máximos de 0,25 mm. Después de un año de aplicación de precarga, las fisuras por corrosión alcanzaron anchos de 0,6 mm (Figura 5.52b).

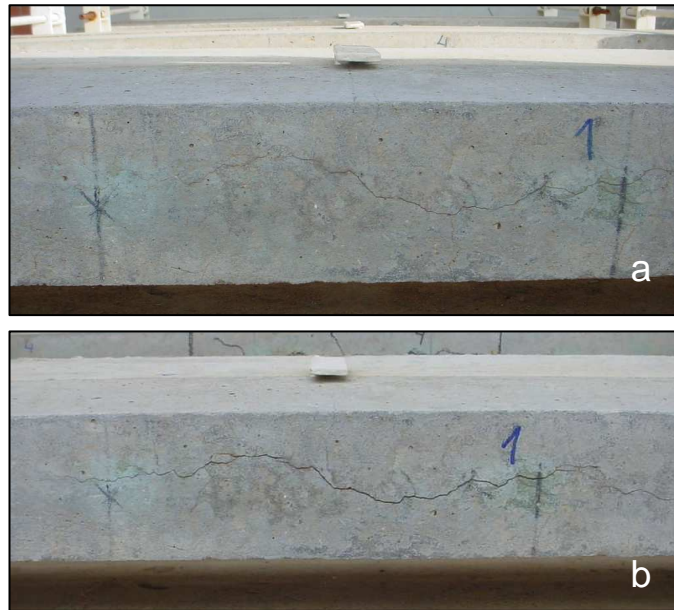
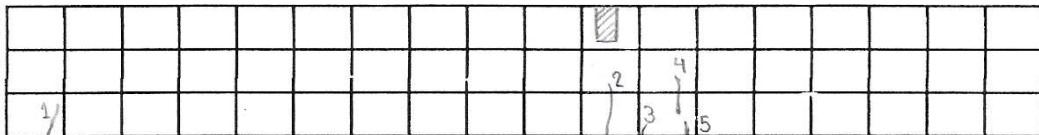
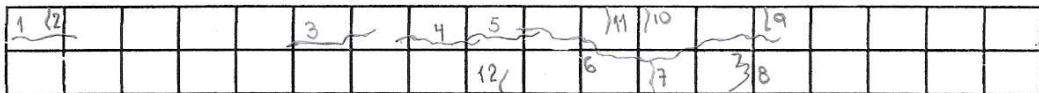


Figura 5.52. Fisuras observadas en la viga 1.
(a) dos meses de la precarga (b) un año de la precarga

LADO SUPERIOR



LADO LATERAL



LADO SUPERIOR (15 cm)		
No.	Longitud (cm)	Espesor (mm)
1	4,2	0,10
2	5,4	0,20
3	1,5	0,05
4	4,0	0,05
5	1,0	0,05

LADO LATERAL (10 cm)		
No.	Longitud (cm)	Espesor (mm)
1	4,5	0,20
2	1,5	0,15
3	7,5	0,10 – 0,15
4	6,7	0,15 – 0,20
5	7,0	0,25
6	23,2	0,35 – 0,40
7	4,0	0,25
8	5,0	0,10
9	2,5	0,05
10	3,7	0,05
11	3,0	0,15
12	2,4	0,05

Figura 5.53. Ejemplo de levantamiento de fisuras realizado para la viga 1, a los dos meses de la precarga.

La viga 2, al igual que en la viga 1, para el momento de la aplicación de la precarga mostraba fisuras paralelas a la barra de refuerzo, debido a su corrosión (Figura 5.54). Con la aplicación de la carga aparecieron fisuras perpendiculares al refuerzo, en este caso desplazándose hasta 5,0 cm por debajo del mismo. Al año de aplicación de la precarga las fisuras por corrosión tenían espesores de 0,8 mm.

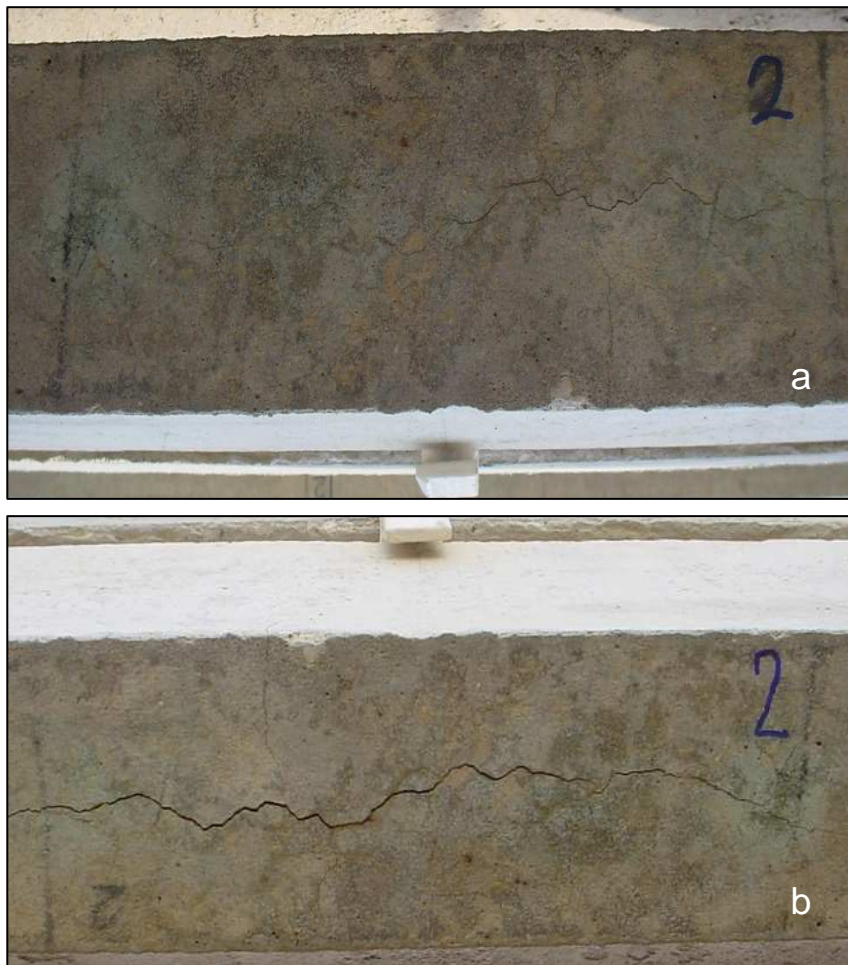


Figura 5.54. Fisuras observadas en la viga 2.
(a) dos meses de la precarga (b) un año de la precarga

Después de un año de precargadas, a estas vigas se les aplicó la carga hasta su ruptura. En la Figura 5.55 se observa falla por flexión de las vigas 1 y 2. A pesar de que la viga 1 presenta también una fisura por cortante, se define falla por flexión por ser las fisuras de flexión las primeras que aparecieron durante la prueba.

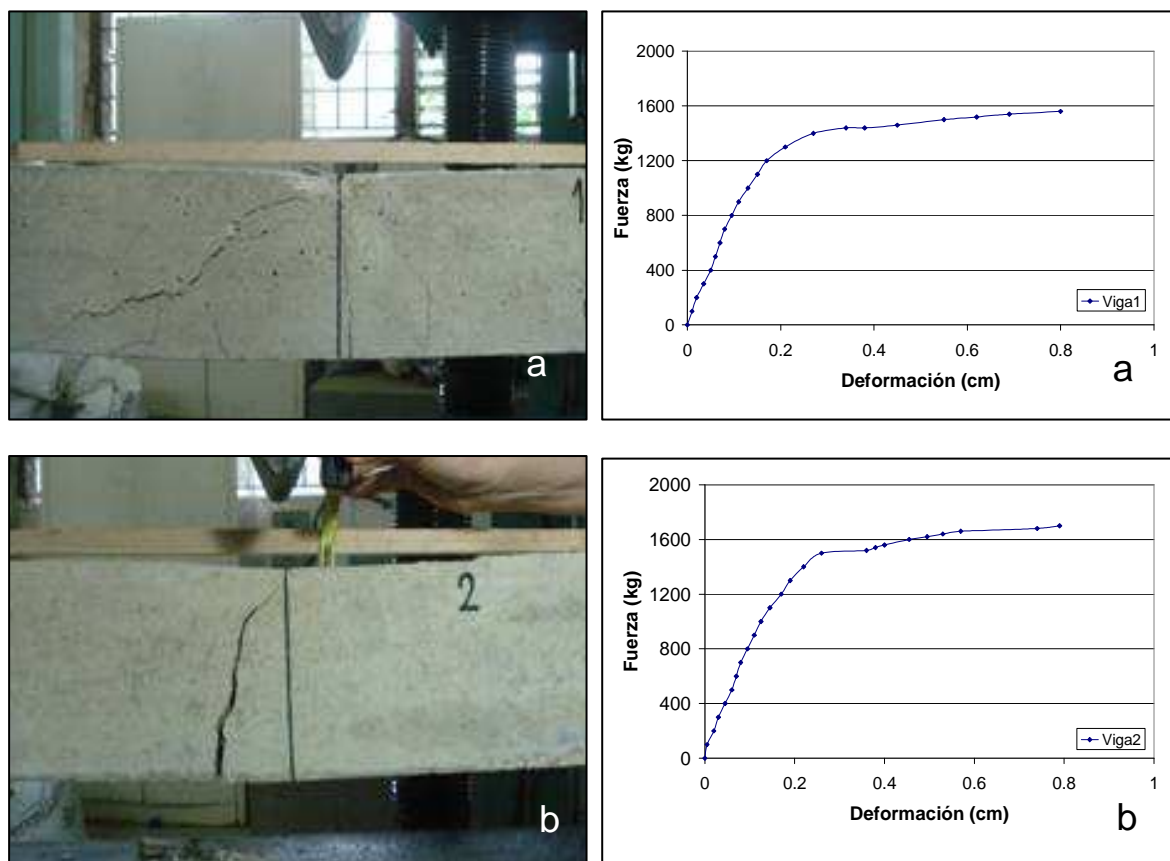


Figura 5.55. Vigas precargadas por un año, con fisuras por corrosión.

(a) Viga 1 (b) Viga 2

Las vigas 12 y 15, también contaminadas con cloruros, estuvieron precargadas durante dos años (PC2.Cl). En la Figura 5.56, se observa la viga 12 a los dos meses de sometidas a esfuerzos de carga (Figura 5.56a) y a los dos años de precarga (Figura 5.56b). En la Figura 5.57 se muestra el levantamiento de fisuras de la viga 12 (evaluación a los 2 meses), donde se observan varias fisuras perpendiculares, que se desplazan por debajo del refuerzo y alcanzan espesores entre los 0,05 mm y 0,40 mm (Figura 5.57 / cara superior). Se observa la cara lateral (Figura 5.57) con múltiples fisuras tanto paralelas, producto de la corrosión de las barras, como perpendiculares, producto de la carga aplicada. Las fisuras paralelas a la barra muestran longitudes de hasta 44 cm, con espesores variables de 0,10 mm y 0,60 mm. Para las fisuras perpendiculares a las barras se alcanzan valores mínimos de 0,05 mm y máximos de 0,20 mm. Las fisuras perpendiculares alcanzan el nivel de la

armadura, con espesores entre los 0,10 mm y 0,45 mm. Al transcurrir los dos años de precarga el ancho máximo de fisura fue de 1 mm.

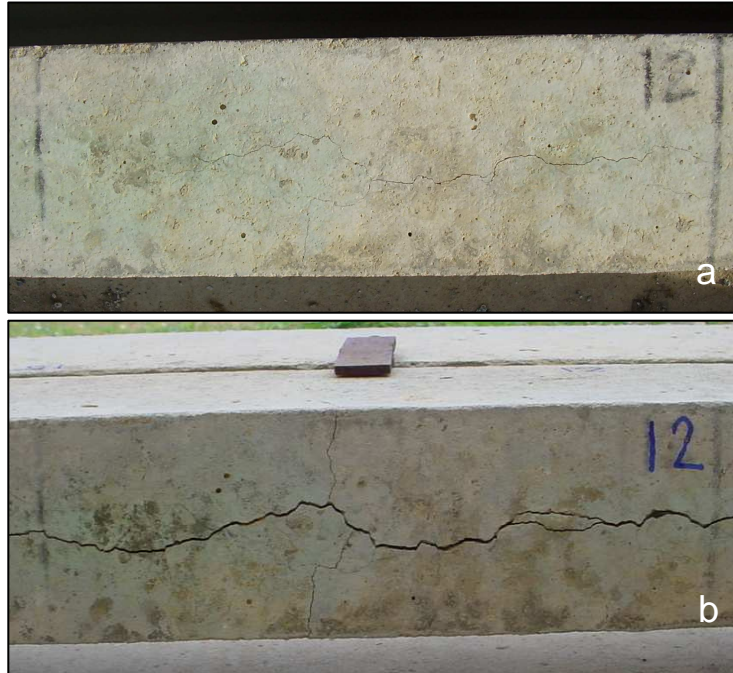
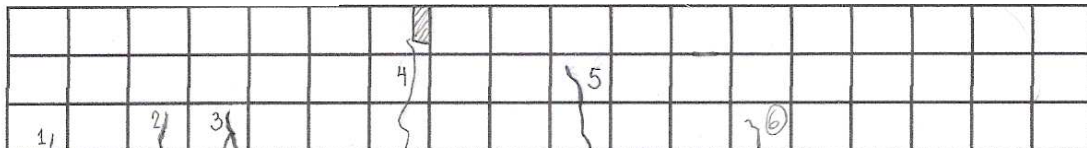


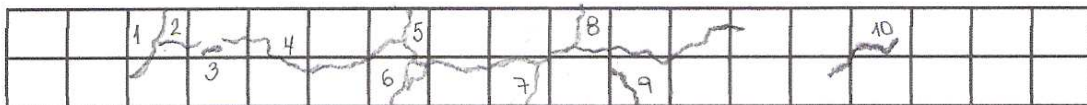
Figura 5.56. Fisuras observadas en la viga 12.

(a) dos meses de la precarga (b) dos años de la precarga

LADO SUPERIOR



LADO LATERAL



LADO SUPERIOR (15 cm)		
No.	Longitud (cm)	Espesor (mm)
1	1,0	0,05
2	4,5	0,10
3	4,4	0,15
4	11,5	0,30-0,40-0,20
5	8,0	0,20-0,05
6	3,5	0,10

LADO LATERAL (10 cm)		
No.	Longitud (cm)	Espesor (mm)
1	7,0	0,20-0,25
2	2,4	0,15
3	2,0	0,10
4	44,0	0,40-0,60
5	3,8	0,40
6	4,8	0,45
7	4,6	0,10
8	4,5	0,30
9	5,6	0,25
10	7,0	0,15

Figura 5.57. Levantamiento de fisuras de la viga 12 a los dos meses de precarga

En la Figura 5.58 se muestra la fisuración de la viga 15, la cual se encuentra en condiciones más críticas que la viga 12. La mayor parte de las fisuras perpendiculares alcanzan longitudes mayores a los 2,5 cm y espesores de fisuras entre los 0,15 mm y 0,40 mm al inicio de la precarga.

El lado lateral presenta fisuras en toda su extensión, las paralelas con longitudes de hasta 37,3 cm y espesores que alcanzan los 0,40 mm. Las perpendiculares alcanzan espesores de hasta 0,60 mm en la zona central, donde la viga está siendo regada con solución salina, lo que indudablemente indica que el efecto por corrosión de la barra ha facilitado la apertura de estas fisuras.



Figura 5.58. Fisuras observadas en la Viga 12.

(a) dos meses de la precarga (b) dos años de la precarga

La Figura 5.59 muestra las vigas 12 y 15 durante la prueba mecánica por flexión las cuales, debido a los dos años de precarga aplicada más el rociado continuo con solución salina, presentaban mayor fisuración que el resto de las vigas. En la figura se observa que las vigas 12 y 15 mostraron falla por flexión y por falta de adherencia entre la barra de acero y el hormigón. La pérdida de adherencia se produjo debido a la corrosión severa de la armadura, lo cual se manifiesta con fisuras muy anchas (1 - 3,5 mm).

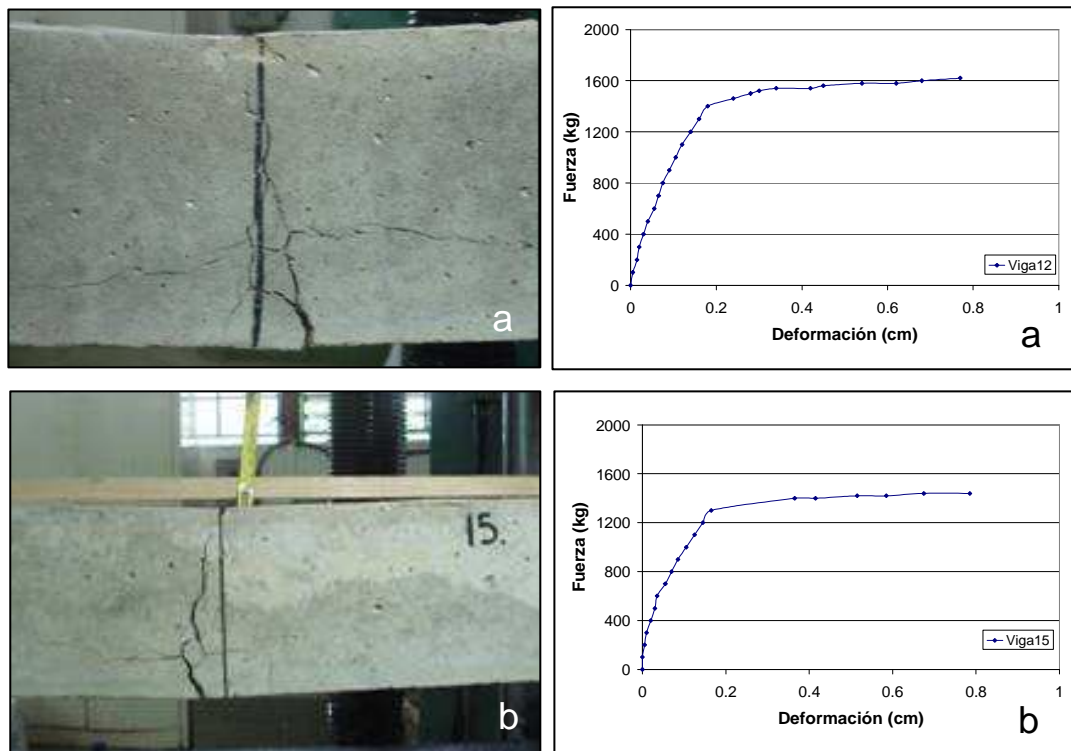


Figura 5.59. Vigas precargadas por dos años. Con fisuras por corrosión.
(a) Viga 12 (b) Viga 15

Con esta evaluación se demuestra que la aplicación de precarga sí afecta a la fisuración de vigas corroídas, acelerando aún más el proceso al permitir mayor ingreso de los agresivos.

5.3.3. EVALUACIÓN DEL EFECTO DE LA REPARACIÓN CON MORTERO EN EL COMPORTAMIENTO DE LAS VIGAS

Como se discutió en el punto 5.1, el mortero seleccionado para la reparación de las vigas que sufrieron fisuras por corrosión de la armadura fue el que contiene 15 %p/p de microsíllice, sin adición de ceniza volante, ya que éste presentó buenas propiedades físicas, mecánicas y electroquímicas. De esta forma, el mortero puede resultar más económico por no utilizar ceniza volante ya que la encontrada en la región no cumple con las normas ASTM 618 (1998) de ceniza volante para la construcción (Clase F).

La evaluación mecánica de las vigas se realizó a dos edades de su reparación: 28 días y 5 meses. Durante ese tiempo, se efectuó periódicamente la evaluación electroquímica de las mismas.

Es importante destacar que las vigas sin contaminación inicial de cloruros, pero regadas en su zona central con solución de NaCl al 3,5 %p/p, no fueron reparadas dado que durante el tiempo de evaluación (3,5 años) no se habían fisurado. A continuación se muestran los resultados para las vigas fabricadas con hormigón contaminado, tanto si se encontraban o no precargadas.

5.3.3.1. Sistemas de vigas sin precarga

En la Figura 5.60 se observa la falla producida en las vigas reparadas a la edad de 28 días (vigas 6 y 9). La falla presentada fue por flexión, con fisuras de cortante. En este caso la reparación se hizo de forma simétrica desde el centro de la viga y, a pesar de esto, en ambas vigas se observa que la fisura por cortante se desplaza por la unión entre el hormigón viejo y el mortero nuevo (Figura 5.61).

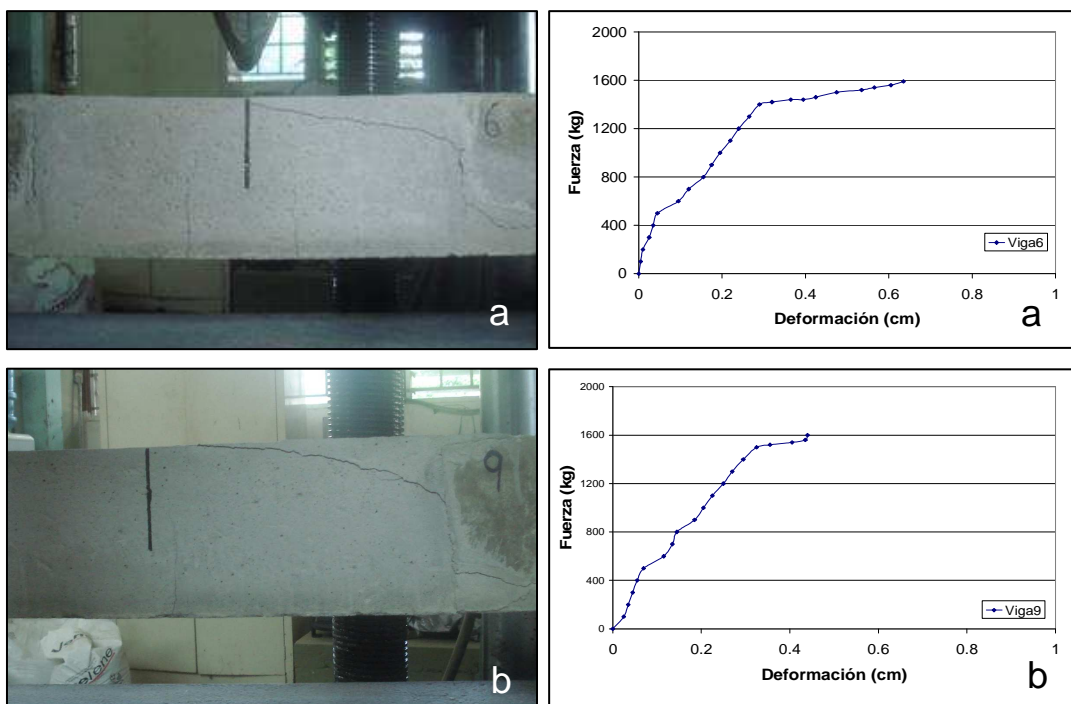


Figura 5.60. Falla por flexión y cortante en vigas reparadas con morteros.
Edad de la reparación: 28 días. (a) Viga 6 (b) Viga 9

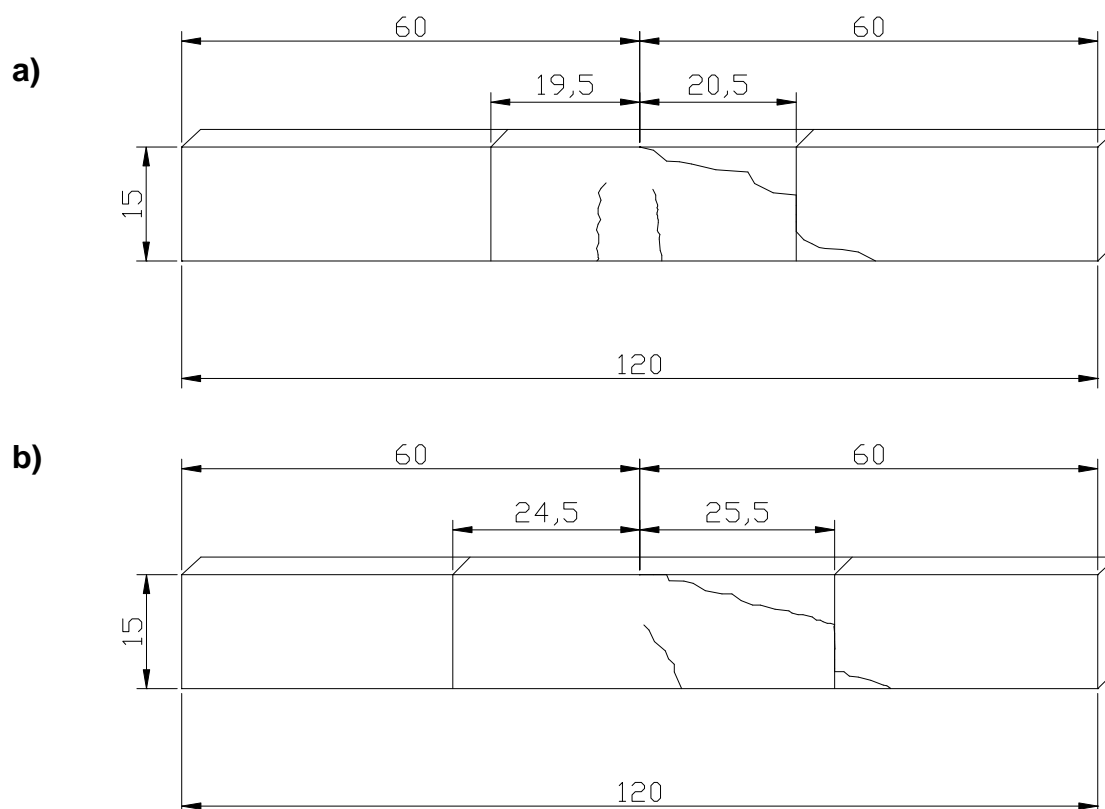


Figura 5.61. Esquema de fisuración de vigas después de la aplicación de carga mecánica. Medidas en cm. a) viga 6 b) viga 9

A la edad de 5 meses las vigas 10 y 16 fueron ensayadas mecánicamente. En la Figura 5.62(a) se observa que la viga 10 sufre falla por flexión, comportándose de forma similar a las vigas sin contaminación inicial de cloruros, como se aprecia en la Figura 5.45. Por el contrario, la Figura 5.62(b) muestra que la viga 16 se comporta de forma diferente, presentando falla por cortante, que se caracteriza por ser una fisura diagonal más amplia que la de flexión. Como puede observarse (Figura 5.63), la reparación en esta viga no es simétrica, ya que vista desde el centro de la viga, tiene 30 cm de reparación para uno de sus lados y 18 cm para el otro lado. En la figura se observa que la fisura por cortante se desplaza por el lado del mortero que está más cercano a la unión mortero/hormigón viejo, ya que al aplicar la fuerza la unión resiste menor esfuerzo y rompe. Esta asimetría en la reparación de las vigas no se dio en las otras vigas reparadas.

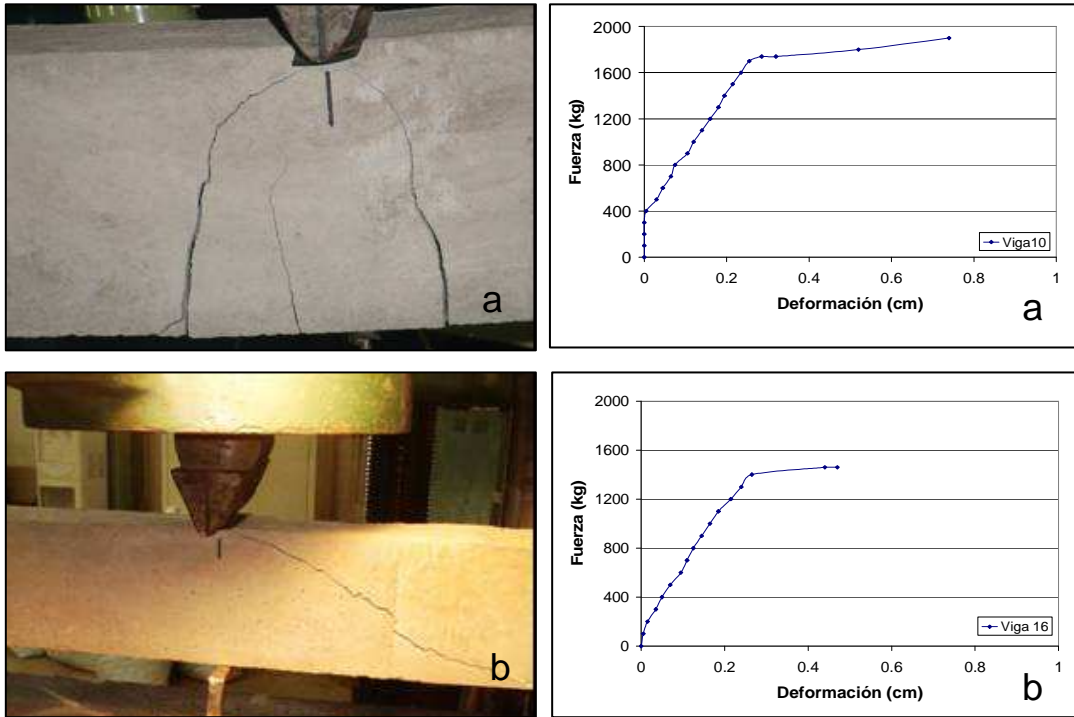


Figura 5.62. Vigas reparadas con morteros, Edad: 5 meses.
 (a) Falla por flexión, viga 10 (b) Falla por cortante, viga 16

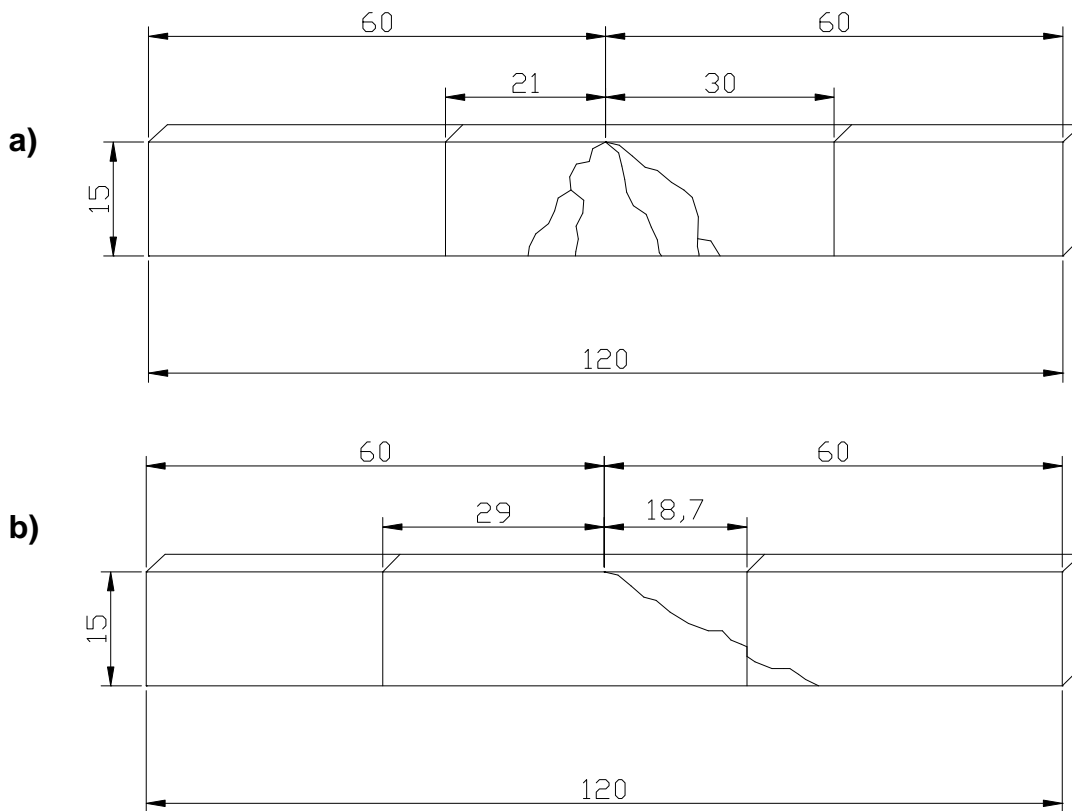


Figura 5.63. Esquema de fisuración de vigas después de la aplicación de carga mecánica. a) viga 10 b) viga 16

5.3.3.2. Sistemas de vigas precargadas

La Figura 5.64 muestra el comportamiento de las vigas 4 y 5 las cuales, después de un año de precarga, fueron reparadas y ensayadas luego de 28 días (PC.CI.R28).

En ambas vigas la falla observada fue por flexión, ya que fue la primera fisura formada. No obstante, la viga 4 también presenta una fisura por cortante (Figuras 5.64 y 5.65).

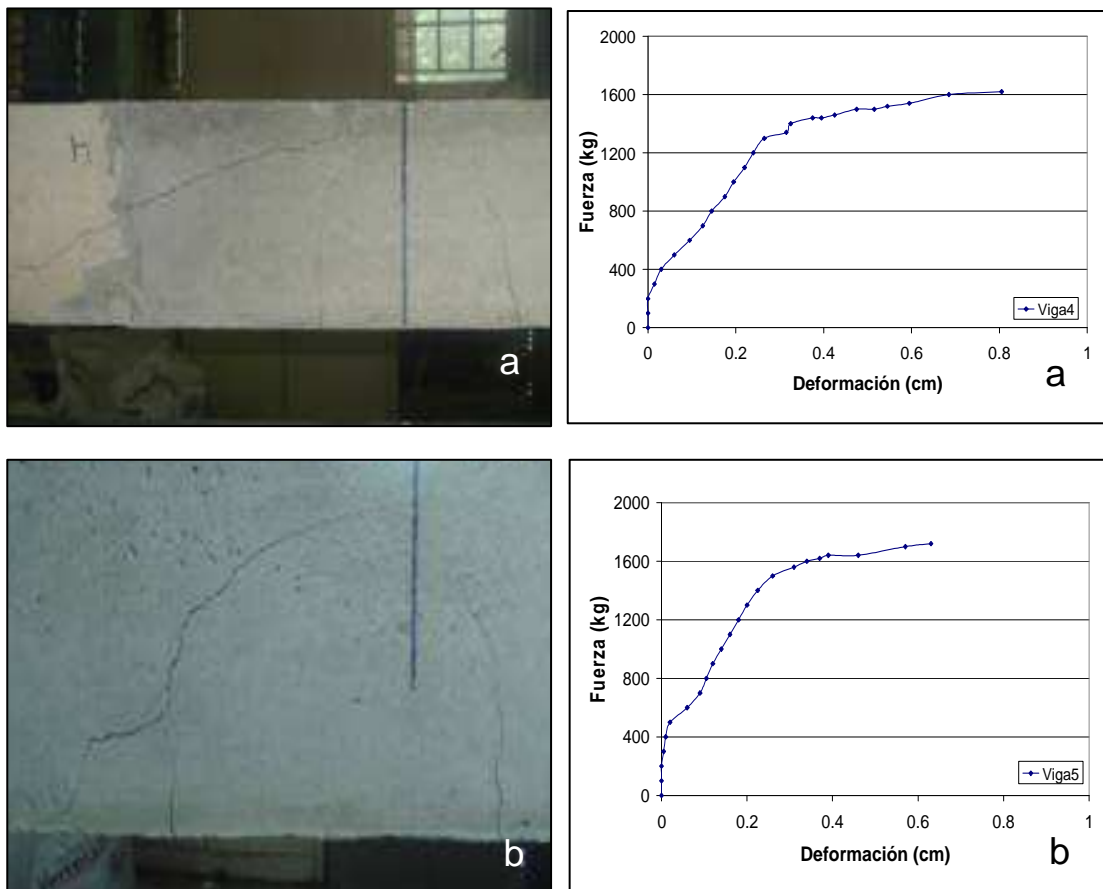


Figura 5.64. Vigas reparadas con morteros, Edad: 28 días. Ambas vigas presentan falla por flexión y cortante. (a) Viga 4 (b) Viga 5

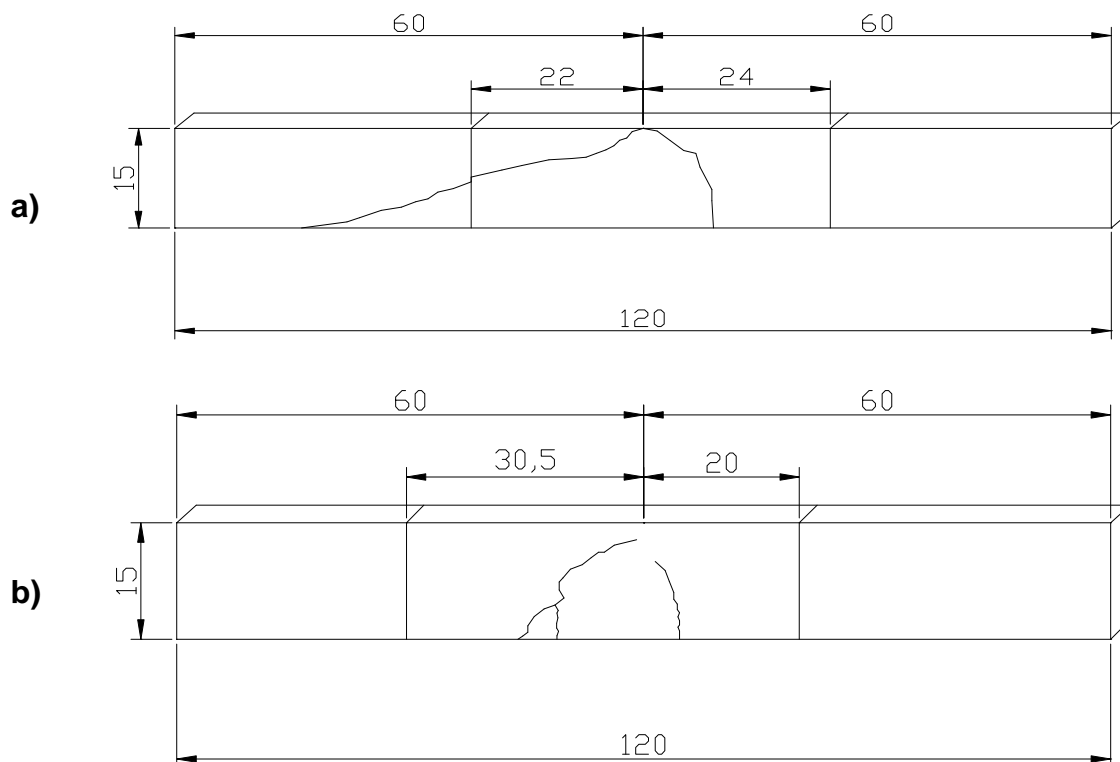


Figura 5.65. Esquema de fisuración de vigas después de la aplicación de carga mecánica, medidas en cm. a) viga 4 b) viga 5

En la Figura 5.66 se observa el tipo de falla de las vigas 7 y 8, a los cinco meses de haber sido reparadas, notándose que las dos vigas fallaron por flexión, de forma muy similar a la presentada en vigas no reparadas ni fisuradas (Figuras 5.45 y 5.51); lo que demuestra que la viga reparada se comporta como un elemento monolítico. Estas dos vigas no presentaron falla en la unión de mortero de reparación con hormigón viejo, a pesar de existir asimetría en la reparación, lo que indica que a mayor tiempo de reparada la estructura, ésta se comporta como un elemento sin reparación y sin daños por corrosión, como las fallas de las vigas mostradas en las Figuras 5.45 y 5.51. Por el contrario, para las vigas reparadas y evaluadas mecánicamente a los 28 días no se observó este comportamiento, ya que tres de ellas presentaron fallas por cortante. Por lo cual es importante resaltar que al efectuar la reparación de vigas, que deban ser apuntaladas, se debe tomar en cuenta este efecto y no descargarlas a corto plazo (28 días), lo cual generalmente se viene haciendo a tiempos menores.

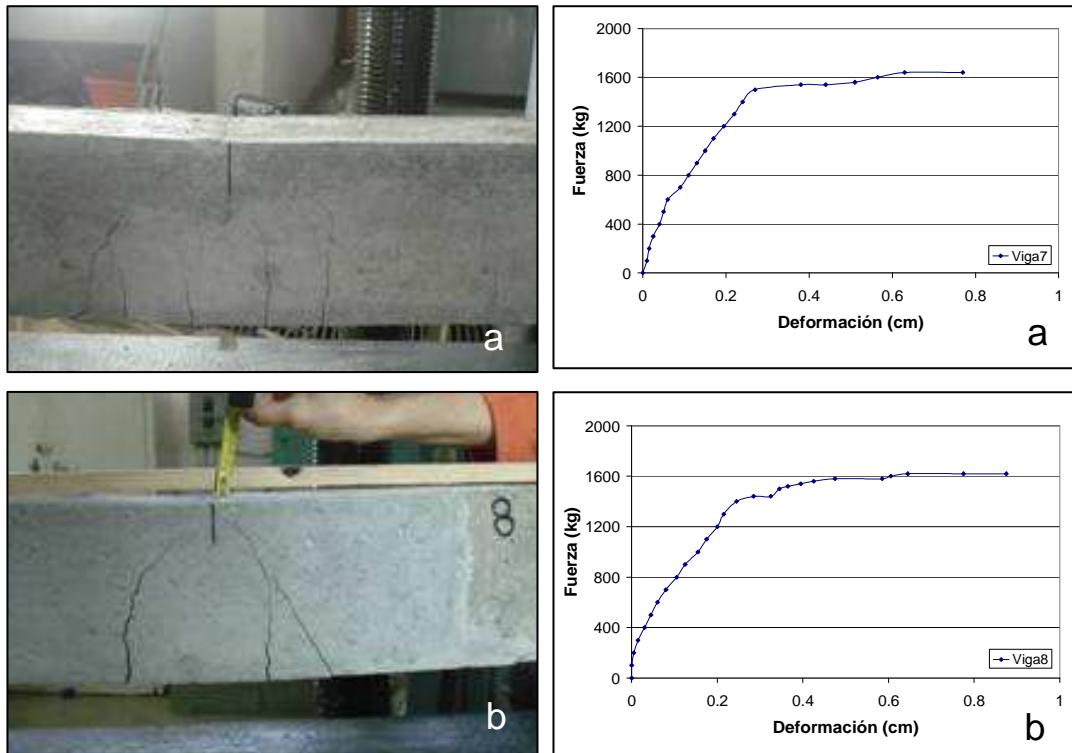


Figura 5.66. Vigas reparadas con morteros. Ensayo a los 5 meses de la reparación.

(a) Viga 7 (b) Viga 8

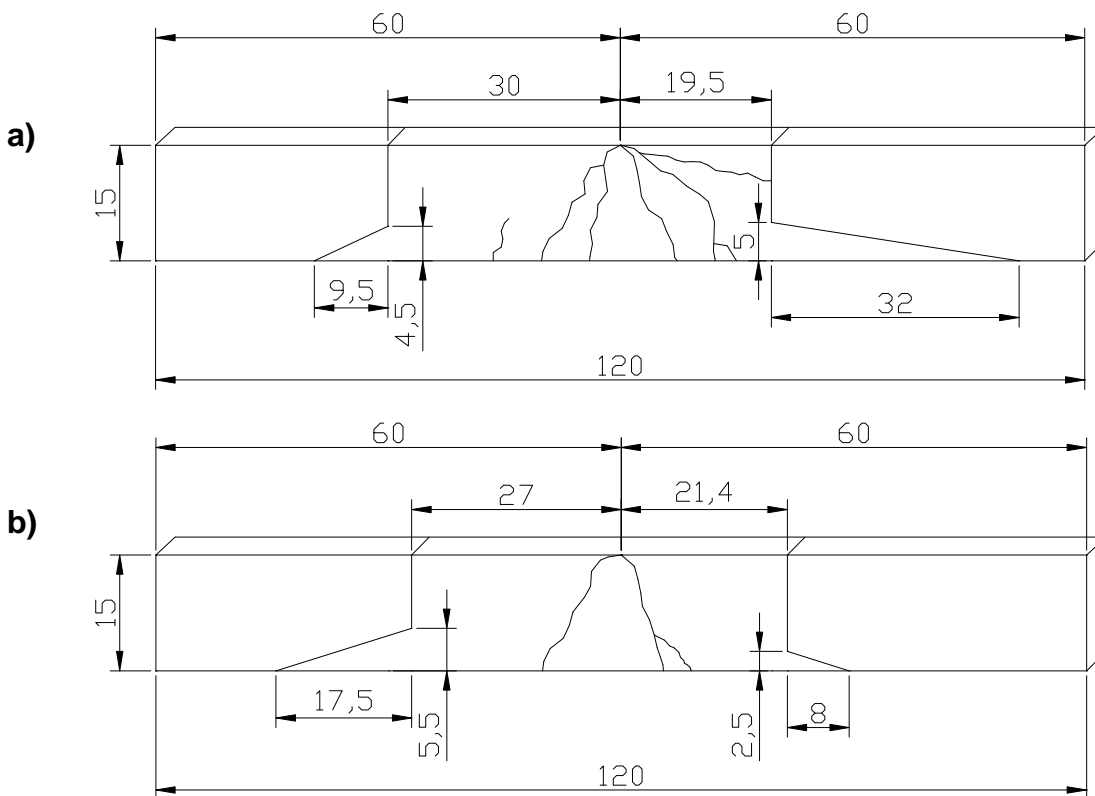


Figura 5.67. Esquema de fisuración de vigas después de la aplicación de carga mecánica. Medidas en cm. a) viga 7 b) viga 8

5.3.4. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE CARGA MECÁNICA

En la Tabla 5.10 se muestran los resultados obtenidos del ensayo de flexión de las vigas.

Tabla 5.10. Resultados del ensayo de flexión

Serie de vigas	Vigas	Py (kg)	Δy (mm)	Ky (kg/mm)	Ey (kg.mm)
SPC.SCI	22,23,24	1.567	0,22	6.345	179
SPC.CI	3,11	1.450	0,24	5.202	165
SPC.CI.R28	6,9	1.350	0,28	3.966	190
SPC.CI.R5	10,16	1.550	0,26	5.119	192
PC.SCI	17,18	1.550	0,19	6.076	180
PC1.CI	1,2	1.250	0,18	6.717	118
PC2.CI	12,15	1.300	0,16	7.022	102
PC1.CI.R28	4,5	1.400	0,26	4.225	170
PC1.CI.R5	7,8	1.400	0,24	4.954	165

Para analizar los resultados de las vigas, se tomó como patrón el promedio de las vigas sin precarga y sin contaminación inicial de cloruros (SPC,SCI), aunque rociadas periódicamente con NaCl, para su comparación con las vigas expuestas a otras condiciones.

De la zona elástica de las vigas se determinó la carga máxima de fluencia (Py) que es la carga en la cual el hormigón de la viga en la zona de tensión (zona elástica) deja de funcionar por la aparición de alguna fisura por flexión (carga perpendicular al eje de la viga) en el hormigón. La Figura 5.68 muestra el comportamiento de la carga máxima de fluencia promedio de las vigas, siendo el valor de las vigas patrón igual a 1.570 kg (vigas sin precarga y sin contaminación de cloruros), que es, como se esperaba, el valor más alto de las series de vigas estudiadas.

Las vigas precargadas sin contaminación inicial de cloruros (PC.SCI) mostraron el segundo Py mas alto (1.550 kg), siendo la diferencia entre los valores de las vigas sin contaminación de cloruros con y sin precarga de sólo un 1,30%. Esto indica que

no hay cambio significativo por el efecto de la precarga en la resistencia y comportamiento mecánico de las vigas cuando la corrosión de la armadura es leve a moderado (icorr cercanas a $0,2 \text{ uA/cm}^2$), y no se ha fisurado al hormigón.

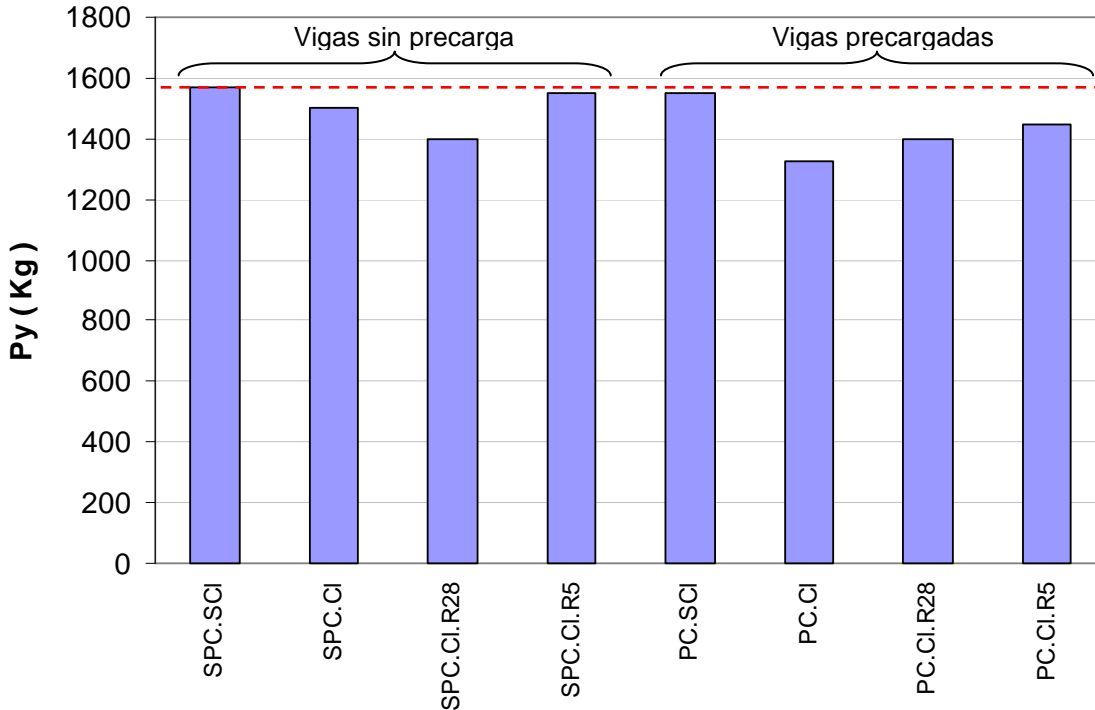


Figura 5.68. Carga de fluencia promedio (Py) de las vigas ensayadas

Este mismo valor de Py (1.550 kg) se obtuvo para las vigas contaminadas con cloruros, sin precarga y reparadas con mortero con microsíllice (ensayada a los 5 meses de la reparación) (SPC.CI.R5), indicando que en estas condiciones cumple con el objetivo planteado: mantener la carga resistente de la viga dañada originalmente por corrosión, comportándose similarmente a las vigas sin contaminación inicial de cloruros y sin fisuras por corrosión de la armadura. Las vigas con condiciones similares (con cloruros y reparadas hace 5 meses) pero en condiciones de precarga, mostraron un valor de Py más bajo (1.450 kg) indicando con esto que la precarga influye en el comportamiento mecánico de las vigas corroídas. A la edad de 28 días de haber sido reparadas, las vigas precargadas o no (PC.CI.R28 y PC.CI.R5), presentaron un comportamiento similar (1.400 kg en promedio) y, a pesar de no alcanzar la resistencia deseada (cercana a la de las vigas patrón), presentaron mayor Py que las vigas no reparadas.

Las vigas sin precarga, con cloruros, no reparadas (SP.CI), muestran un valor promedio de 1.450 kg, observándose una disminución en la carga con respecto al patrón de sólo 7,65%. Los resultados de esta serie se corresponden con estudios anteriores (Torres *et al.*, 2007), en donde vigas de hormigón reforzado de sección similar a las aquí estudiadas, fueron corroídas aceleradamente. Los resultados de esta investigación (corrosión natural) difieren de los valores obtenidos en la referencia anterior (corrosión acelerada por aplicación de corriente anódica) ya que, para pérdidas de radio de la misma magnitud (x/r_0 entre 0,05 y 0,07), las vigas con corrosión acelerada dieron valores con un 35% de pérdida de resistencia. Por lo que, aparentemente, el efecto de corrosión acelerada incrementa, en forma diferente, la degradación del elemento reforzado, en comparación con pruebas realizadas con corrosión natural.

Los valores de P_y más bajos corresponden a la serie de vigas precargadas, sin reparar y contaminadas con cloruros (PC.CI), con 1.250 kg, correspondiendo a una disminución de resistencia del 20,2% con relación a las vigas patrón (1.570 kg). Esto indica que la precarga, la disminución de sección del acero de refuerzo debida a los cloruros y la fisuración del hormigón generaron una disminución considerable de la resistencia de las vigas. Comparando estas vigas (PC.CI) con vigas similares pero sin precarga (SPC.CI), la disminución de resistencia fue menor. De aquí se puede concluir que la precarga disminuye considerablemente la resistencia a la flexión de vigas, siendo esta disminución más notable entre elementos estructurales afectados por corrosión del refuerzo.

Otra propiedad medida fue la deflexión de fluencia (Δy) al llegar a la carga de fluencia (P_y), la cual se expone en la Figura 5.69. Los resultados muestran que, en promedio, las vigas que se deformaron más al llegar a P_y fueron las reparadas ($\Delta y > 0,26$ mm), tanto las ensayadas a la edad de 28 días, como las reparadas y probadas a los 5 meses de la reparación. Las que presentaron valores promedio de Δy menores fueron las vigas precargadas, sin reparar y con cloruros ($\Delta y = 0,18$ mm), seguidas de las vigas sin precarga, con cloruros y sin reparar, con una deflexión promedio de 0,22 mm. Esto podría indicar que la zona elástica de las vigas corroídas es más pequeña comparada con las demás vigas analizadas, lo que se corroborará

con los resultados de la rigidez de las vigas, K_y (pendiente de la curva fuerza-desplazamiento en la zona elástica), cuyos valores se muestran en la Figura 5.70.

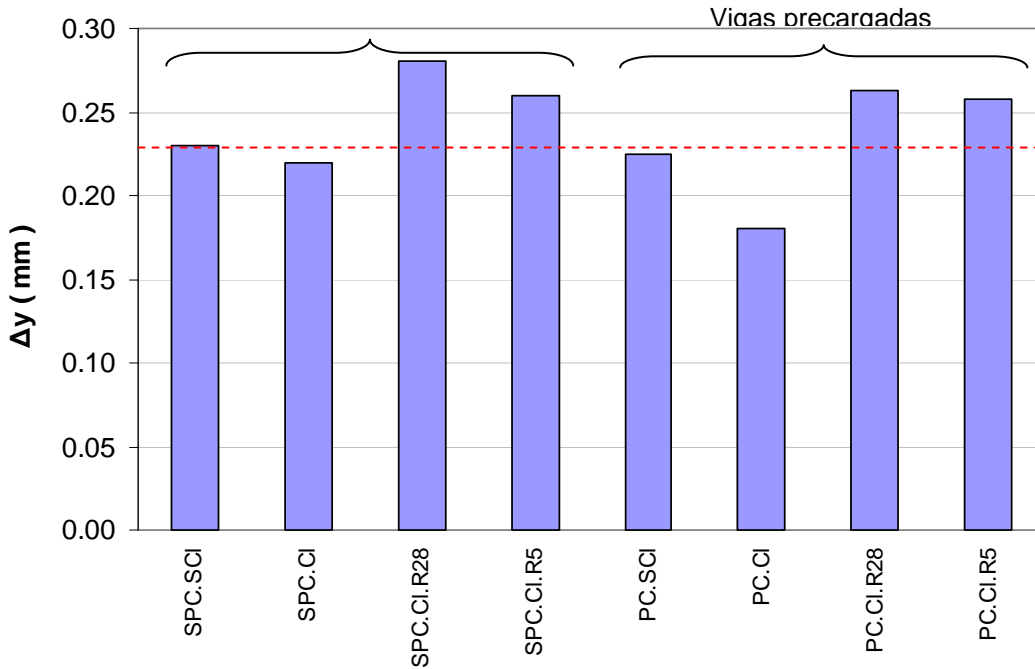


Figura 5.69. Desplazamiento de fluencia promedio (Δy) en el centro de la viga al llegar al punto de fluencia

La Figura 5.70 muestra los valores promedio de K_y . En esta figura se observa que el mayor valor de K_y fue para la serie de vigas con precarga y con cloruros (6.717 Kg/mm), coincidiendo con las deflexiones bajas obtenidas en estas vigas.

Esto indica que las vigas precargadas son más rígidas en la zona elástica o, más bien, cuasielástica, antes de producirse la primera fisura por flexión (perpendicular al eje longitudinal de la viga). Es cuasielástica porque la pendiente fuerza-deformación de estas vigas no se comporta como una línea recta sino como una curva. Las series de vigas que alcanzaron los menores valores de rigidez fueron las reparadas (entre 3.940 y 5.120 kg/mm). Este valor indica que las vigas reparadas, sin importar la edad de la reparación (28 días ó 5 meses), fueron más flexibles, permitiendo deflexiones mayores en la zona elástica ($\Delta y > 0,26$ mm).

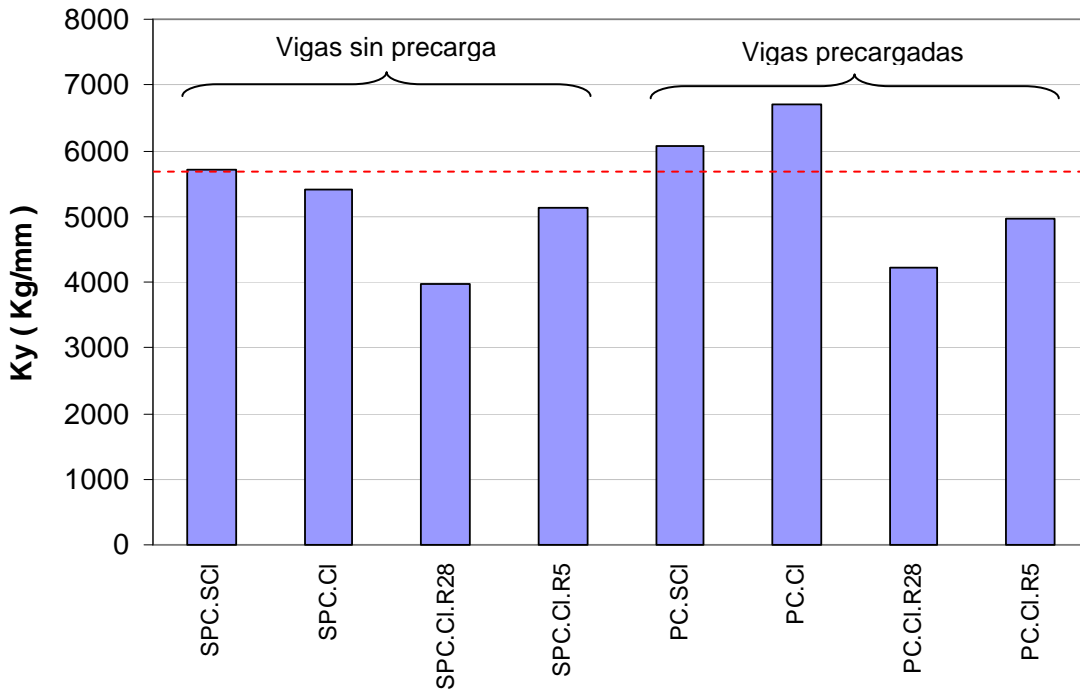


Figura 5.70. Rigidez elástica promedio (Ky) de las vigas ensayadas

La Figura 5.71 muestra los valores promedio de la energía elástica de deformación, que corresponde al área bajo la curva de la zona elástica. En la figura se observa que las vigas patrón (SPC.SCI) alcanzaron un valor promedio de 179 kg.mm y el valor promedio para las vigas con precarga y sin cloruros fue de 180 Kg.mm, no observando diferencias debidas a las precargas aplicadas.

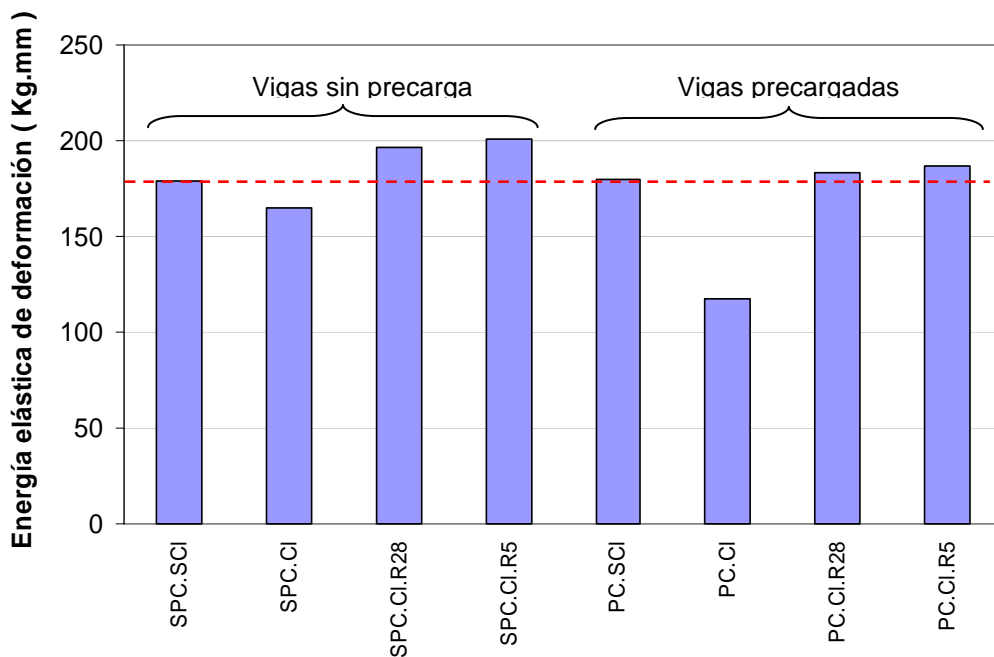


Figura 5.71. Energía elástica de deformación de las vigas ensayadas

En las vigas precargadas, sin reparar y con cloruros, se observa el menor valor promedio de todas las vigas, disminuyendo la energía elástica en más de un 34% con respecto al valor de las vigas patrón. Esto indica que esta condición (corrosión del refuerzo) es la más desfavorable ya que, al ser su energía de deformación la menor de todas, son las que pueden soportar las menores cargas antes de entrar a la zona plástica y, por lo tanto, deformarse sin regresar a su estado original de deformación sin carga.

Las vigas reparadas (edades: 28 días y 5 meses), con y sin precarga, fueron las que presentaron mayor valor de energía de deformación (192 kg·mm aproximadamente), lo cual indica que son las vigas con mayor zona elástica, y por lo tanto, las más flexibles antes de deformarse plásticamente, lo cual es favorable en caso de que la estructura sufra sobrecargas.

De los resultados mecánicos obtenidos se puede concluir que la reparación influye positivamente en las vigas con armaduras corroídas, observando que a mayor tiempo de realizada la reparación, mejoran sus propiedades mecánicas (aumento de capacidad de carga), llegándose a comportar como elementos monolíticos.

5.3.5. CONTENIDO DE CLORUROS EN EL HORMIGÓN

Como se explicó anteriormente, se seleccionaron 7 vigas para realizarles un estudio completo. Para esto se evaluó el contenido de cloruro libre en 6 zonas de la viga, 3 en la parte central y 3 en la zona extrema de la viga, con la finalidad de analizar y relacionar los resultados obtenidos de cloruros con los resultados de ancho promedio de fisuras, pérdida de sección de la barra y técnicas electroquímicas.

En la Figura 5.72 se muestran cómo se realizaron los cortes para la evaluación de cloruros.

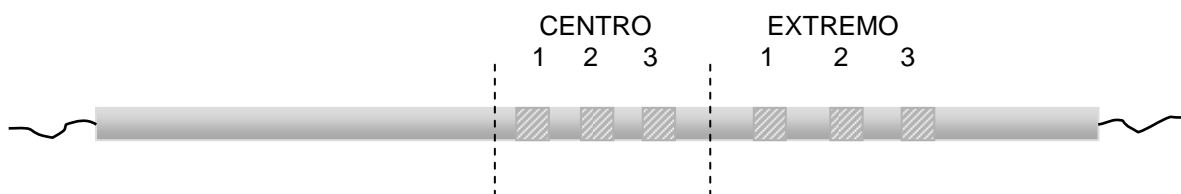


Figura 5.72. Esquema de corte de hormigón para evaluación de cloruros

En la Tabla 5.11 se muestra el contenido de cloruros en el hormigón al nivel de la barra para cada una de las vigas evaluadas. Se han resaltado en negrita los valores por encima del nivel límite de riesgo para que haya corrosión por cloruros (Troconis *et al.*, 2004). Los cuales coinciden con los valores obtenidos de velocidad de corrosión y potenciales mostrados en las Figuras 5.36, 5.37, 5.40 y 5.41.

Tabla 5.11. Cloruros medidos en el hormigón al nivel de la armadura

Viga	Cloruros libres a nivel de barra (ppm Cl ⁻)					
	Centro			Extremo		
	1	2	3	1	2	3
17	1126	607	1214	260	347	173
22	1388	781	1473	520	173	347
1	5640	6212	8890	5191	5477	4380
11	6186	5084	6184	5963	4420	3314
15	4417	5742	3757	2652	7521	2652
8	-	844	528	926	3970	2512
16	663	713	1061	4778	5039	-

5.3.6. PÉRDIDA DE SECCIÓN DE LA BARRA DE REFUERZO

Los resultados mostrados en la Tabla 5.12 muestran la pérdida medida en la barra, tanto en la zona central como en la zona extrema de la barra de acero.

Tabla 5.12. Valores de pérdida de espesor en las barras de acero

Viga	Pérdida de sección de la barra			
	Centro	Extremo	Centro	Extremo
	(mm)	(mm)	(%)	(%)
17	0,1167	0,0939	1,18	0,95
22	0,1861	0,0958	1,85	0,96
1	0,2625	0,1217	2,91	1,37
11	0,6350	0,3456	6,38	3,65
15	1,2556	0,2305	12,56	2,30
8	0,2767	0,2938	2,91	3,30
16	0,2972	0,1417	3,02	1,44

Al igual que los datos de cloruros, estos resultados serán utilizados para relacionarlos con otros resultados de las vigas.

5.3.7. CORRELACIONES ESTUDIADAS

Con el fin de aprovechar los datos obtenidos de velocidad de corrosión de la armadura de las vigas de hormigón fisuradas por corrosión o no, y del levantamiento de fisuras realizado a lo largo de estudio, se decidió evaluar la relación existente entre estas dos variables, ya que a pesar de que diferentes autores han trabajado en correlacionarlas (Tachibana, 1990; Cabrera, 1996; Rodríguez *et al.*, 1996; Andrade *et al.*, 1996; Rodríguez *et al.*, 1997; Torres y Martínez, 2003; Torres *et al.*, 2007), estos estudios han sido en su mayoría realizados con corrosión acelerada. En esta investigación se trabaja con corrosión natural, lo cual ayudaría a predecir la durabilidad de las estructuras y así actuar previniendo su deterioro y falla.

En esta parte de la investigación se correlacionan las medidas realizadas a lo largo del estudio: el ancho de fisuras en el tiempo, el ancho de fisuras con la penetración de la corrosión del acero, el efecto de la velocidad de corrosión natural sobre la propagación de las fisuras en el hormigón y su efecto con la aplicación de carga y con la cantidad de iones cloruro a nivel de la armadura.

5.3.7.1. Abertura de fisura vs. tiempo.- La Figura 5.73 muestra el crecimiento de abertura de fisuras (promedio de la fisura más ancha de cada viga), para cada condición estudiada (carga/sin carga, centro/extremo). Cabe recordar que la medición de fisuras se inició dos meses después de aplicada la precarga y ésta fue aplicada a los dos años de la fabricación de las vigas.

Para las vigas sin carga, en la zona central se presenta un crecimiento de la fisura por corrosión considerable (pendiente de la línea de regresión de 0,620 mm/año en los datos de la Figura 5.73), en comparación con el proceso de crecimiento de las fisuras en las zonas extremas (pendiente de la regresión de 0,2247 mm/año). Esto se debe a que el rociado frecuente con solución salina incrementó la velocidad de corrosión en la zona central, como muestran los valores de la Tabla 5.13.

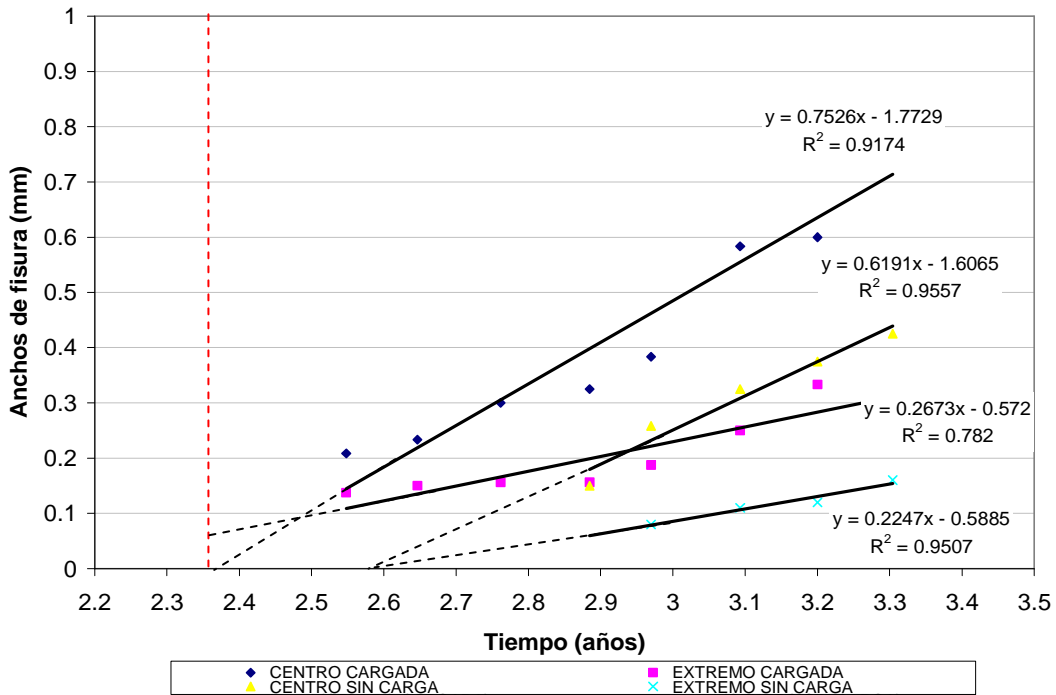


Figura 5.73. Abertura de fisuras en el tiempo

Para el caso de las vigas cargadas se observa, también, que en la zona central la velocidad de ensanchamiento de las fisuras por corrosión es mayor que en el extremo de las mismas vigas cargadas (0,752 mm/año y 0,2673 mm/año respectivamente). Pero los valores obtenidos de las pendientes de la Figura 5.73 demuestran que el efecto de la carga incrementa el ancho de fisura con relación a las mismas vigas sin carga, independientemente si la zona es la central o la extrema (central: 21,3%, extrema: 18,8%). Esto confirma lo que otros autores han comentado, pero sin llegar a dar resultados experimentales que lo corroboren (Torres y Martínez, 2003).

En la Tabla 5.13 se detallan las características promedio de cada condición estudiada. Se observa que en la zona central de vigas cargadas y sin cargar, la velocidad de corrosión promedio no presenta diferencia significativa (1,080 – 0,989 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, respectivamente). Lo mismo ocurre al comparar las zonas extremas de vigas sometidas o no carga (0,584 – 0,519 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, respectivamente). Lo que sí se observa es la diferencia, producto del rociado con solución salina, entre la zona central y los extremos de la viga. En la Figura 5.74 se grafican los datos de la Tabla 5.13.

Tabla 5.13. Características promedio de fisuras en vigas evaluadas

CONDICIÓN	Velocidad de corrosión promedio ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Pendiente (mm/años)
Centro cargada	1,080	0,752
Centro sin cargar	0,989	0,619
Extremo cargada	0,584	0,267
Extremo sin cargar	0,519	0,225

De la Figura 5.74 se puede observar que existe una correlación entre velocidad de fisuración (ensanchamiento de la fisura) y la velocidad de corrosión del acero de refuerzo. Este fenómeno ya se había estudiado por Alonso (1998) utilizando un método acelerado de corrosión mediante corriente anódica impresa a la barra de refuerzo dentro de hormigón contaminado por cloruros. Los valores de este estudio previo de corriente impresa estuvieron entre 10 y 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. La propagación de las fisuras obtenidas en este trabajo previo explicaba que a menor intensidad de aplicación de corriente (menor velocidad de corrosión) las fisuras se propagaban más rápido. A diferencia de lo obtenido por Alonso (1998) este trabajo demuestra que, en corrosión natural y para los valores tan bajos de i_{corr} (menores de 1,2 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$), la propagación de ensanchamiento de fisuras es directamente proporcional a la velocidad de corrosión.

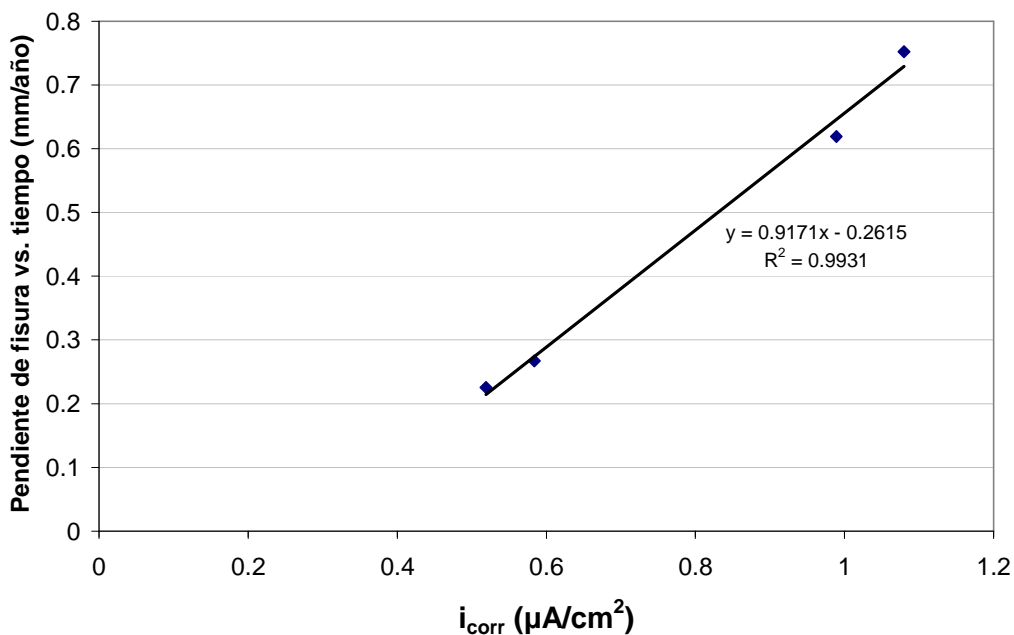


Figura 5.74. Pendiente promedio de anchos de fisuras en el tiempo vs. velocidad de corrosión del refuerzo

De comprobarse lo obtenido en esta investigación con mayor número de datos, se corregiría lo que hasta el momento está presente en la literatura internacional en relación a la progresión de fisuras por corrosión en función con el valor de i_{corr} , lo cual representa una aportación importante de este trabajo, sobre todo porque los datos experimentales obtenidos son de corrosión natural y no acelerado, como típicamente se estudia este fenómeno.

5.3.7.2. Ancho de fisuras vs. pérdida por corrosión.-

En las Figuras 5.75 y 5.76 se observa la relación entre anchos de fisuras promedio y penetración de la corrosión en vigas de hormigón sometidas o no a carga (corrosión natural (CEC)), al igual que los datos de corrosión acelerada de otros autores para su comparación (Tachibana, 1990; Cabrera, 1996; Rodríguez *et al.*, 1996; Andrade *et al.*, 1996; Rodríguez *et al.*, 1997; Torres *et al.*, 2002; Torres *et al.*, 2003; Torres y Martínez, 2003; Torres y Martínez, 2003-2; Torres *et al.*, 2007).

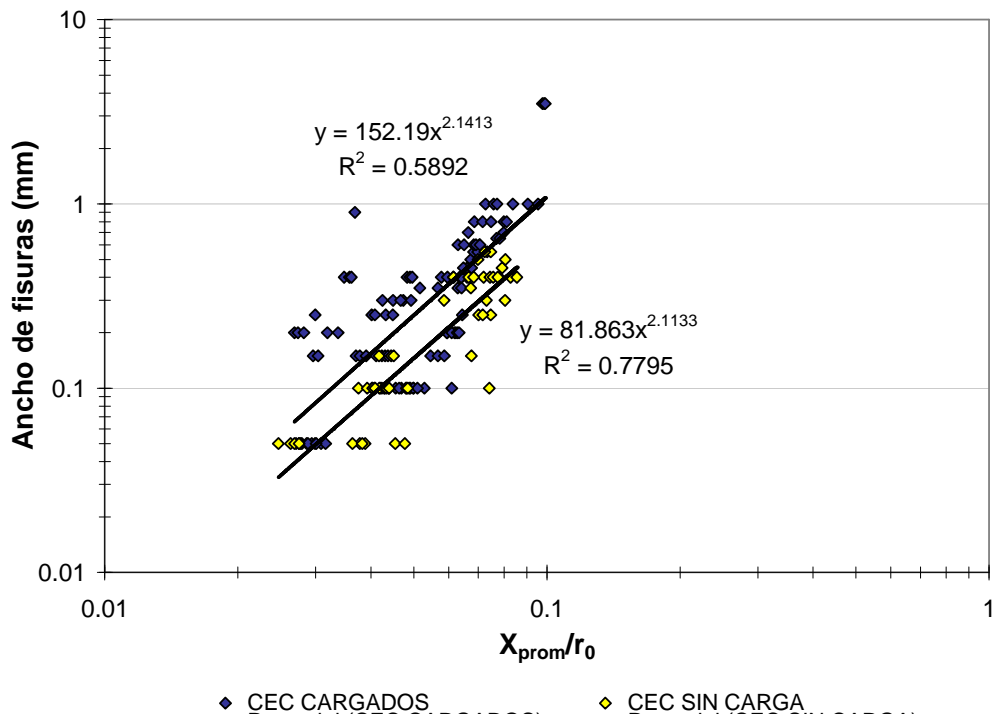


Figura 5.75. Ancho de fisura vs. pérdida por corrosión de las vigas con aplicación o no de carga

En las figuras se puede observar diferencia en las tendencias de la relación empírica entre corrosión y fisuramiento, siendo la pendiente de los datos acelerados menos pronunciada que los datos de corrosión natural (Figura 5.76).

En el caso de corrosión acelerada, la aparición de una fisura se produce con menos pérdida de material ya que los productos de corrosión al aparecer se acumulan rápidamente en las proximidades de la armadura generando altas tensiones de tracción que producen la fisuración. Adicionalmente, esta corriente anódica pudiese generar acidez en la interfase acero/hormigón, dependiendo del potencial, lo cual indudablemente disminuiría la adherencia entre la barra y el hormigón permitiendo más fácilmente la aparición de las fisuras. En cambio, en las condiciones estudiadas en este trabajo, la corrosión es considerablemente más lenta permitiendo migración de los productos generados, necesiéndose entonces mayor cantidad de productos de corrosión para que se inicie la fisura. Esto indica que los procesos de corrosión acelerada para simular degradación en estructuras reales no siempre dan resultados comparables.

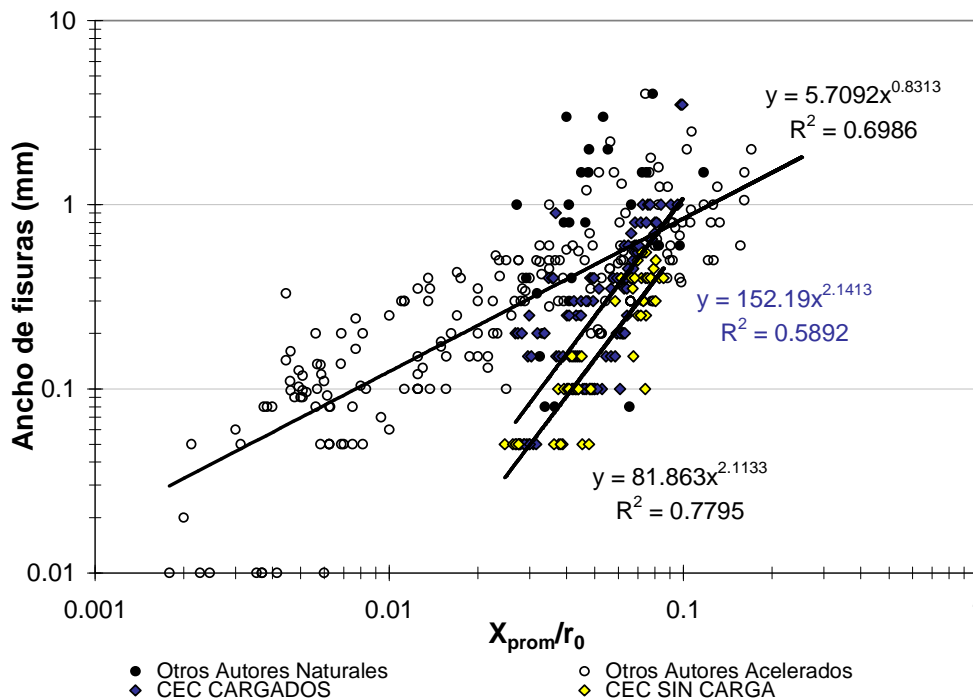


Figura 5.76. Comparación de ancho de fisuras vs. pérdida por corrosión de las vigas estudiadas con los datos de otros autores

También se observa que para obtener un determinado ancho de fisura, se necesita menor pérdida de material por corrosión cuando las vigas están cargadas, que para obtener ese mismo ancho de fisuras en vigas sin carga aplicada (las tendencias de vigas con carga están desfasadas más a la izquierda que las tendencias de las vigas sin carga). Por lo tanto esta figura presenta coincidencias con lo observado con los promedios de la Figura 5.73.

Los resultados demuestran que existe una relación directa entre el ancho de fisuras y la velocidad de corrosión de la barra, encontrándose fisuras de mayor ancho en las cargadas.

5.3.7.3. Cloruro a nivel de barra vs. velocidad de corrosión.- En la Figura 5.77 se observan los datos de cloruros libres a nivel de barra vs. los valores de velocidad de corrosión de la misma barra, siguiendo la tendencia esperada: al alcanzar valores por encima de 4.000 ppm de Cl⁻ libre a nivel de barra se obtienen altos valores de velocidad de corrosión, por encima de 0,1 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$.

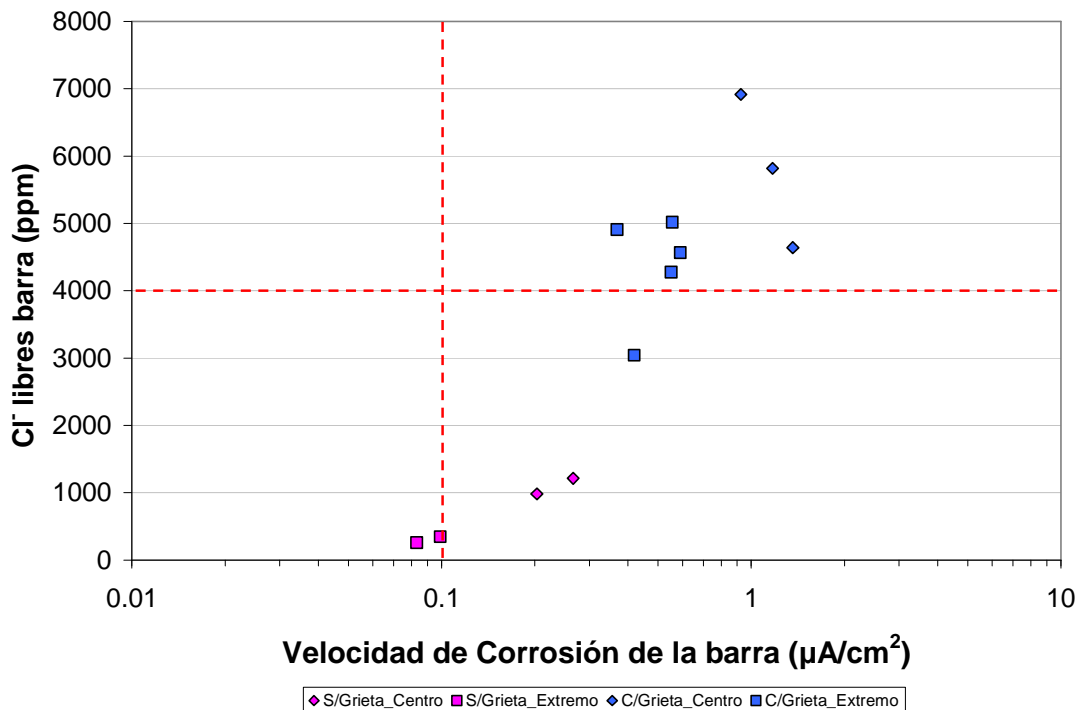


Figura 5.77. Cloruro a nivel de barra vs. velocidad de corrosión

Para la zona central de las vigas sin contaminación inicial de cloruros, se reportan valores menores a 4.000 ppm, aún cuando la velocidad de corrosión determinada al final de la evaluación indica la actividad de la armadura (icorr mayores a $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$). No obstante, no se muestran fisuras en el hormigón lo cual indica que la corrosión no ha sido suficiente como para causar este efecto.

En esta figura también se observa que las vigas fisuradas tienen más concentración de cloruros en el hormigón cercano a la barra porque la solución de NaCl rociada en las vigas puede penetrar más fácilmente por las fisuras alcanzando el refuerzo, incrementando las concentraciones hasta un orden de magnitud con respecto a las vigas no fisuradas. Esto corrobora los resultados de otros autores en donde se han evaluado testigos de hormigón de puentes fisurados estructuralmente, dando como resultado que en las zonas fisuradas del puente los cloruros han penetrado con mayor facilidad, incrementándose a la profundidad de la barra 10 veces más que en las zonas sin fisuras del mismo puente (Sagues *et al.*, 2001). Adicionalmente, este efecto también se observó en la evaluación mecánica (Figuras 5.56 y 5.58), donde las vigas evaluadas después de un mayor tiempo de haber sido precargadas presentaron mayor ancho de fisuras.

Otro punto importante que presenta la Figura 5.77 corresponde al hecho de que los mayores valores de cloruros libres y velocidad de corrosión se presentaron en la porción central de las vigas, corroborando que la carga incrementa aún más la penetración de cloruros (por la mayor rapidez en abertura de fisura) y la velocidad de corrosión crece por este aumento en la concentración de cloruros libres.

5.3.7.4. Capacidad de carga vs. pérdida por corrosión.- Como se observa en la Figura 5.78, la capacidad de carga de las vigas ensayadas se ubica entre los valores reportados por otros autores (Torres *et al.*, 2007) que utilizaron probetas con corrosión acelerada y generalizada (círculos sin color) y probetas con corrosión acelerada y localizada (círculos negros).

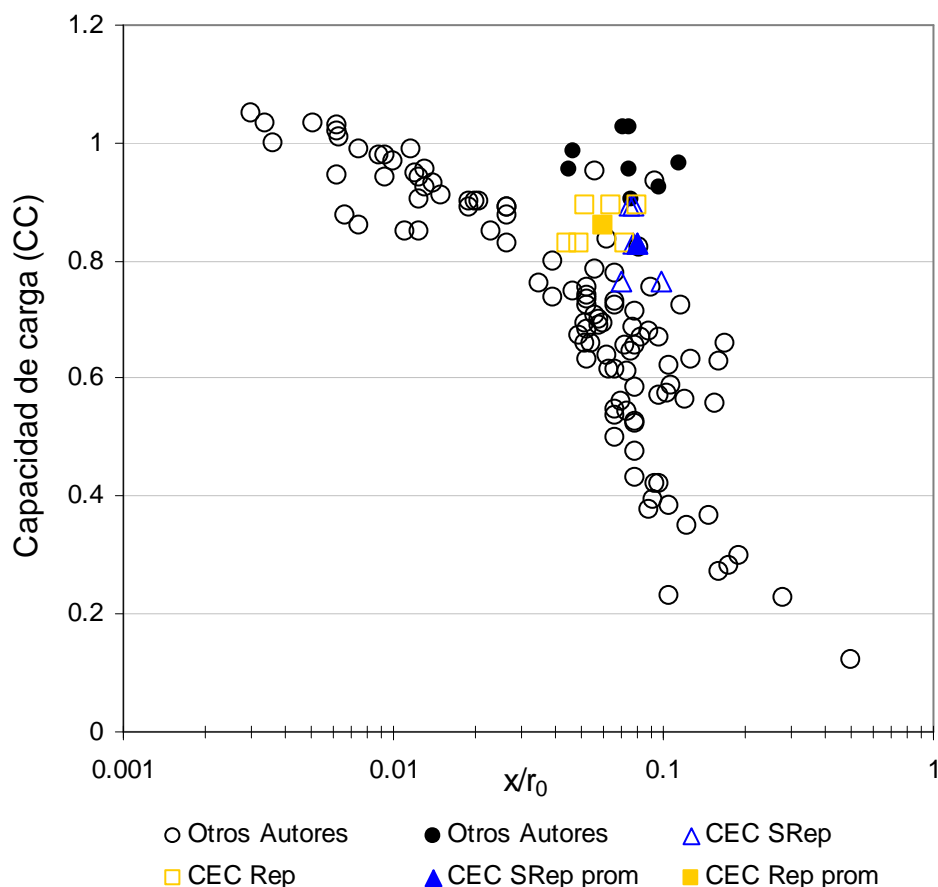


Figura 5.78. Capacidad de carga vs. pérdida por corrosión

En general los resultados obtenidos en esta investigación siguen la misma tendencia obtenida por investigaciones previas (Torres *et al.*, 2007). Debido a que en el presente trabajo las vigas se corroían naturalmente y en forma semi-localizadas, los resultados obtenidos se ubicaron entre los datos de corrosión generalizada (círculos sin color) y los datos con corrosión localizada (círculos negros).

En la figura se observa que las vigas corroídas y no reparadas tienen valores menores de capacidad de carga (en promedio un 17 % de pérdida de capacidad de carga con respecto a vigas patrón) que las vigas reparadas (11% de pérdida de capacidad de carga con respecto a vigas patrón), es decir que, la reparación aumentó la capacidad de carga de vigas corroídas, aunque esto no fue substancialmente; por lo menos en el poco tiempo de evaluación de la reparación realizada a las vigas. Habría que evaluar por un tiempo mayor la reparación por parcheo en vigas contaminadas con cloruros.

De todos estos resultados se puede concluir que, aun cuando la reparación desde el punto de vista mecánico fue exitosa, los resultados electroquímicos muestran que la corrosión continuará si el hormigón ya está contaminado con iones cloruros y que ésta potencia la corrosión de las barras cercanas a la reparación. Por tal motivo, es necesario buscar otras soluciones que permitan extender la vida en servicio de la estructura. A continuación se discutirán los resultados obtenidos con el uso de ánodos localizados, lo cual es una alternativa al efectuar este tipo de reparaciones y, según las empresas que los fabrican, pueden solventar los efectos negativos indicados anteriormente.

5.4. EVALUACIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN REPARADAS CON ÁNODOS DE SACRIFICIO

Paralelamente a la exposición de las vigas de hormigón al ambiente agresivo con el fin de activar la armadura para la reparación con morteros y su evaluación, se estudió el efecto de reparaciones con ánodos localizados, debido a su comercialización actual, no solo en el País (Venezuela), sino en otras partes del mundo y poderlo comparar con el método tradicional de parcheo con morteros mejorados con microsíllice. La reparación se hizo según las indicaciones de los fabricantes de ánodos.

Como se explicó en el procedimiento experimental, los ánodos de sacrificio discretos, fueron evaluados en vigas de hormigón contaminadas con cloruro, para probar su eficiencia desde el punto de vista electroquímico, y determinar si la corriente drenada por éstos es la suficiente para proteger galvánicamente a las estructuras armadas.

Las vigas de hormigón se evaluaron por medio de medidas de potencial, velocidad de corrosión, drenaje de corriente e inspección visual. Las medidas electroquímicas se realizaron en cada una de las 4 barras de refuerzo de las vigas, en seis puntos diferentes, tal como se mostró en la Figura 4.32 y 4.33. El punto número 5, representa la medida realizada más cercana al ánodo embebido. Se realizó el mismo procedimiento para los dos tipos de ánodos discretos utilizados: 1) ánodos de cinc y 2) ánodos de Al/Zn/In.

Cada uno de los ánodos evaluados fueron embebidos en las vigas de hormigón armado contaminadas con cloruros y conectados electroquímicamente a las barras de refuerzo por medio de un interruptor. Adicionalmente, éstos fueron evaluados electroquímicamente, con el fin de determinar su comportamiento en el ambiente alcalino del hormigón, embebiéndolos directamente en probetas cúbicas de 15 cm realizadas con el mortero de reparación usado para cada tipo de ánodo, sin cloruros para la reparación con ánodos de cinc y mortero con cloruros para los ánodos de Al/Zn/In.

5.4.1. EVALUACIÓN DEL MORTERO PARA ÁNODOS

En la Tabla 5.14 se muestran los promedios de sorción capilar de los morteros de reparación. Los morteros de reparación están constituidos únicamente por agregado fino, lo cual lo convierte en un elemento de mayor porosidad que el hormigón de diseño similar.

Un factor influyente en la porosidad de las mezclas es la relación agua/cemento, la cual para morteros de reparación con ánodos de cinc fue de 0,6, y la de los morteros de reparación con ánodos de Al/Zn/In fue $a/c=0,53$, trayendo como consecuencia una mayor cantidad de agua en la primera mezcla y mayor formación de poros capilares en el momento del fraguado.

Tabla 5.14. Caracterización física de los morteros de reparación utilizados para embeber ánodos de sacrificio

	Mortero sin NaCl (reparación con Zn)	Mortero con NaCl (reparación con Al/Zn/In)
k ($\text{kg/m}^2 \cdot \text{s}^{0,5}$)	0,030042	0,0092818
ϵ_o (%)	15,6	6,2
m (s/m^2)	$2,70 \times 10^7$	$4,50 \times 10^7$
s ($\text{m/s}^{0,5}$)	$1,92 \times 10^{-4}$	$1,49 \times 10^{-4}$

Los resultados observados en la Tabla 5.14 muestran valores de sorción capilar para las dos mezclas mayores a $1 \times 10^{-4} \text{ m/s}^{0,5}$. La porosidad efectiva fue de 15,6 % para el mortero de reparación con ánodo de cinc, lo cual facilitaría la acción del ánodo de sacrificio por ser un hormigón con menor resistividad. La porosidad para los ánodos

de Al/Zn/In fue de 6,2 %, indicando que son mezclas de mejor calidad, pero al estar contaminadas por cloruros, la resistividad también sería baja y facilitaría el drenaje de corriente de los ánodos. La resistencia a la compresión obtenida para los morteros de reparación fue en promedio 330 kg/cm².

5.4.2. EVALUACIÓN DE LOS ÁNODOS EMBEBIDOS EN MORTERO DE REPARACIÓN

5.4.2.1. Evaluación electroquímica de los ánodos de cinc

a. Potencial vs. tiempo.- El potencial natural del ánodo de cinc medido con electrodo de Cu/CuSO₄ es de -1100 mV. En la Figura 5.79 se muestra el potencial del ánodo de cinc embebido en mortero, con respecto al electrodo de referencia Cu/CuSO₄, encontrándose actualmente en -400 mV aproximadamente.

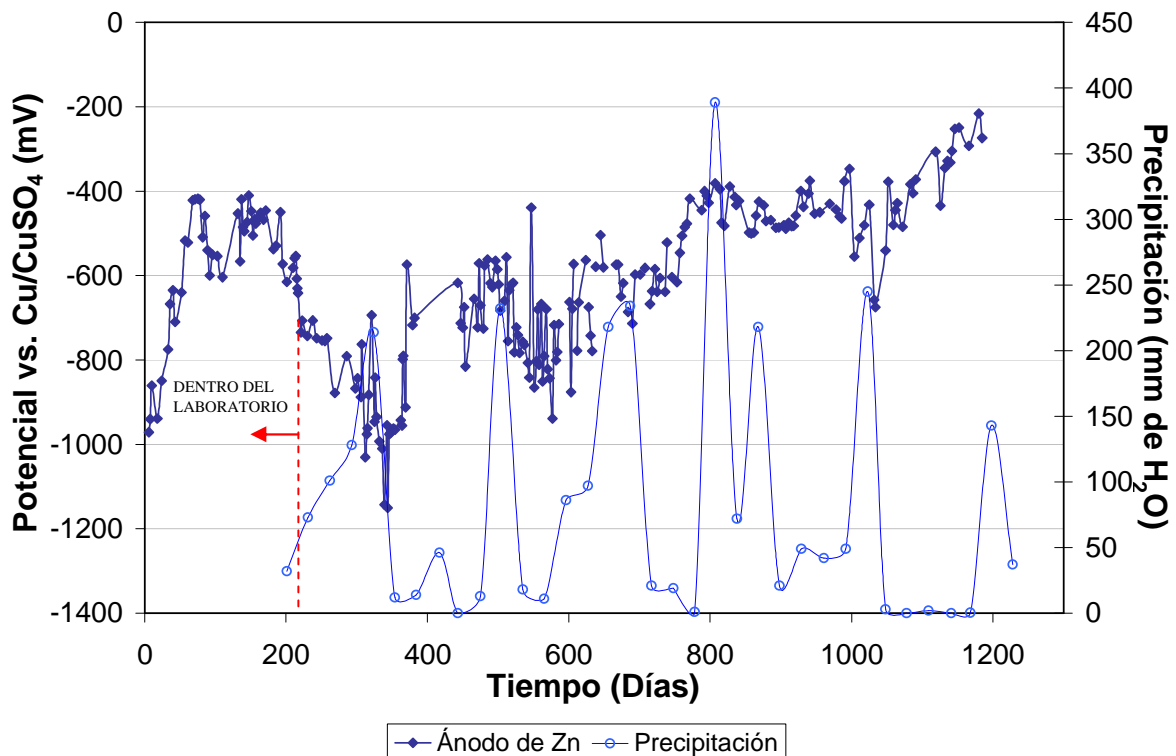


Figura 5.79. Potencial de los ánodos de cinc embebidos en el hormigón de reparación sin NaCl

Es importante indicar que durante los primeros 200 días de evaluación, estas probetas se mantuvieron dentro del laboratorio ($T=22^{\circ}\text{C}$ y $\text{HR}=60\%$) por lo cual el potencial alcanzó valores del orden de los -500 mV vs. Cu/CuSO_4 . Después de este tiempo, las probetas fueron expuestas al ambiente exterior, a las mismas condiciones de las vigas. A partir de este momento se observa que el ánodo responde a los cambios del medio. Sin embargo, luego de 400 días de exposición, el ánodo, aún en épocas de lluvias (la resistividad del hormigón decrece), no se activa lo suficiente como para proteger galvánicamente a las barras de acero en el hormigón.

b. Impedancia electroquímica.- En la Figura 5.80 se muestran los diagramas de Nyquist para el ánodo de cinc embebido en el mortero de reparación libre de cloruro, a diferentes períodos de tiempo, desde los 4 meses hasta los 3 años de evaluación. En las Figuras 5.81-5.82 se muestran los correspondientes diagramas de Bode (módulo y fase). Se realizaron pruebas en rangos de frecuencias entre $0,01\text{ Hz}$ – 100 kHz y $0,005\text{ Hz}$ - 100 kHz .

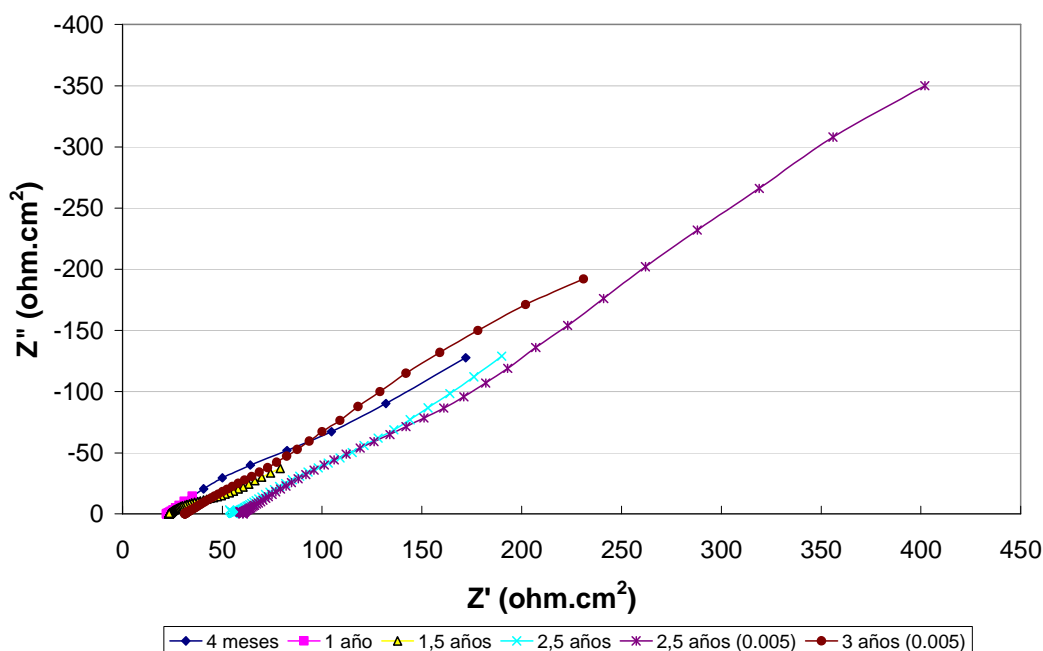


Figura 5.80. Diagrama de Nyquist a diferentes períodos de tiempo

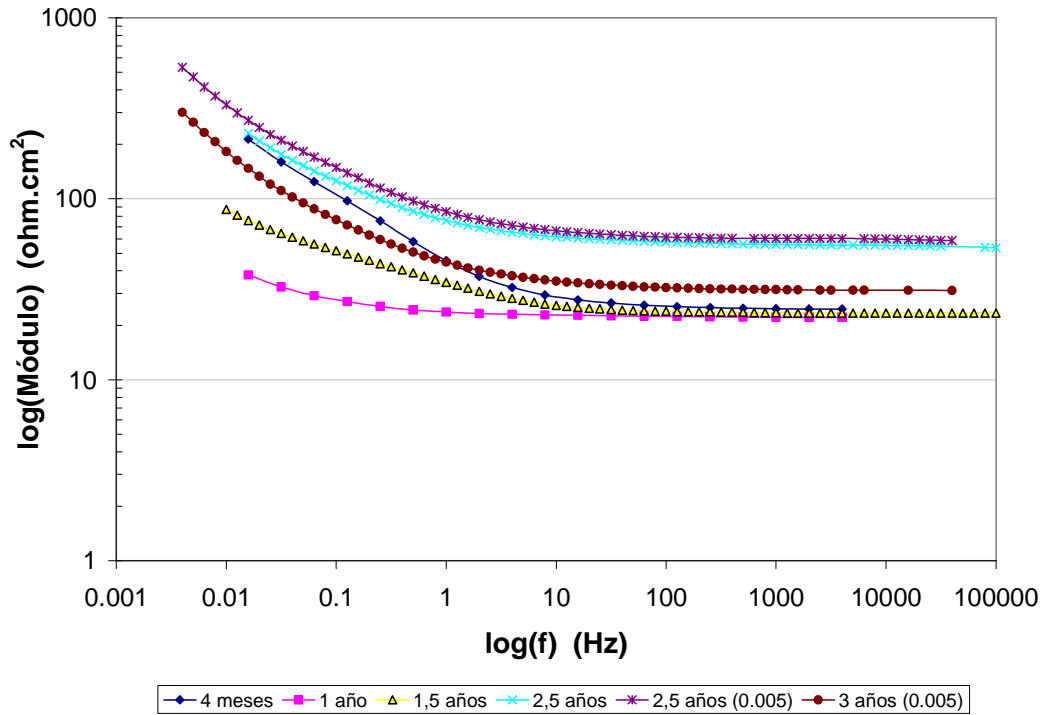


Figura 5.81. Diagrama de Bode (módulo) del ánodo de cinc embebido en mortero, a diferentes períodos de tiempo

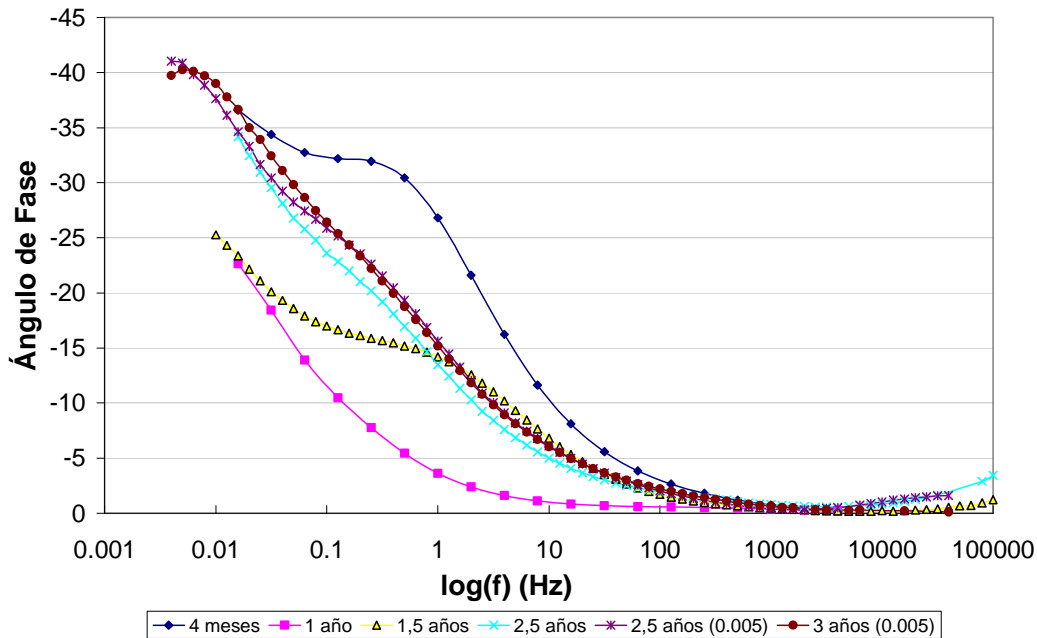


Figura 5.82. Diagrama de Bode (ángulo de fase) del ánodo de cinc embebido en mortero a diferentes períodos de tiempo

En las Figuras 5.80-5.82 se observa que durante el primer año y medio de evaluación el ánodo presenta un comportamiento activo, ya que en los diagramas de Nyquist y de Bode (módulo) puede observarse que la resistencia disminuye a medida que pasa el tiempo.

Al finalizar el segundo año de evaluación se observa nuevamente un aumento de la resistencia (267,00 – 174,50 kohm.cm²), pudiendo ocurrir esto por desgaste del material anódico o por su pasivación dentro del hormigón debido a su alta alcalinidad.

En las Figuras 5.83-5.85 se observa la tendencia a la corrosión del ánodo dentro del ambiente alcalino del mortero, observando que a pesar de estar embebido en un mortero poroso con bromuro de litio (activador del ánodo), al pasar dos años el ánodo se vuelve a pasivar.

Como las probetas están expuestas a la atmósfera (cambio en los periodos de precipitaciones) esto provocó que las curvas a diferentes tiempos de evaluación presentaran diferentes valores de resistencia del electrolito (Re), variando en el orden entre 20 y 60 kohm/cm².

Tabla 5.15. Resultados de los espectros de impedancia electroquímica para el ánodo de cinc embebido en mortero

EDAD	Hz	Precip. mmH ₂ O	Ecorr (mv)	Re (kohm.cm ²)	R ₁ (kohm.cm ²)	C ₁ (μF/cm ²)	Alfa ₁	R ₂ (kohm.cm ²)	C ₂ (μF/cm ₂)	Alfa ₂
4										
meses	0,01	42	-480	24,64	415	0,0094	0,92	136	0,011	0,63
1 año	0,01	12	-501	22,00	266	4,47	0,30	148	2,73	0,66
1,5										
años	0,01	18	-927	23,35	22,29	1634,15	0,65	284	7375,00	0,60
2,5										
años	0,01	218	-427	55,14	718,20	1145,23	0,49	74,43	72864,00	1,39
2,5										
años	0,005	72	-425	59,53	267,00	846,54	0,54	827,7	7395,30	0,97
3										
años	0,005	245	-549	31,09	174,5	1742,07	0,51	370,1	13895,38	0,98

En la Tabla 5.15 se muestran los resultados del ajuste al circuito de Randles modificado de los espectros de impedancia obtenidos para el ánodo de cinc embebido en mortero de reparación.

Los valores de capacitancia indican procesos redox y las resistencias aumentan, lo que hace que la velocidad de corrosión disminuya, comportamiento que no es favorable para un material utilizado como ánodo de sacrificio. En las Figuras 82-84 se observa lo que ya se ha señalado, que a medida que transcurre el tiempo se observa la pérdida de actividad del ánodo dentro del hormigón.

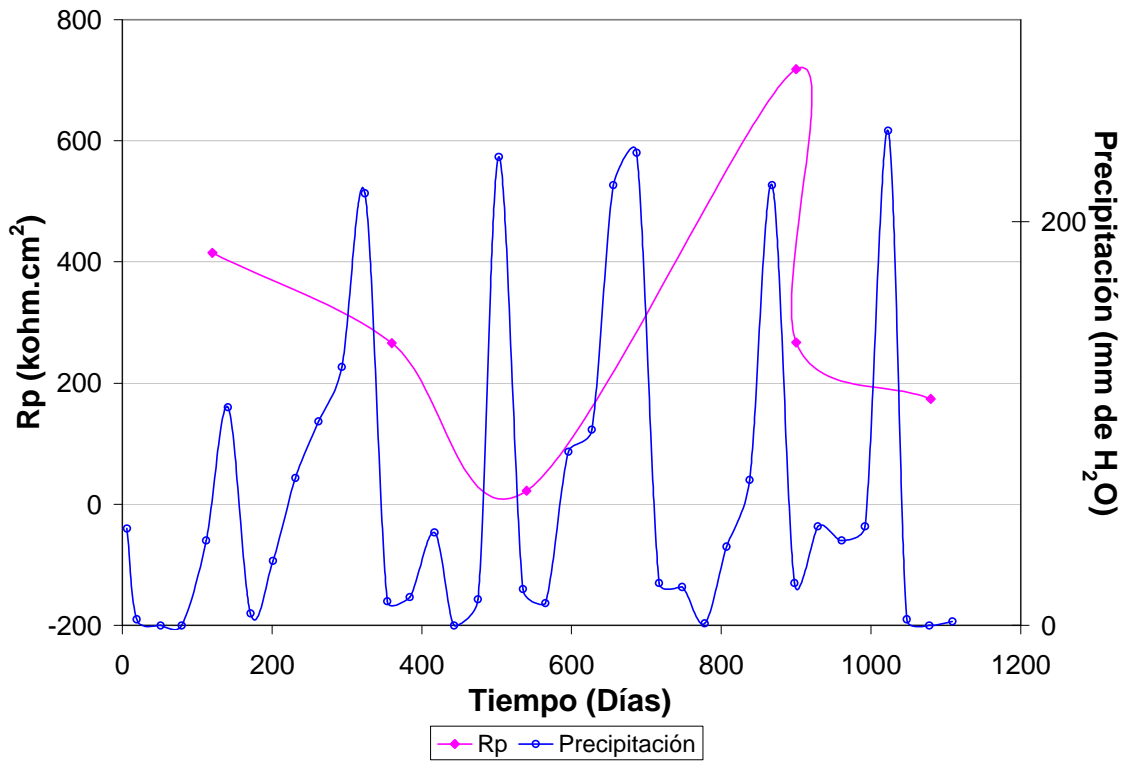


Figura 5.83. Resistencia a la polarización del ánodo de cinc embebido en hormigón a través del tiempo

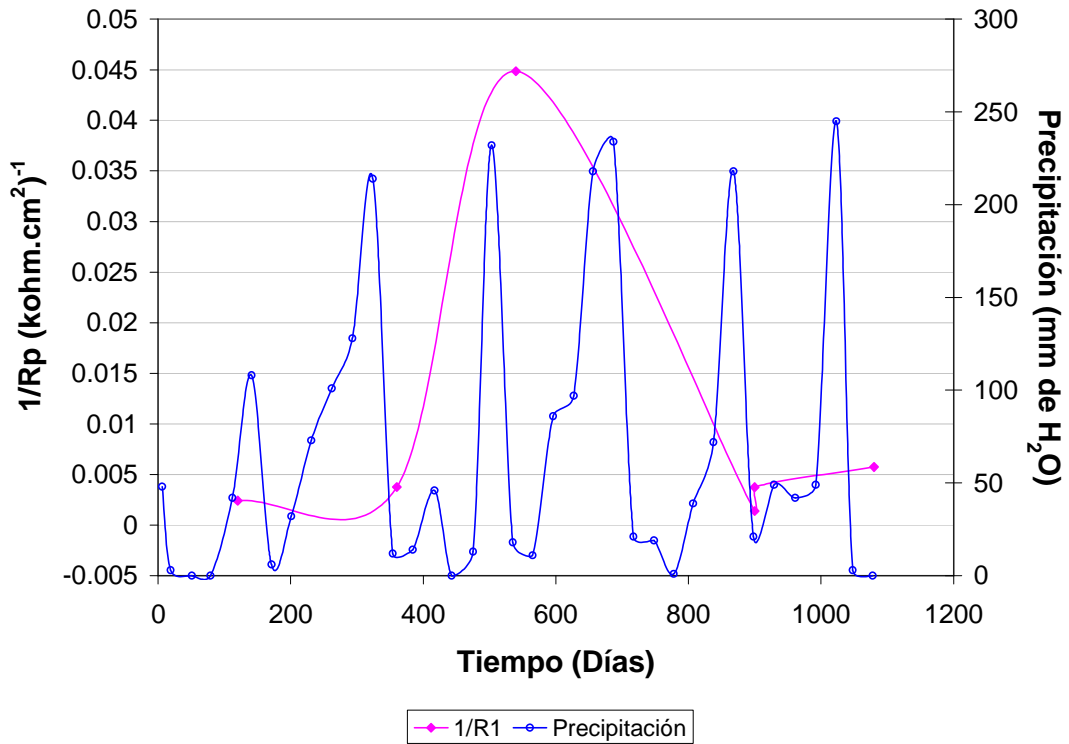


Figura 5.84. Tendencia a la corrosión del ánodo de cinc embebido en hormigón con respecto a la humedad

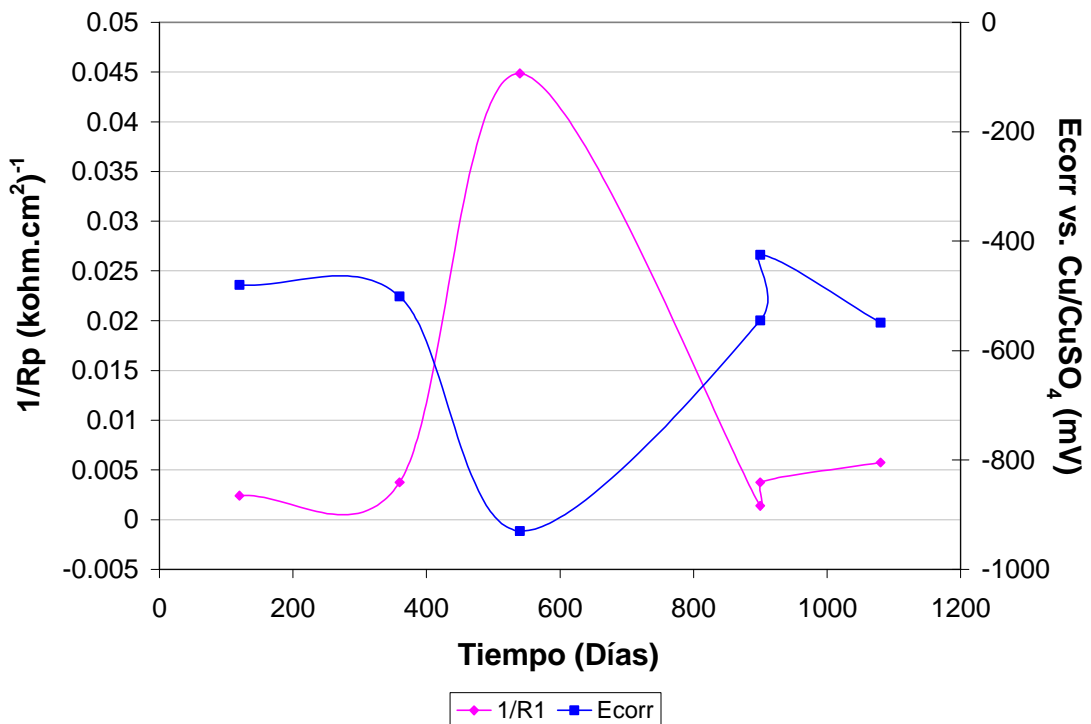


Figura 5.85. Evolución de los parámetros electroquímicos del ánodo de cinc embebido en hormigón

5.4.2.2. Evaluación electroquímica de los ánodos de aluminio/cinc/indio

a. Potencial vs. tiempo.- En la Figura 5.86 se muestra el potencial del ánodo de aluminio/cinc/indio embebido en mortero, con respecto al electrodo de referencia Cu/CuSO₄, encontrándose actualmente en -600 mV aproximadamente, siendo este potencial insuficiente para proteger galvánicamente a las barras de acero en el hormigón (-770 mV vs. Cu/CuSO₄ requerido para la protección) (NACE RP0290, 1990). Desde el momento de su fabricación, estas probetas se expusieron a las mismas condiciones ambientales que las vigas (T=28 °C, HR = 80%).

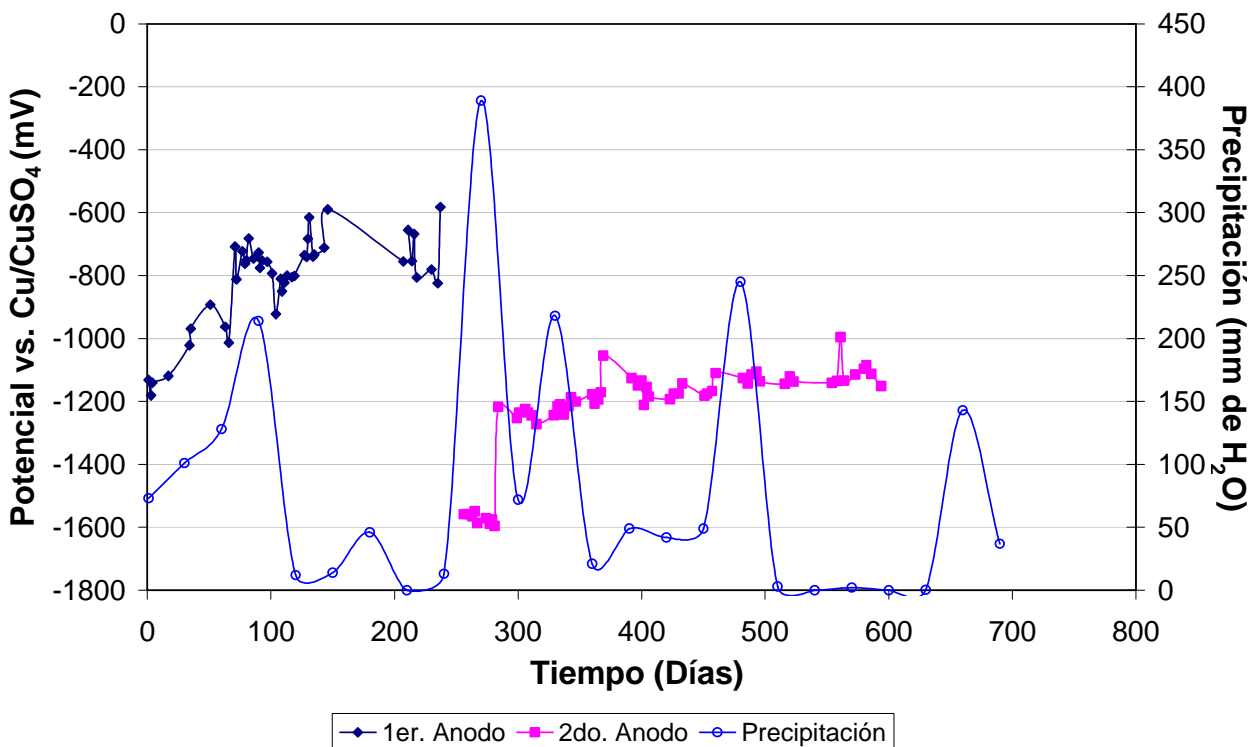


Figura 5.86. Potencial de ánodo de aluminio/cinc/indio embebido en mortero de reparación con NaCl

b. Impedancia electroquímica.- Las Figuras 5.87-5.88 muestran los diagramas de impedancia (Nyquist y Bode) del primer ánodo de Al/Zn/In evaluado, en el mortero de reparación con cloruro, indicando que a medida que pasa el tiempo el ánodo comienza a pasivarse (aumento del módulo de la resistencia, Figura 5.88 y la disminución del ángulo de fase, Figura 5.89), no permitiendo que se dé el proceso

redox sobre el ánodo. La Figura 5.89 muestra el ángulo de fase a diferentes tiempos de evaluación, observando que entre los 2 y 3 meses de evaluación se aprecia solo una pendiente, sin embargo, a los 5 meses se notan dos pendientes no bien definidas, y el cambio de ángulo de fase se estima que llega a un valor cercano a 35° , por lo que en tan poco tiempo no se pudo estimar el proceso. Es por esto que, dentro del rango de frecuencia con el que se trabajó (0,01 Hz – 100 kHz), no se pueden definir los diferentes procesos que ocurren en el sistema, siendo necesario realizar mediciones a frecuencias mas bajas (0,005 – 100 kHz).

Es importante recordar que este ánodo de Al/Zn/In se evaluó solamente durante 5 meses ya que, como se indicó anteriormente (punto 4.4.3), posiblemente debido al contenido de magnesio en su composición agrietó al hormigón, siendo necesario realizar una nueva reparación con un ánodo de Al/Zn/In de composición diferente.

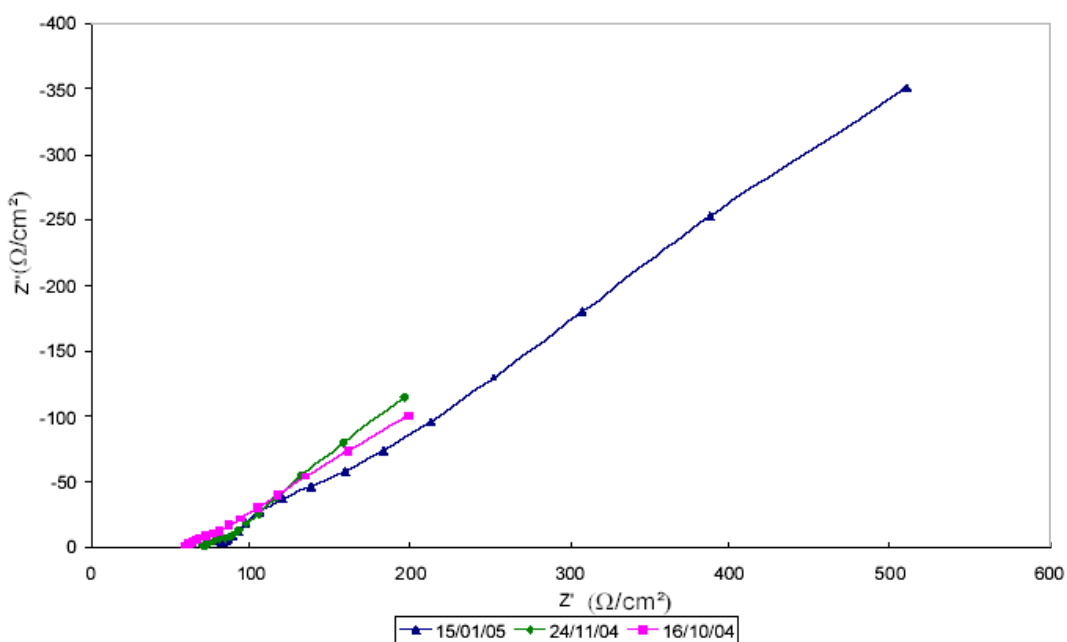


Figura 5.87. Diagrama de Nyquist a diferentes períodos de tiempo

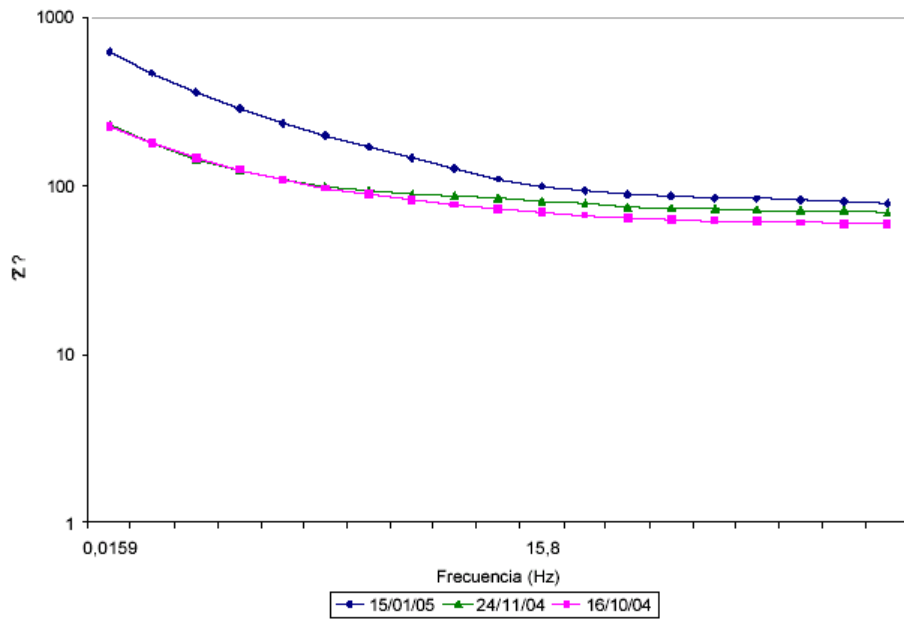


Figura 5.88. Diagrama de Bode (módulo) del ánodo de aluminio/cinc/indio embebido en mortero, a diferentes períodos de tiempo

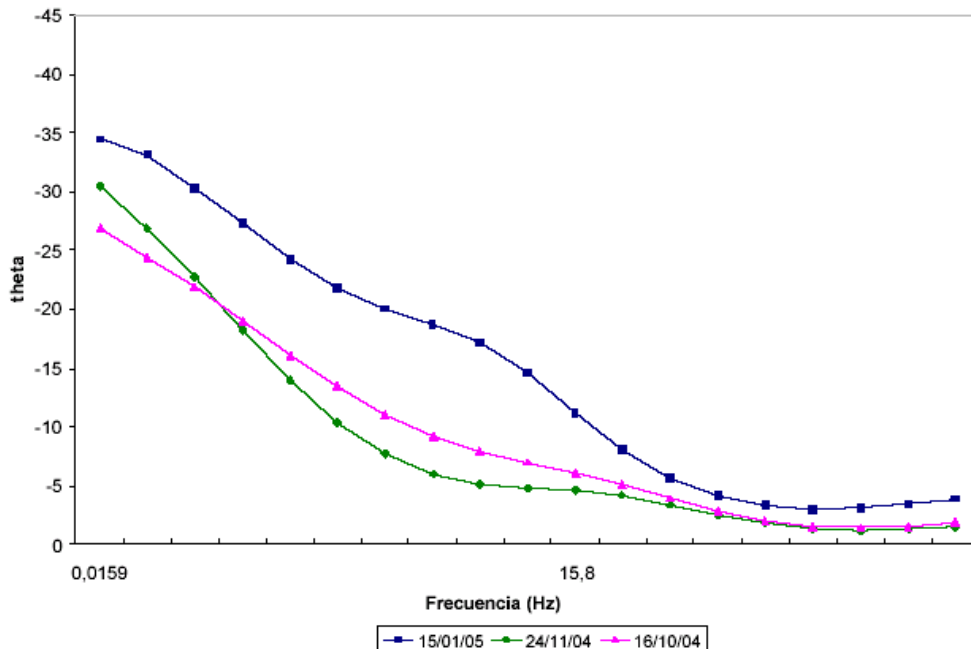


Figura 5.89. Diagrama de Bode (ángulo de fase) del ánodo de aluminio/cinc/indio embebido en mortero a diferentes períodos de tiempo

En la Figura 5.90 se observa el diagrama de Nyquist del segundo ánodo de aluminio/cinc/indio evaluado en el que se observa procesos de activación en los primeros momentos de su colocación. En las Figuras 5.90 y 5.91 se observa a medida que pasa el tiempo la resistencia a la transferencia de carga va disminuyendo, por lo que el ánodo tiende a pasivarse.

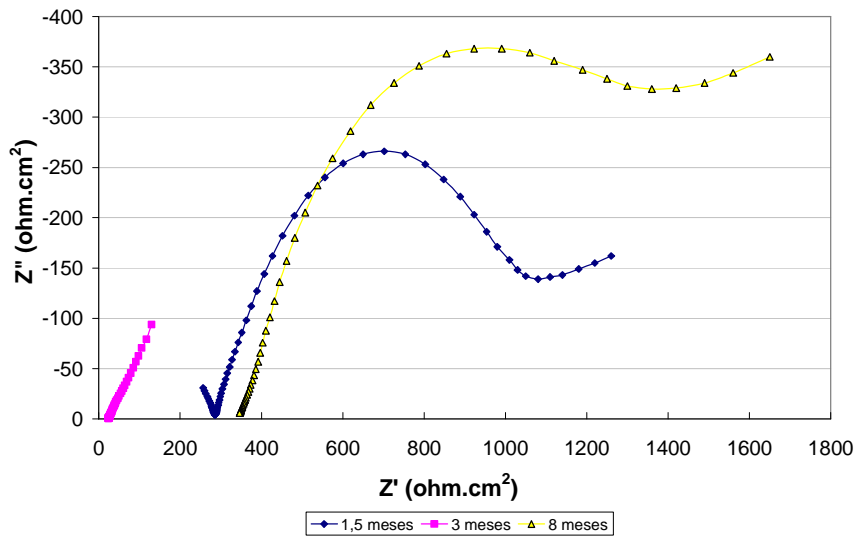


Figura 5.90. Diagrama de Nyquist a diferentes períodos de tiempo

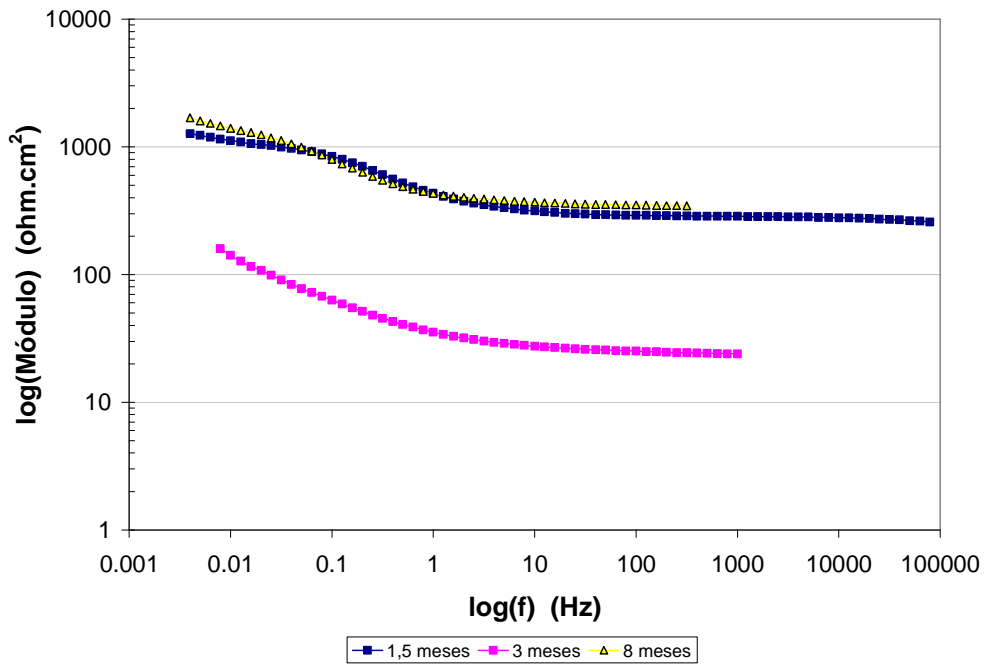


Figura 5.91. Diagrama de Bode (módulo) del segundo ánodo de aluminio/cinc/indio embebido em mortero, a diferentes períodos de tiempo

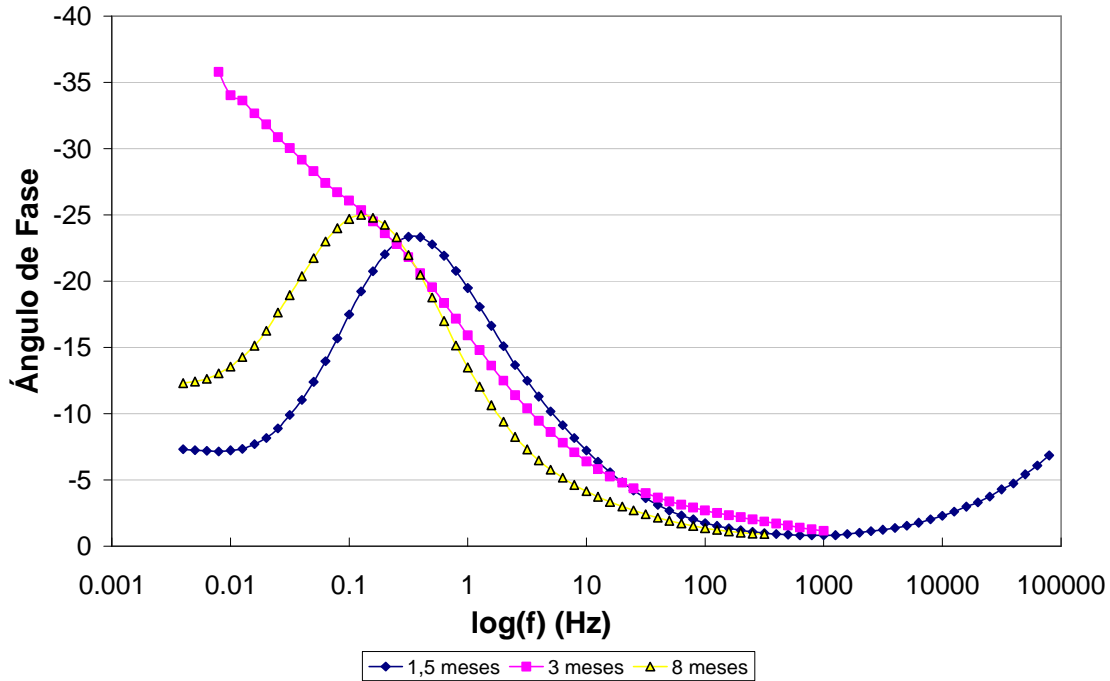


Figura 5.92. Diagrama de Bode (ángulo de fase) del segundo ánodo de cinc embebido en mortero a diferentes períodos de tiempo

Tabla 5.16. Resultados de los espectros de impedancia electroquímica para el ánodo de aluminio/cinc/indio embebido en mortero

EDAD	Hz	Precip. mmH ₂ O	Ecorr (mv)	Re (kohm.cm ²)	R ₁ (kohm.cm ²)	C ₁ (μF/cm ²)	Alfa ₁	R ₂ (kohm.cm ²)	C ₂ (μF/cm ²)	Alfa ₂
1,5 meses	0,005	218	-480	267,5	642	118,16	0,79	1,35x10 ¹⁰	658,03	0,24
3 meses	0,005	21	-501	30,0	380	0,043	0,53	1220	102,76	0,70
8 meses	0,005	245	-927	280,0	350	0,045	0,53	1384	163,00	0,67

5.4.3. EVALUACIÓN DE LAS VIGAS REPARADAS CON ÁNODOS DE CINC

5.4.3.1. Evaluación electroquímica de las vigas

- a. **Potencial vs. tiempo.**- La evaluación de potenciales del acero de refuerzo en el tiempo se realizó desde el momento en que las probetas cumplieron 3 días de vaciadas antes de conectarles los ánodos, lo cual se efectuó después de estabilizarse tanto el potencial como la velocidad de corrosión. Los valores de

potenciales medidos a las vigas reparadas con ánodos de cinc, se muestran en las Figuras 5.93-5.96.

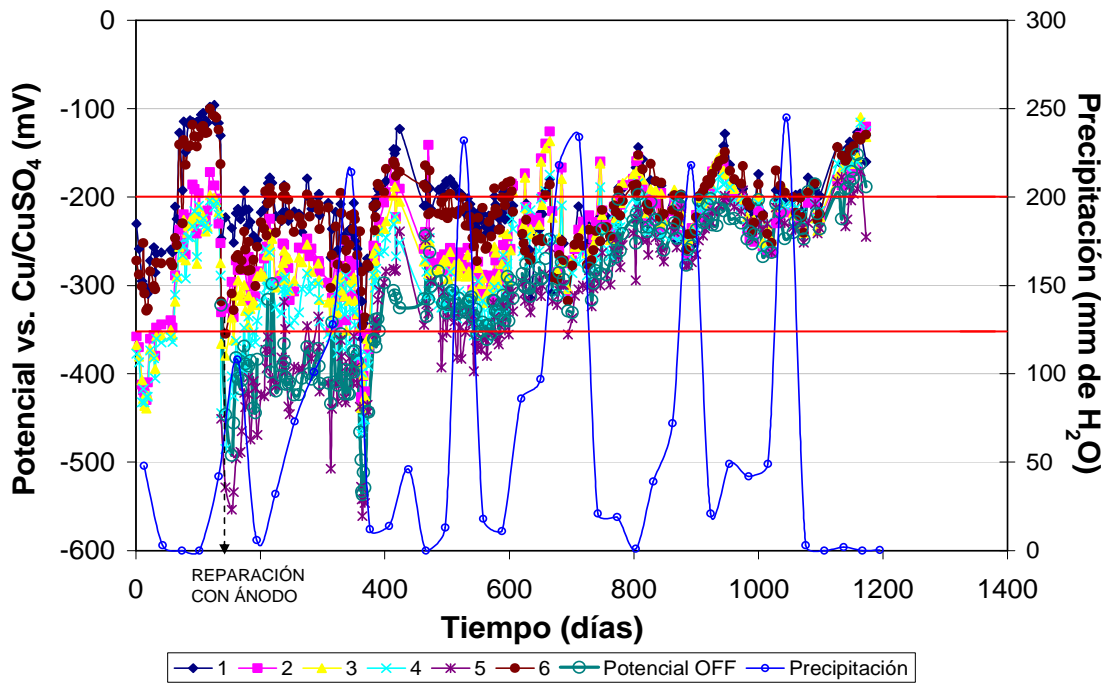


Figura 5.93. Potenciales promedios de las vigas reparadas con ánodos de Zn. Barra Superior Derecha

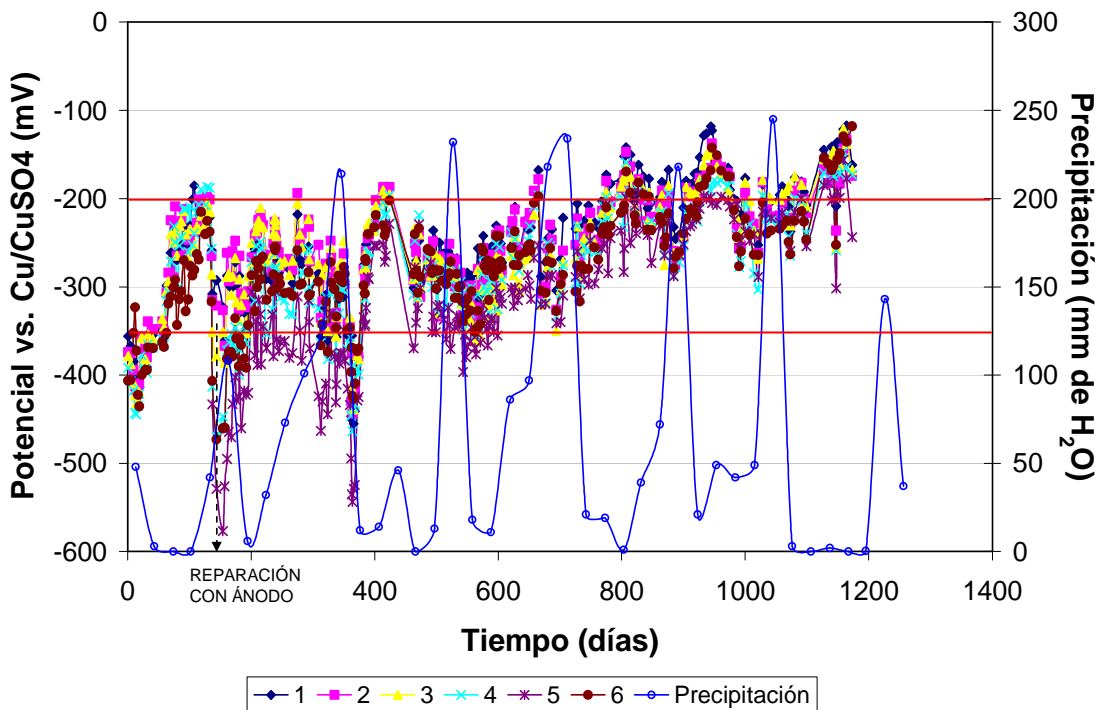


Figura 5.94. Potenciales promedios de las vigas reparadas con ánodos de Zn. Barra Superior Izquierda

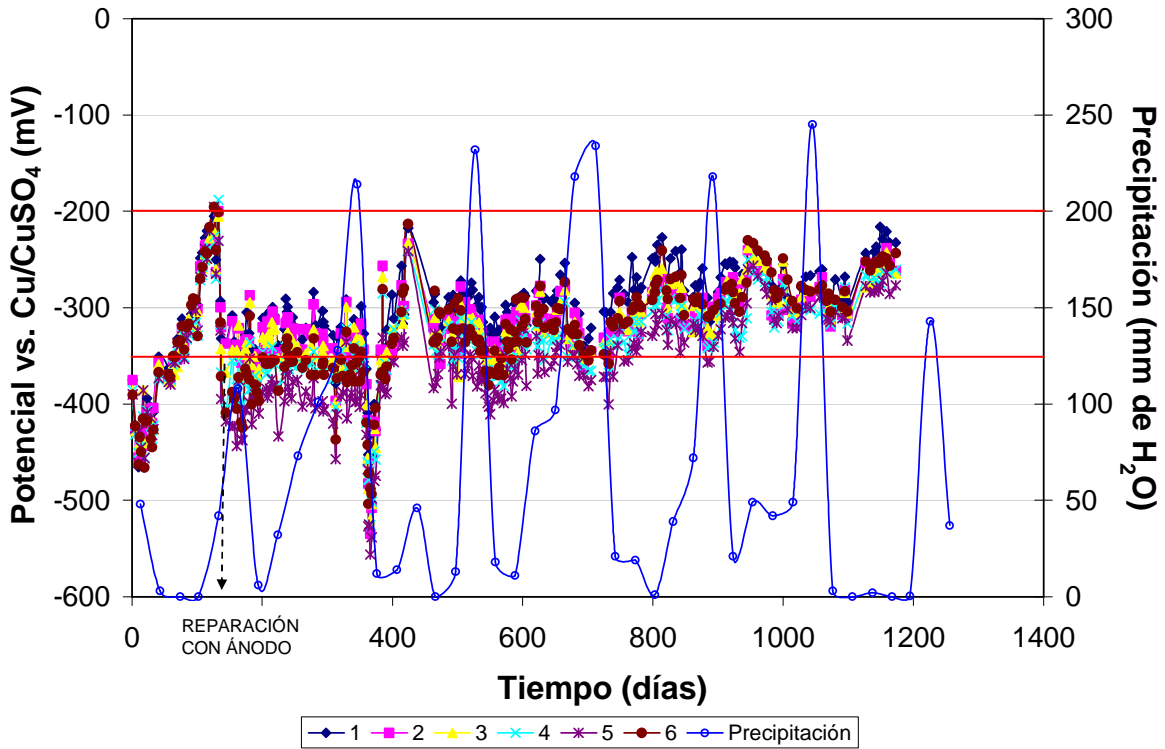


Figura 5.95. Potenciales promedios de las vigas reparadas con ánodos de Zn. Barra Inferior Derecha

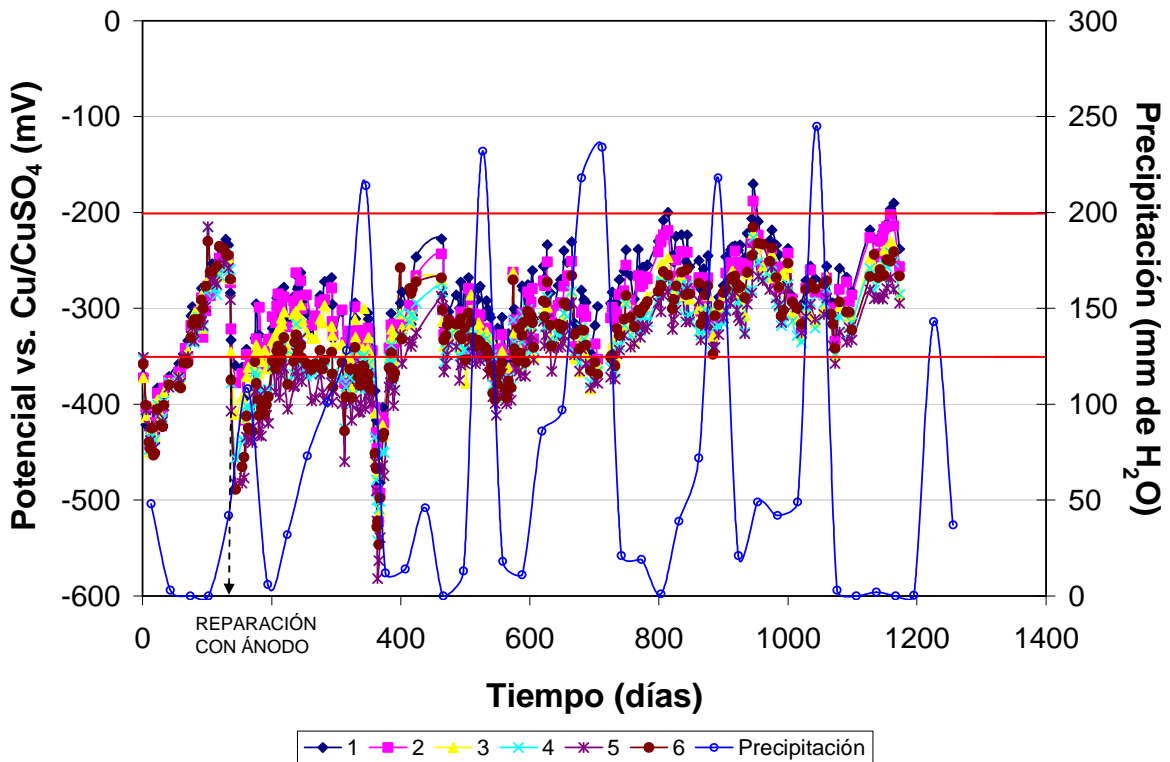


Figura 5.96. Potenciales promedios de las vigas reparadas con ánodos de Zn. Barra Inferior Izquierda

Se observa que los valores de potencial vs. el electrodo de Cu/CuSO_4 comienzan dando negativos, cercanos a los -400 y -450 mV. A medida que ocurren las reacciones del cemento, éste debería ir perdiendo humedad y con ello, facilitando éste va perdiendo humedad, facilita la entrada de oxígeno para que se den las reacciones que permiten la formación de la capa pasiva. Sin embargo, dado que este hormigón se encuentra contaminado con iones cloruro, ésta no se alcanza y el potencial se estabiliza en aproximadamente -200 mV. A los 137 días de fabricación de las vigas, se realiza la reparación, observando en las barras superiores de las vigas un descenso en el potencial, alcanzando valores de -550 mV aproximadamente pero solamente para la medición realizada más cerca del ánodo (punto 5). Para los puntos adyacentes al ánodo (puntos 4 y 6) el potencial alcanza valores cercanos a los -500 mV y para los puntos de medición más alejados del ánodo (puntos 1-3) oscila entre valores de -400 mV y -300 mV.

A los 200 días aproximadamente, los potenciales se mantienen entre -200 y -400 mV. Cercano a los 360 días, se observa una disminución de potencial hacia valores próximos a -550 mV. Esta disminución coincide con los valores de potencial observados a igual tiempo en la probeta de mortero con ánodo embebido (Figura 5.79) y con las épocas de lluvia. A los 380 días se observa un cambio de potencial hacia valores positivos, coincidiendo con la baja precipitación de ese período de tiempo (sequía), y después de los 500 días los potenciales varían entre un rango más estrecho (-250 y -350 mV), observando poca diferencia entre los puntos cercanos y alejados del ánodo, aun existiendo cambios notables en la precipitación.

En las barras inferiores de las vigas, se observa menor variación de potencial que en las superiores, lo cual se espera ya que el ánodo se encuentra situado en la cercanía de la barra superior. Los potenciales varían entre -300 y -400 mV y no se notan cambios de potenciales debido a la distancia del ánodo ni a las precipitaciones.

Tanto en las barras superiores como en las inferiores de las vigas, en el momento de la reparación con el ánodo de cinc, los potenciales tendieron hacia valores negativos, pero no logrando alcanzar potenciales de protección (menores a -750 mV vs. Cu/CuSO_4) (Nace RP0290, 1990).

Cabe destacar que al medir el potencial “OFF” en la zona más cercana al ánodo (punto 5/Figura 5.93), no se observó cambio significativo del potencial de la barra con respecto a los potenciales “ON”. Para verificar que la caída óhmica, producto de la alta resistividad del hormigón, no estuviera influyendo en la medición de potenciales, se realizaron orificios a 1 cm de distancia de la barra para determinar el potencial, y los valores observados coincidían con los realizados desde la distancia de 2,5 cm de recubrimiento de hormigón hasta la barra.

b. Drenaje de corriente.- La Figura 5.97 muestra la salida de corriente del ánodo en las diferentes vigas evaluadas. En ésta se observa que el flujo de corriente se incrementa cuando hay épocas de altas precipitaciones, coincidiendo esto con los valores más negativos de potenciales en las barras en las zonas muy cercanas al ánodo (-550 mV vs. Cu/CuSO₄/Figura 5.93-5.96), pero sin alcanzar los niveles de protección requeridos (menores a -750 mV vs. Cu/CuSO₄). Estas corrientes varían entre 0,42 mA/m², alcanzando valores muy puntuales de hasta 32 mA/m². Sin embargo, durante los últimos días de evaluación se notó que la corriente promedio de salida de los ánodos fue baja (1,90 mA/m² – 7,73 mA/m²), aunque hubo algunos días con altas precipitaciones. De tal manera que no es suficiente para polarizar al acero a niveles de protección, ni siquiera en zonas cercanas al ánodo. Esto puede deberse a la alta resistencia que tiene el mortero que rodea al ánodo el cual no se encuentra contaminado con iones cloruros.

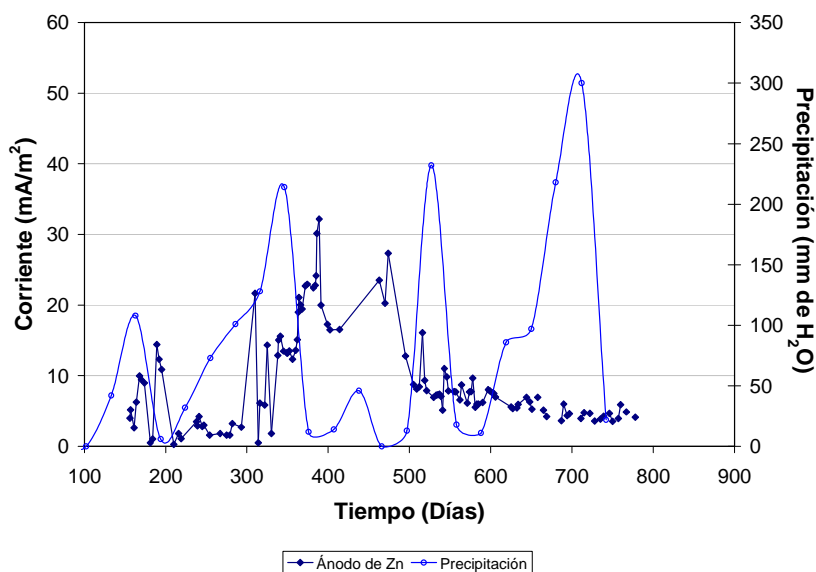


Figura 5.97. Corriente drenada por el ánodo de cinc a las barras en las diferentes vigas de hormigón evaluadas

c. Velocidad de corrosión.- Otras de las mediciones realizadas a las vigas fueron las de velocidad de corrosión. Las Figuras 5.98, 5.101, 5.104 y 5.107, muestran la variación de la velocidad de corrosión de las barras, durante el tiempo de evaluación. Se observa disminución de la velocidad de corrosión con el tiempo ($4,5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ / $52,2 \mu\text{m}/\text{año}$ a $0,22 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ / $2,55 \mu\text{m}/\text{año}$) antes de la reparación. No obstante, estos valores indican que el acero se encuentra activo ($i_{\text{corr}} > 0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$). Las velocidades no se modificaron significativamente cuando se instalaron los ánodos, observando valores altos a lo largo del tiempo ($3,36 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ / $38,9 \mu\text{m}/\text{año}$ a $0,11 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ / $1,27 \mu\text{m}/\text{año}$), coincidiendo bajas velocidades de corrosión con las bajas precipitaciones y viceversa. Incluso los valores obtenidos justo después de la reparación son más altos que los tomados al poco tiempo antes de la reparación. Esto indica que los cambios observados se deben al cambio en las precipitaciones y no al efecto en la reparación con el ánodo. Lo cual demuestra una vez más, que estos ánodos no funcionan bajo estas condiciones.

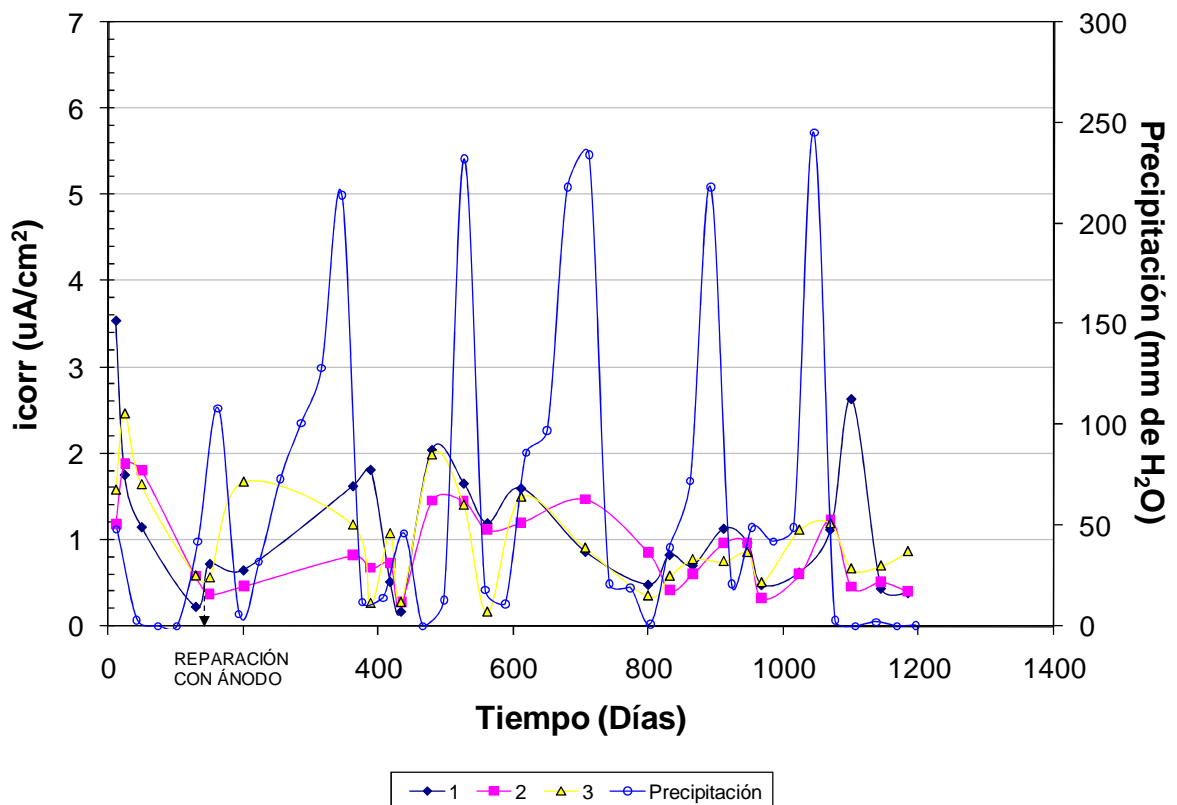


Figura 5.98. Velocidad de corrosión en las vigas reparadas con ánodos de cinc.
Barra Superior Derecha

EVALUACIÓN DE MICROSÍLICE EN LA REPARACIÓN DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO CONTAMINADO CON CLORUROS

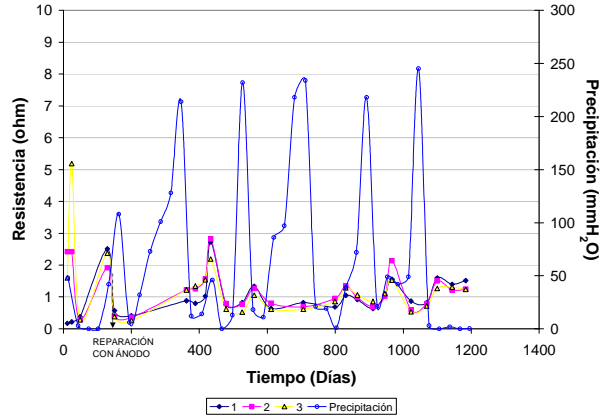
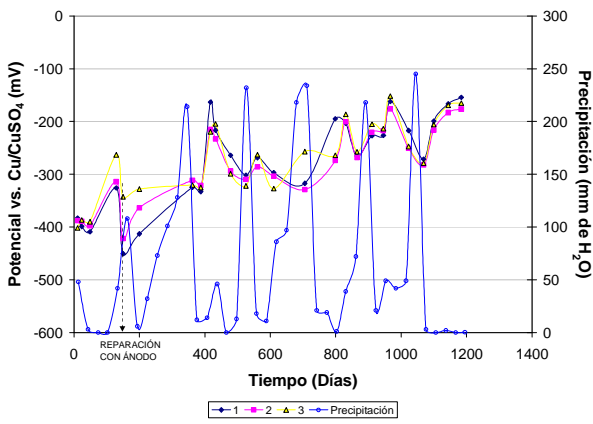


Figura 5.99. Potenciales medidos en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Superior Derecha

Figura 5.100. Resistencias medidas en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Superior Derecha

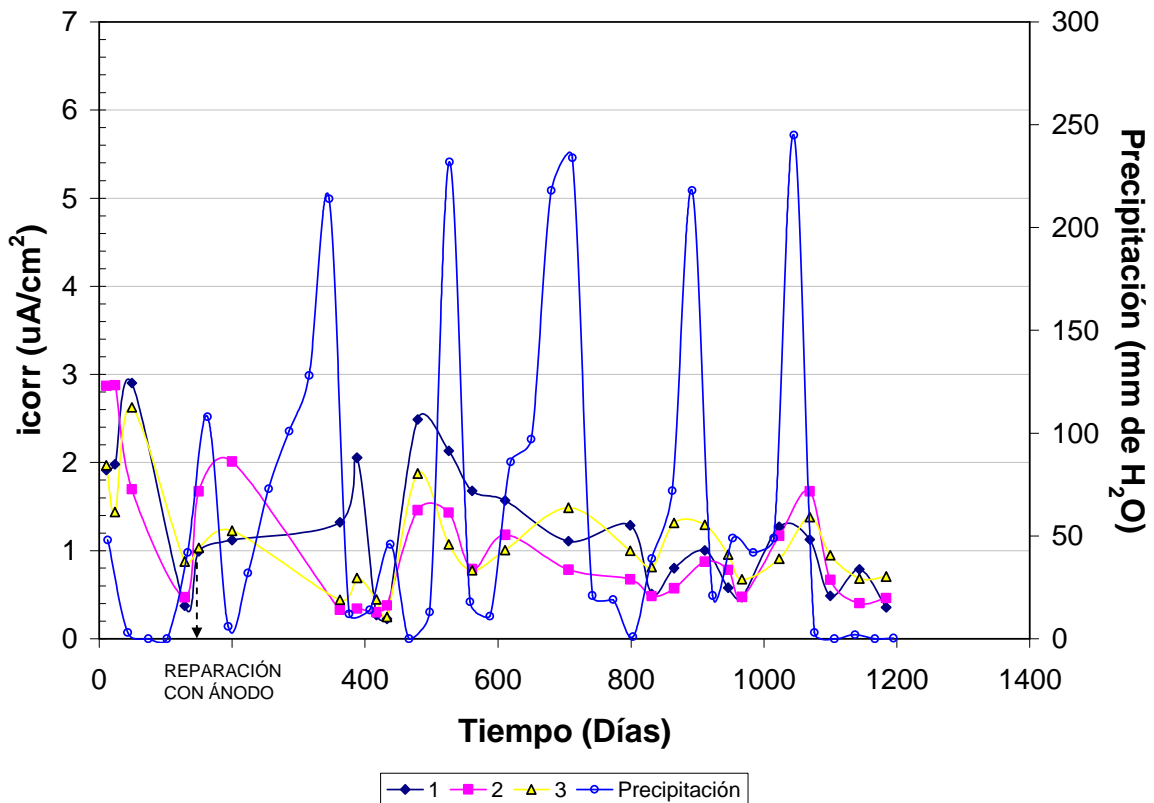


Figura 5.101. Velocidad de corrosión en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Superior Izquierda

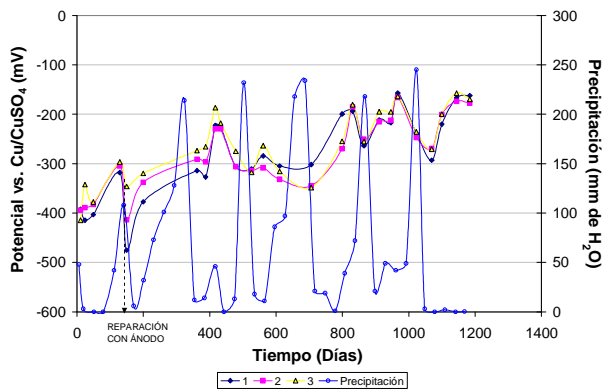


Figura 5.102. Potenciales medidos en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Superior Izquierda

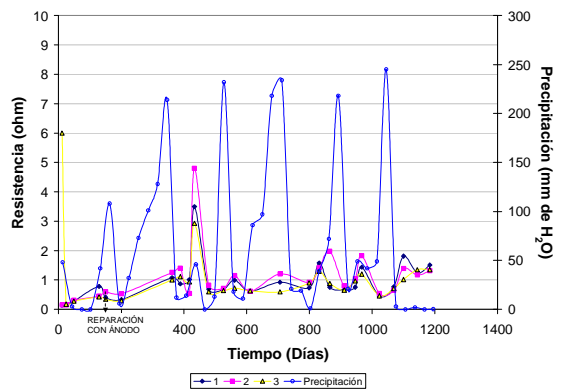


Figura 5.103. Resistencias medidas en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Superior Izquierda

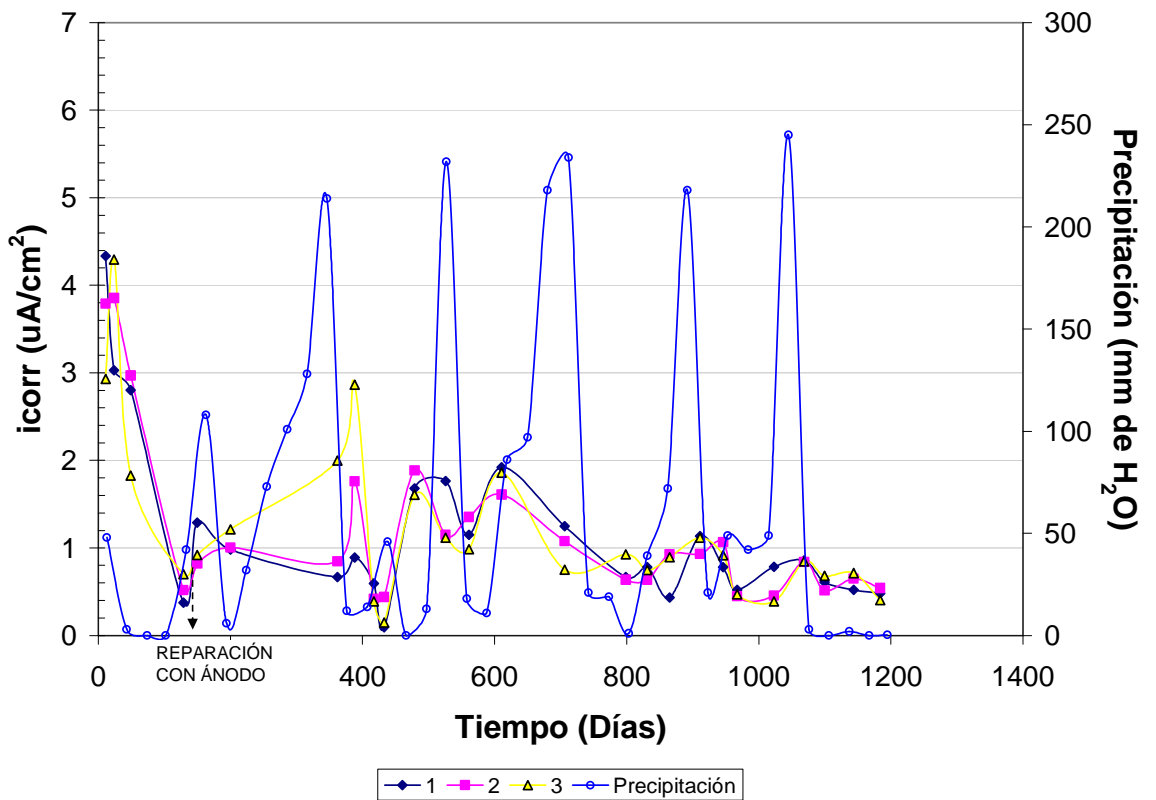


Figura 5.104. Velocidad de corrosión en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Inferior Derecha

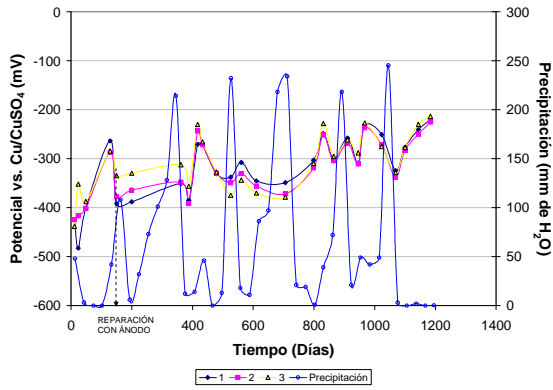


Figura 5.105. Potenciales medidos en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Inferior Derecha

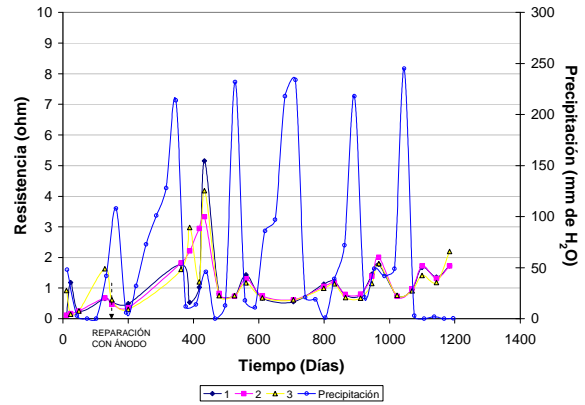


Figura 5.106. Resistencias medidas en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Inferior Derecha

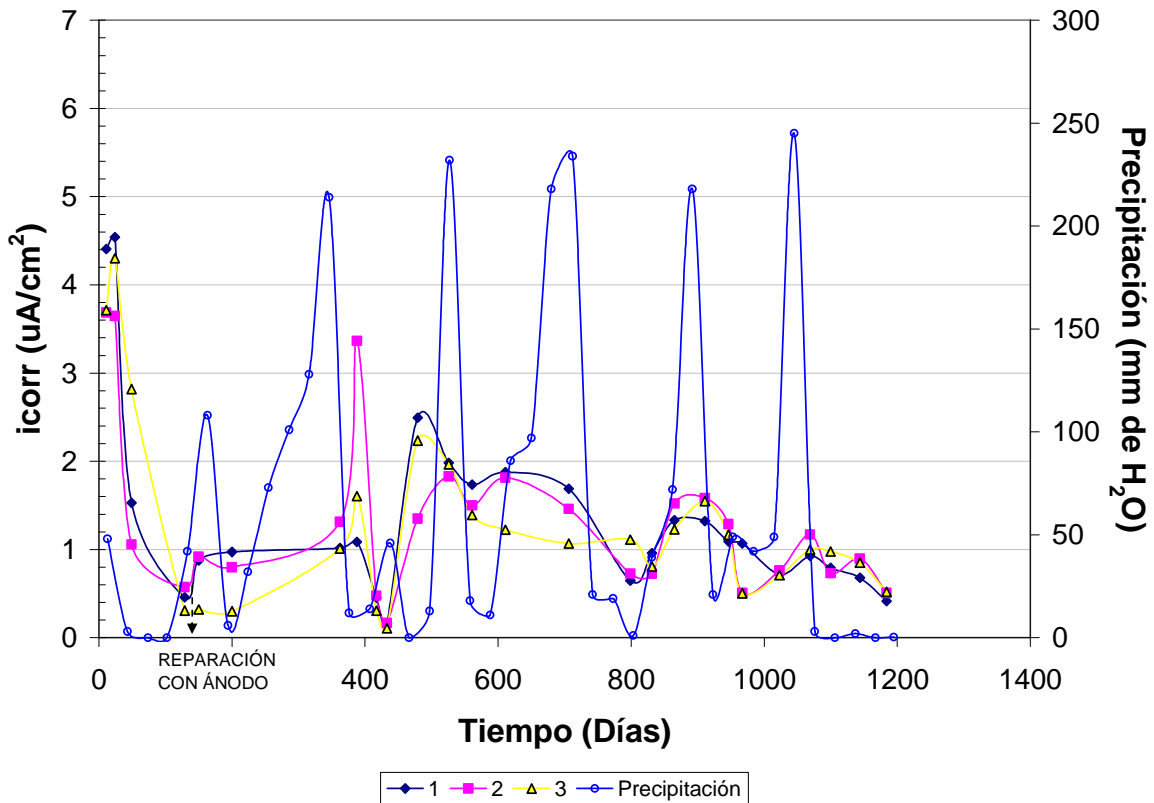


Figura 5.107. Velocidad de corrosión en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Inferior Izquierda

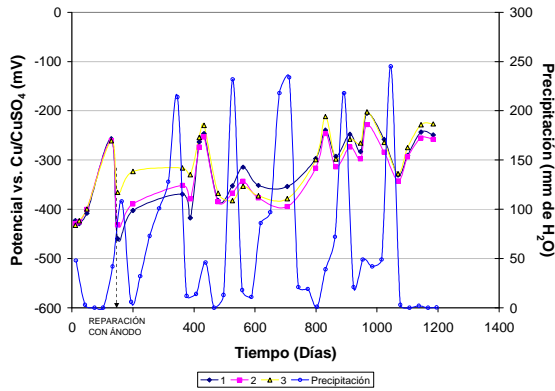


Figura 5.108. Potenciales medidos en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Inferior Izquierda

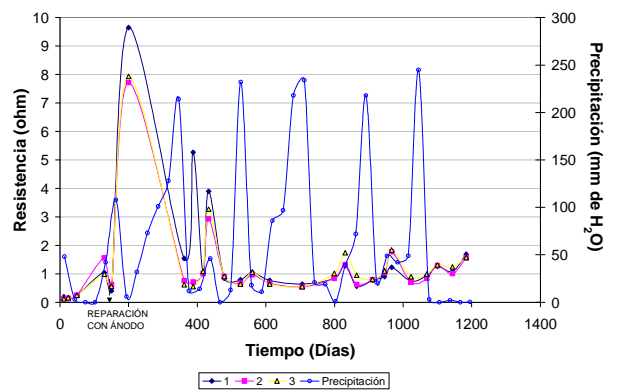


Figura 5.109. Resistencias medidas en las vigas reparadas con ánodos de cinc. Barra Inferior Izquierda

d. Despolarización de las barras.- En las Figuras 5.110 y 5.111 se muestran los potenciales de la despolarización de las barras superiores e inferiores de las vigas, medidas en los puntos 5 y 6, donde el potencial “Instant OFF” alcanza un valor similar al medido con el ánodo conectado, independientemente de la barra analizada. Luego de 4 horas de despolarización, se observa que no se cumple ninguno de los criterios establecidos por NACE (1990) para la protección catódica de la armadura ($E_{prot(OFF)} < -770 \text{ mV vs. Cu/CuSO}_4$ ó 100 mV de despolarización).

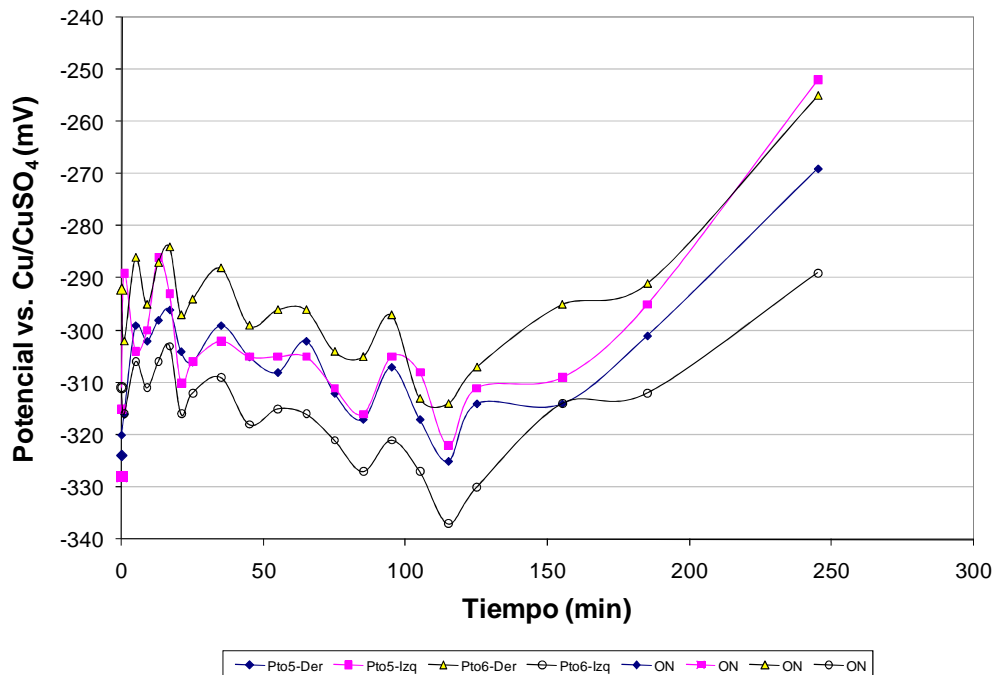


Figura 5.110. Potenciales de despolarización de los puntos 5 y 6. Barras Superiores.

Para las condiciones ambientales estudiadas, el acero no presentó protección cuando se conectó al ánodo embebido, independientemente de la distancia del ánodo. La pérdida de protección sobre la barra se manifestó en todas las vigas por fisuramiento sobre el hormigón (Figura 5.110), debido a la corrosión de la barra, después de aproximadamente 1,5 años de exposición.

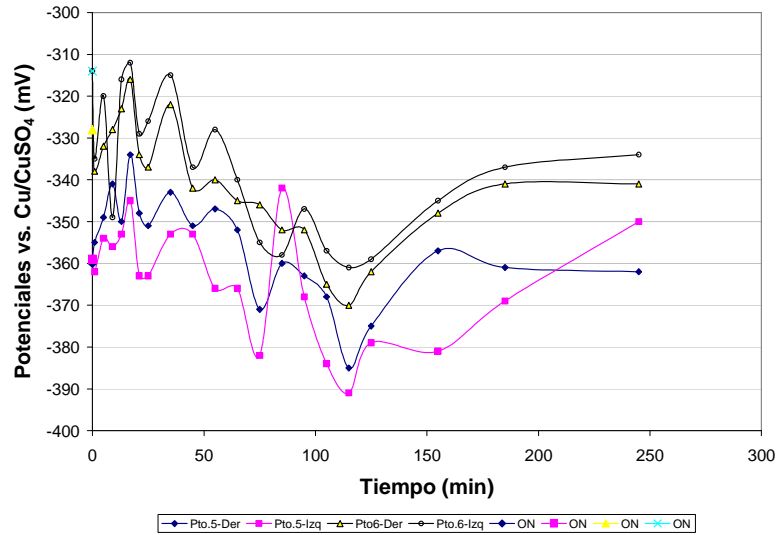


Figura 5.111. Potenciales de despolarización de los puntos 5 y 6. Barras Inferiores

5.4.3.2. Inspección visual de las vigas reparadas con ánodos de cinc.- Se realizó una inspección visual de las vigas de hormigón reparadas con ánodos de cinc (vigas # 1, 2, 3 y 5), a los 22 meses de la reparación, observando fisuras paralelas a las barras de refuerzo (Figura 5.112), indicando su actividad y corroborando la alta velocidad de corrosión medidas en ellas.

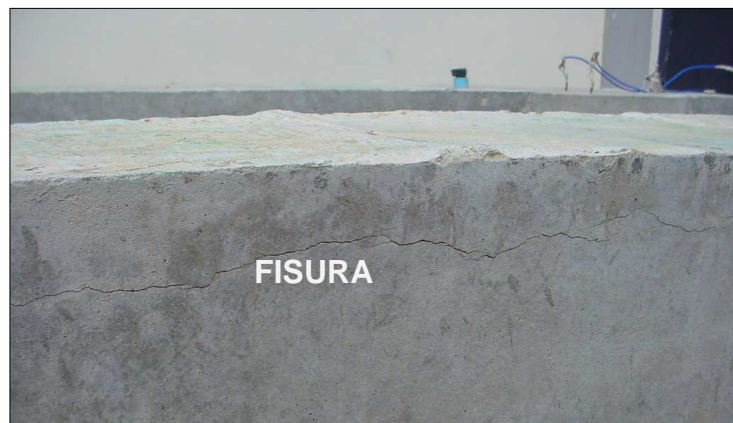


Figura 5.112. Vista de una de las vigas a los 22 meses de la reparación

5.4.4. EVALUACIÓN DE LAS VIGAS REPARADAS CON ÁNODOS DE ALUMINIO/CINC/INDIO

5.4.4.1. Evaluación electroquímica de las vigas

a. Potencial vs. tiempo.- Las Figuras 5.113-5.116 muestran el comportamiento de la armadura, antes y después de reparar con los ánodos de aleación de aluminio. Se observa que, al poco tiempo de fabricación de las probetas, los potenciales alcanzan valores cercanos a los -400 mV ya que, como se encuentran en período de curado y las probetas están saturadas de agua, no ha podido entrar el oxígeno para formar la capa pasiva. Como el hormigón tiene cloruros en su interior, los potenciales más positivos se sitúan en -200 mV aproximadamente. Antes de la primera reparación, la cual fue realizada a los 260 días de fabricación de las vigas, los potenciales se mantenían entre -200 y -300 mV. Después de la primera reparación se observa en las barras superiores de las vigas (Figura 5.113) un descenso en el potencial, alcanzando valores hasta -630 mV, para los puntos más cercanos al ánodo embebido (puntos 4, 5 y 6), y valores entre -300 y -400 mV para los puntos más alejados al ánodo (puntos 1, 2 y 3).

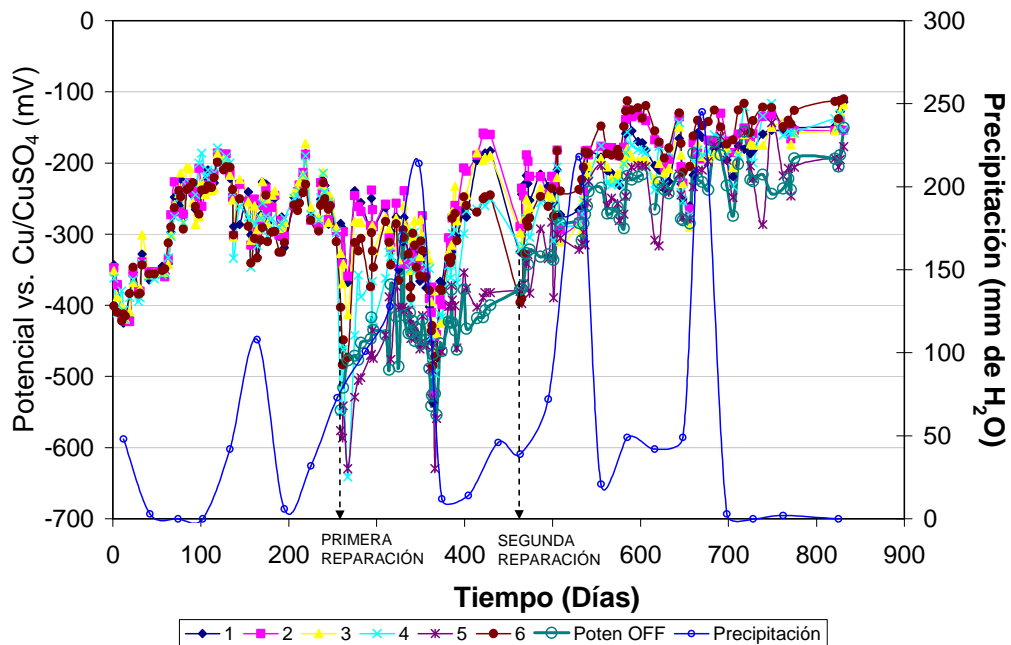


Figura 5.113. Potenciales de las vigas reparadas con ánodos de Al/Zn/In.

Barra Superior Derecha

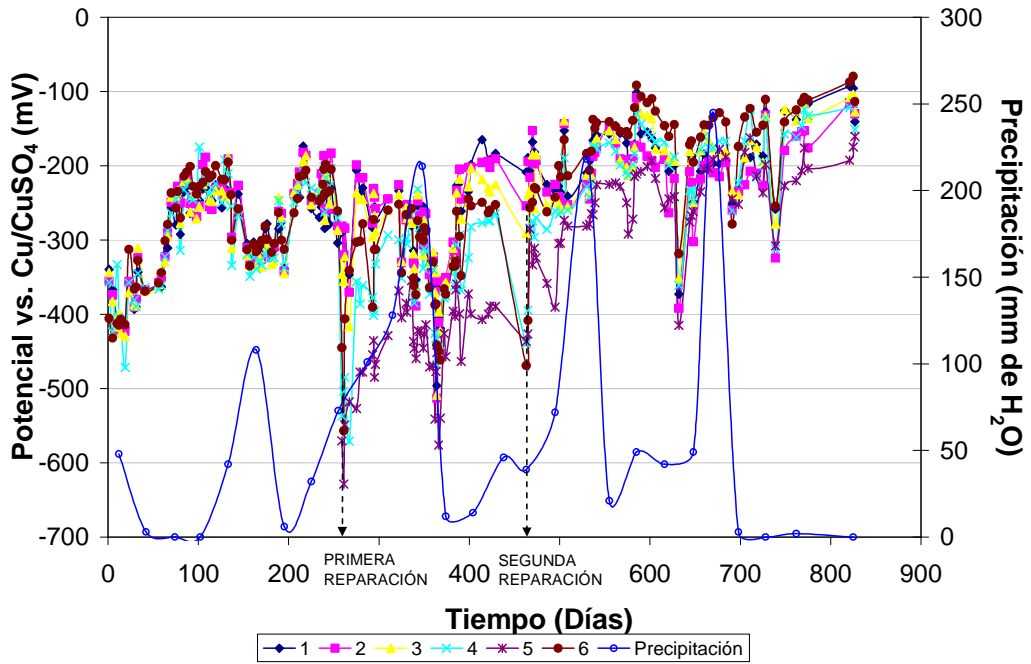


Figura 5.114. Potenciales de las vigas reparadas con ánodos de Al/Zn/In. Barra Superior Izquierda

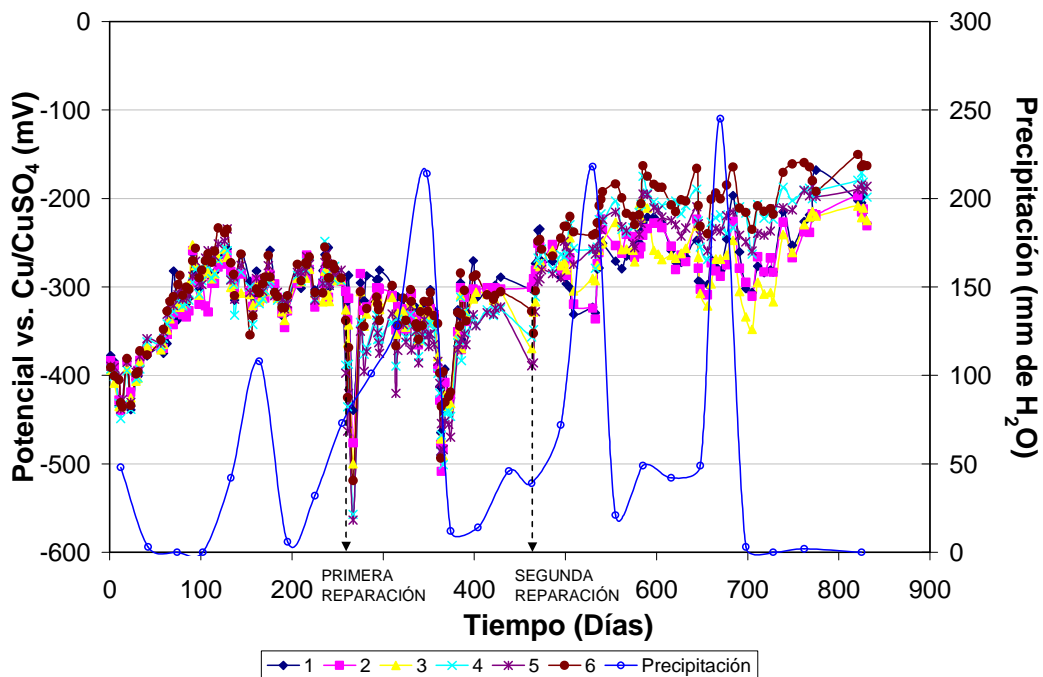


Figura 5.115. Potenciales de las vigas reparadas con ánodos de Al/Zn/In. Barra Inferior Derecha

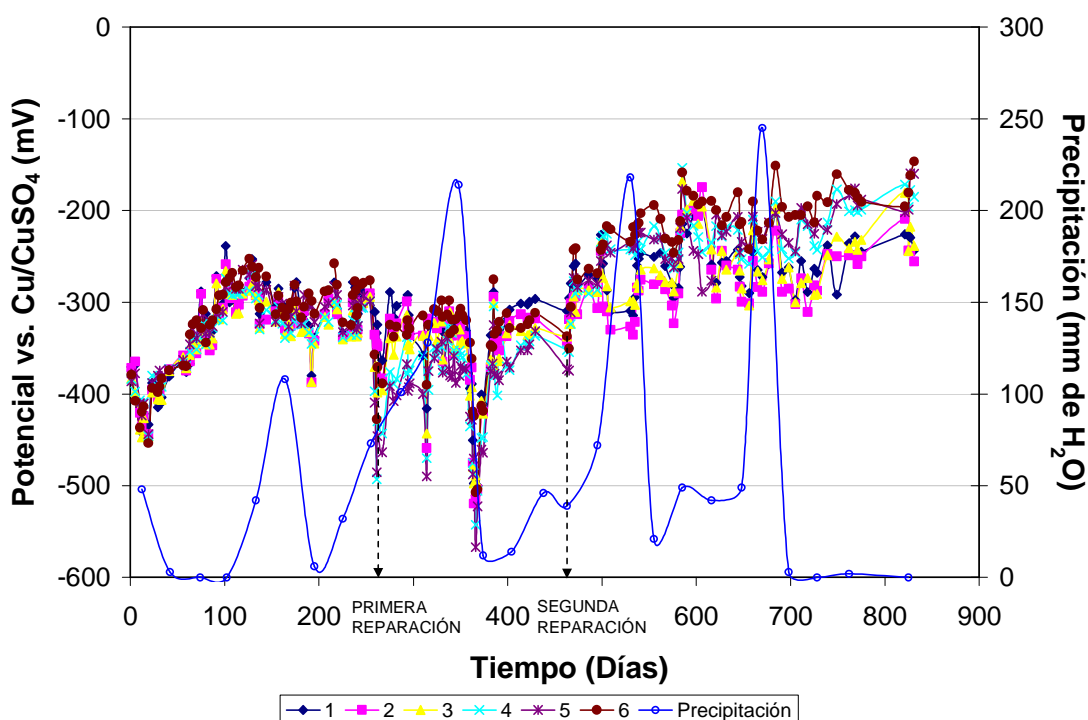


Figura 5.116. Potenciales de las vigas reparadas con ánodos de Al/Zn/In.
Barra Inferior Izquierda

En las Figuras 5.115 y 5.116 (barras inferiores) no se observa una marcada diferencia de potencial entre las curvas más cercanas al ánodo (4, 5 y 6) y las más alejadas (1, 2 y 3), como ocurre con las barras superiores, lo cual se espera ya que el ánodo está más cercano a las barras superiores.

Al analizar las Figuras 5.113-5.116, se observa que el ánodo de aluminio/cinc/indio, no está protegiendo, ni a lo largo de la barra ni a las barras inferiores. Y en el punto más cercano al ánodo de las barras superiores disminuye el potencial pero sin alcanzar valores de protección (< -750 mV vs. Cu/cuSO₄).

A los siete meses de la reparación de las vigas, éstas presentaban fisuramiento severo, por lo que se decidió repararlas por segunda vez con otro tipo de ánodo (Figura 4.8). Como se observa en las Figuras 5.113-5.116, este ánodo no polarizó la barra, ni siquiera en el momento en que se realizó la reparación. El potencial se

mantuvo aproximadamente entre -200 mV a -300 mV, por lo que tampoco protegió galvánicamente a las barras.

En la Figura 5.113 se muestra el potencial "OFF" medido en la zona más cercana al ánodo (punto 5), y no se observaron cambios significativos de potenciales de la barra con respecto a los potenciales "ON".

Al igual que en las vigas reparadas con ánodos de cinc, se midió el potencial de la barra a 1 cm de distancia, coincidiendo con los potenciales medidos a 2,5 cm de distancia de la barra (recubrimiento de hormigón), demostrando que la caída óhmica, no estaba influyendo en la medición de potenciales.

b. Drenaje de corriente.- La Figura 5.117 muestra la salida de corriente de los dos tipos de ánodos utilizados en las reparaciones realizadas en las diferentes vigas evaluadas (vigas 4 y 6) a lo largo del tiempo.

En esta figura se observa que el ánodo utilizado en la primera reparación aumenta su flujo de corriente a medida que aumentan las precipitaciones, coincidiendo esto con los valores más negativos de potenciales en las barras en las zonas muy cercanas al ánodo (-440 mV vs. Cu/CuSO₄ / Figura 5.113-5.116), pero sin alcanzar los niveles de protección requeridos (Nace RP0290, 1990).

Estas corrientes varían entre 0,80 mA/m² y 13,23 mA/m², alcanzando valores muy puntuales de hasta 34 mA/m². Durante la segunda reparación se observan datos entre los 0,90 mA/m² - 2,75 mA/m², con un valor puntual de 26 mA/m², polarizando a las barras de acero a valores entre -400 mV para los puntos cercanos al ánodo (puntos 5 y 6) y -200 mV para los puntos más alejados (puntos 1-3), por lo que no es suficiente para polarizar al acero a niveles de protección, ni siquiera en zonas cercanas al ánodo.

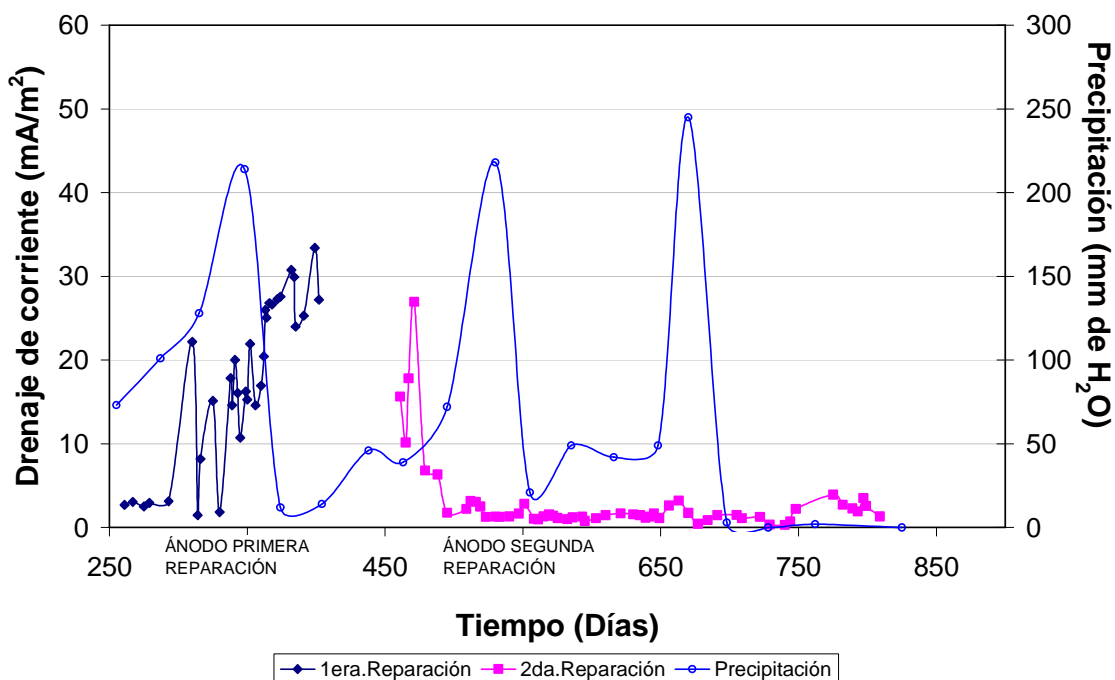


Figura 5.117. Corriente drenada por los ánodos de aluminio/cinc/indio a las barras en las reparaciones realizadas a las vigas de hormigón evaluadas

c. Velocidad de corrosión.- La velocidad de corrosión de las barras de acero de las vigas se muestra en las Figuras 5.118, 5.121, 5.124 y 5.127. Se observa una disminución de la velocidad de corrosión antes de la reparación en valores entre $5 \mu\text{A}/\text{cm}^2/58 \mu\text{m}/\text{año}$ y $0,76 \mu\text{A}/\text{cm}^2/8,81 \mu\text{m}/\text{año}$, indicando todos estos valores actividad de la armadura ($i_{\text{corr}} > 0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$). Después de la reparación con el ánodo, se observan modificaciones en la velocidad de corrosión ($4 \mu\text{A}/\text{cm}^2/46,4 \mu\text{m}/\text{año}$ a $0,38 \mu\text{A}/\text{cm}^2/4,40 \mu\text{m}/\text{año}$), coincidiendo las bajas velocidades de corrosión con las bajas precipitaciones y viceversa, comportándose, desde el punto de vista de la protección la galvánica a la armadura, igual que en la reparación con ánodos de cinc. No obstante, las fisuras observadas se deben a los productos de corrosión de este ánodo, posiblemente debido a que éstos contienen Mg, pues, como fue demostrado en investigaciones anteriores (Troconis *et al.*, 1986; Troconis *et al.*, 1997), el ánodo de Al/Zn/In no debería causar este problema.

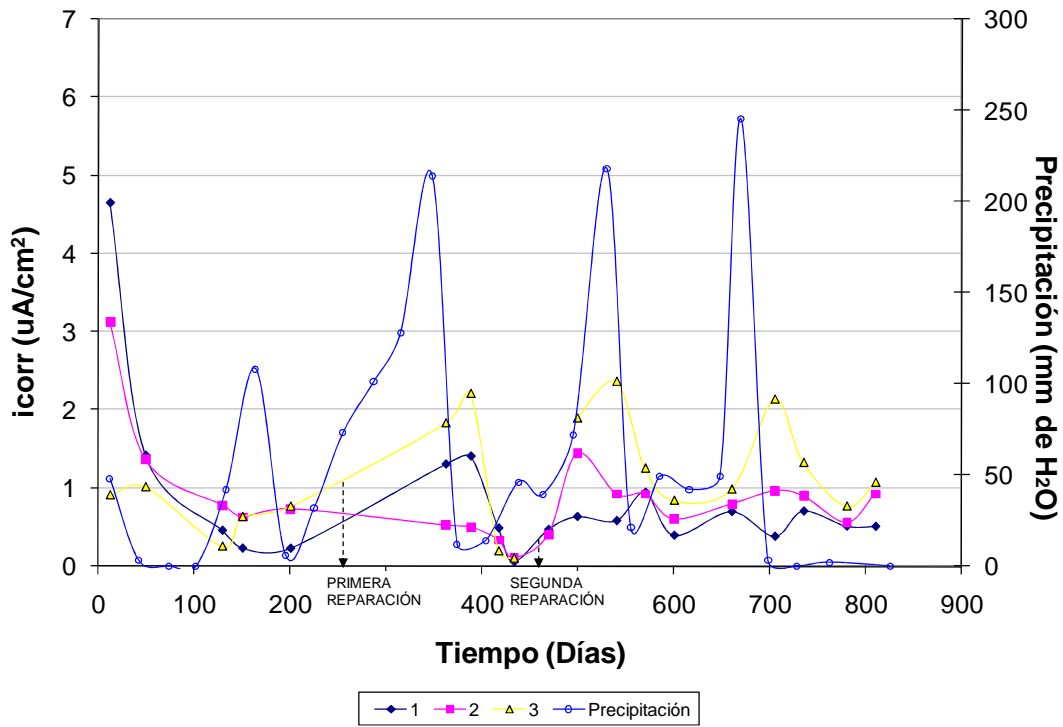


Figura 5.118. Velocidad de corrosión en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Superior Derecha

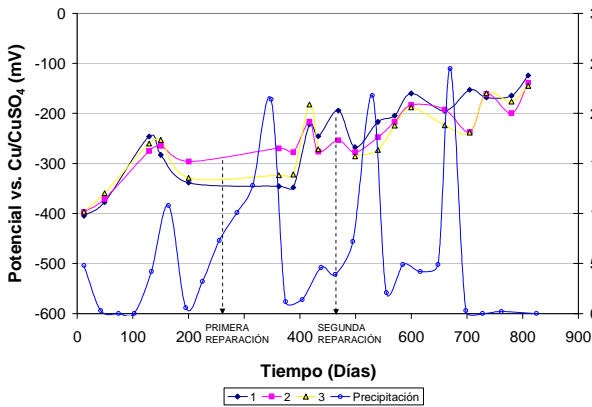


Figura 5.119. Potenciales medidos en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Superior Derecha

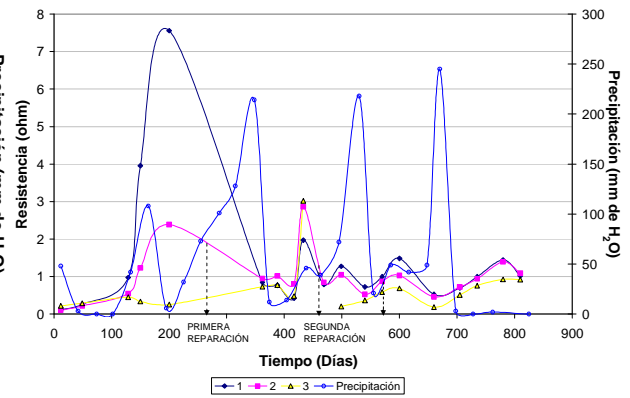


Figura 5.120. Resistencias medidas en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Superior Derecha

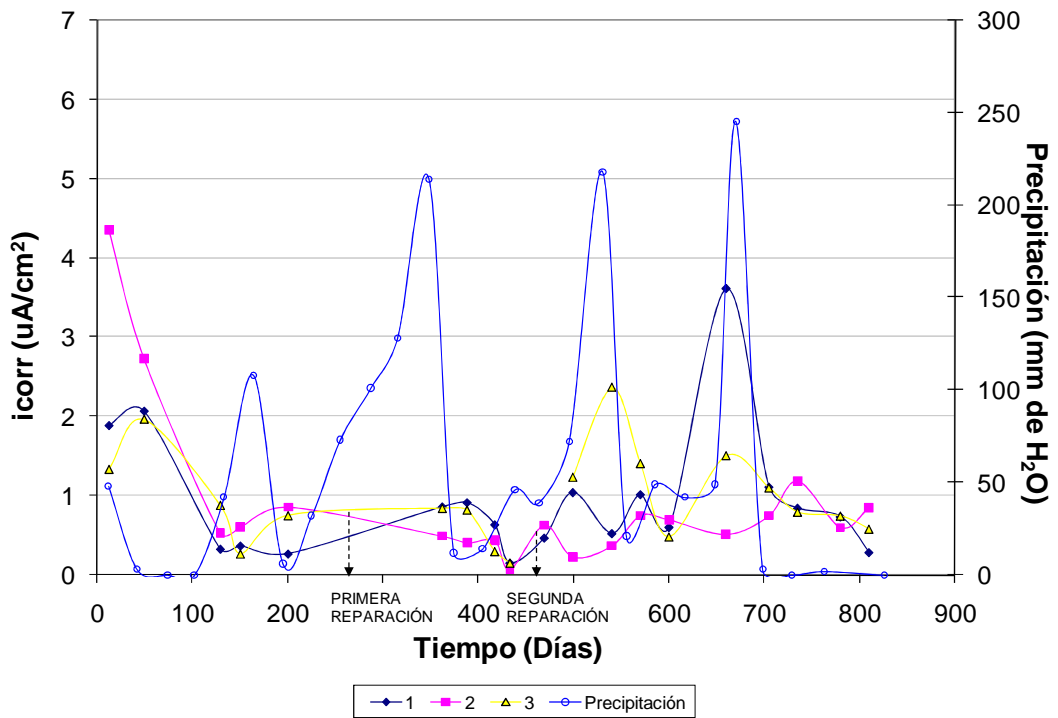


Figura 5.121. Velocidad de corrosión en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Superior Izquierda

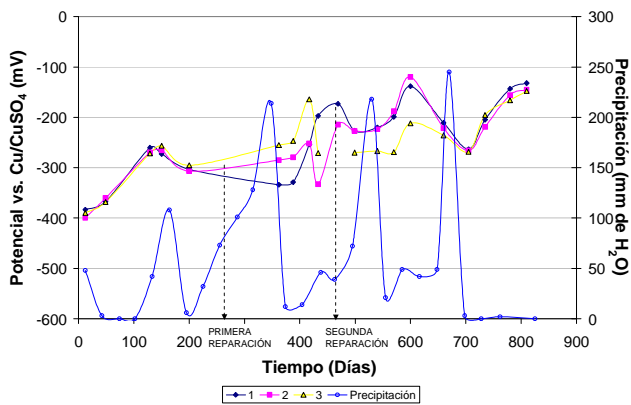


Figura 5.122. Potenciales medidos en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Superior Izquierda

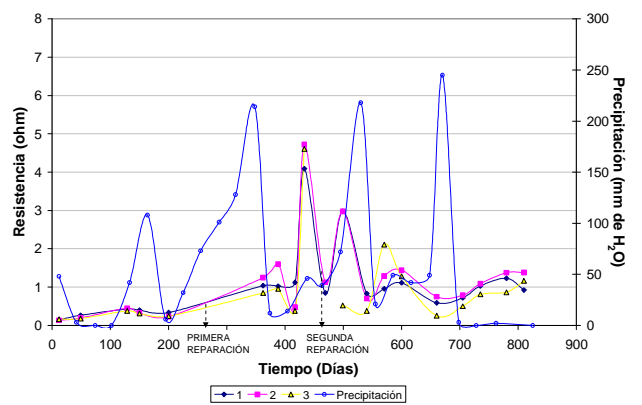


Figura 5.123. Resistencias medidas en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Superior Izquierda

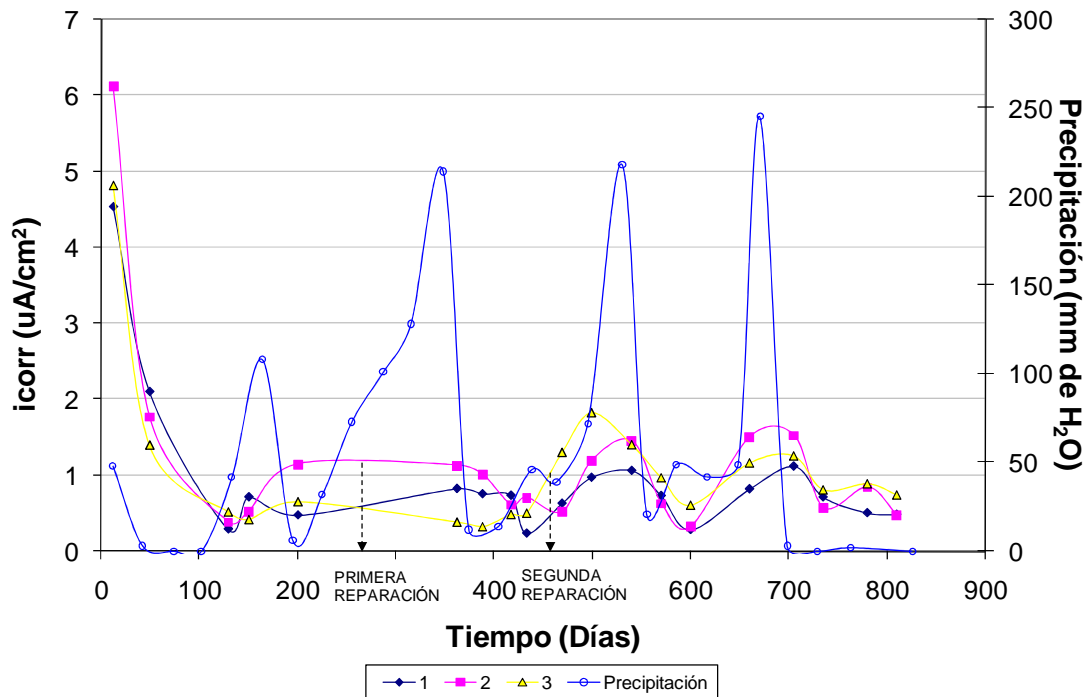


Figura 5.124. Velocidad de corrosión en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Inferior Derecha

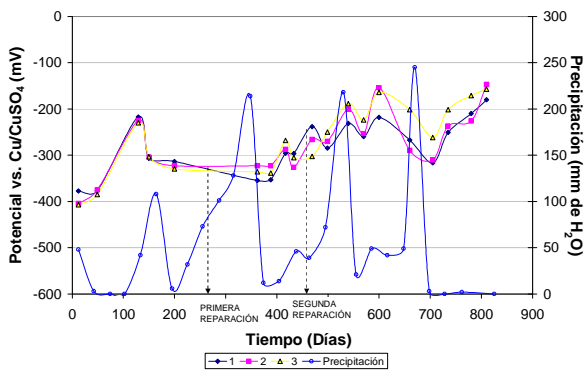


Figura 5.125. Potenciales medidos en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Inferior Derecha

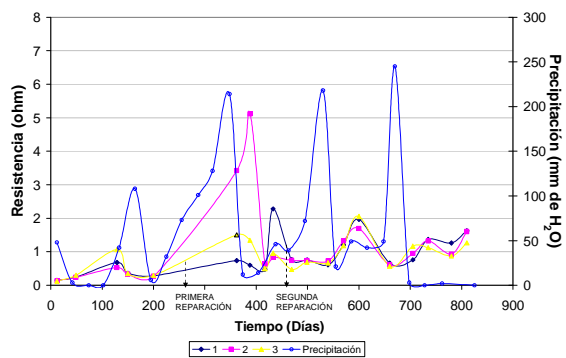


Figura 5.126. Resistencias medidas en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Inferior Derecha

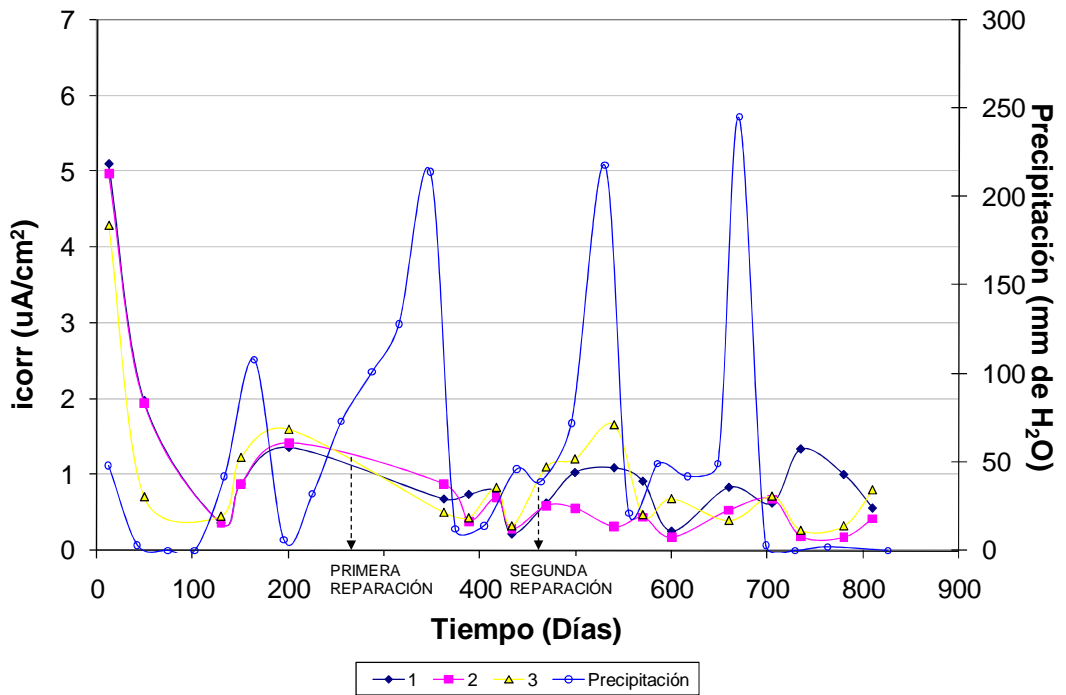


Figura 5.127. Velocidad de corrosión en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Inferior Izquierda

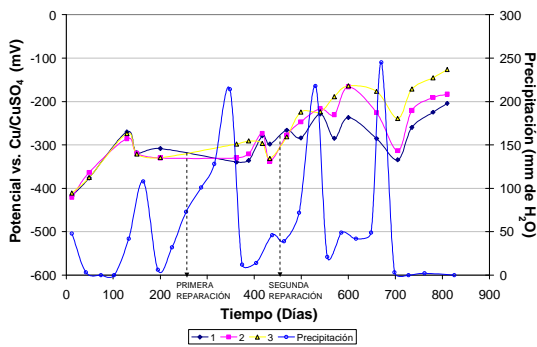


Figura 5.128. Potenciales medidos en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Inferior Izquierda

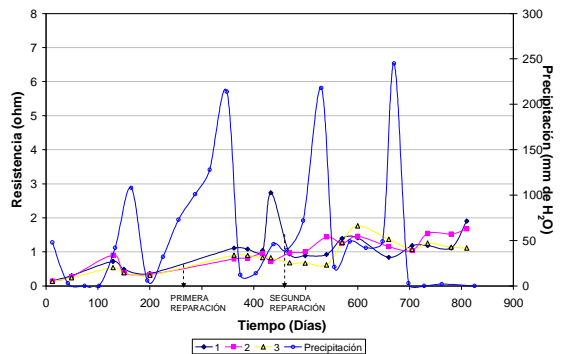


Figura 5.129. Resistencias medidas en las vigas reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio. Barra Inferior Izquierda

5.4.4.2. Inspección visual de las vigas.- Se realizó una inspección visual de las vigas de hormigón reparadas con ánodos de aluminio/cinc/indio, observándose que la zona donde se realizó la reparación comenzó a presentar fisuras a los 3 meses de realizada (Figura 5.130).

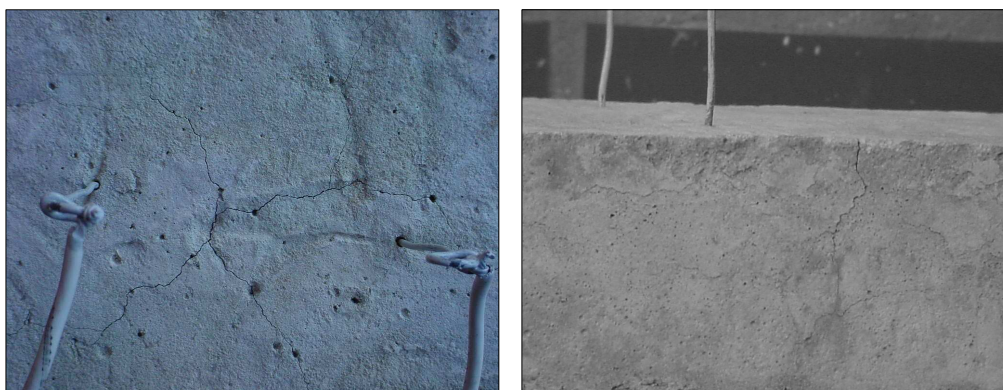


Figura 5.130. Vista superior y lateral de fisuras en la viga, a los 3 meses de la reparación

Estas vigas fueron inspeccionadas nuevamente a los 3 meses de su primera inspección, presentando fisuración más severo (Figura 5.131), por lo que se decidió realizar una nueva reparación con un ánodo de aluminio/cinc/indio de composición diferente al evaluado (Tabla 4.8).



Figura 5.131. Vista superior de fisuras de la viga a los 6 meses de la reparación

Como se observa en la Figura 5.131, las fisuras se dieron a lo largo de la viga una extensión de 60 cm aproximadamente. También se observan fisuras en los bordes de la reparación, traspasando la zona que había sido reparada (Figura 5.132).



Figura 5.132. Vista lateral de fisuras de las vigas reparadas con ánodos de Al/Zn/In

En la Figura 5.133 se observa que el daño se presenta en el hormigón que está sobre el ánodo de sacrificio embebido, lo que hace pensar que se han formado productos de corrosión voluminosos que fisuran al hormigón debido a su baja resistencia a la tracción.

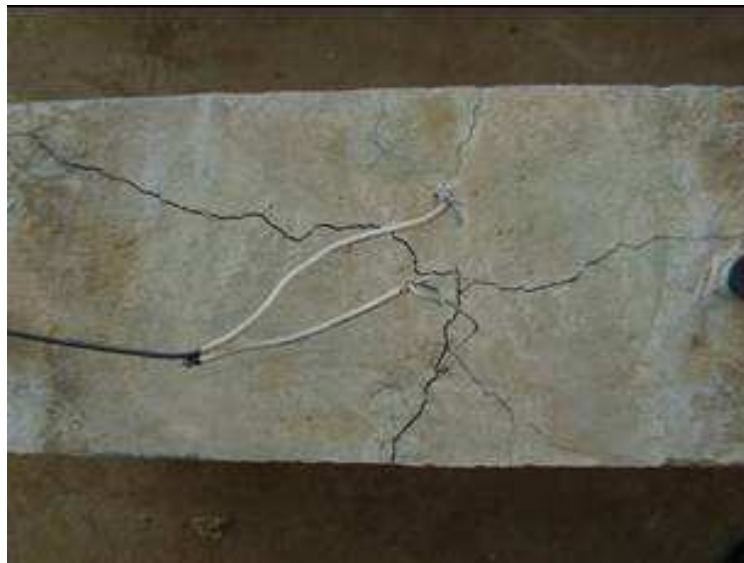


Figura 5.133. Fisuramiento crítico en viga reparada

Es posible que esta fisuración se deba a que el ánodo de aluminio posea otros elementos aleantes, como el magnesio, que en Venezuela se usa para este tipo de aleaciones, pero para ser utilizados en otras aplicaciones. Es importante indicar que los ánodos de Al/Zn/In (sin Mg) ya han sido probados en el Centro de Estudios de Corrosión dando buenos resultados (Troconis *et al.*, 1986; Troconis *et al.*, 1997).

Al remover el ánodo de aluminio/cinc/indio se observó que en su parte inferior se había formado un producto de color blanco (Figura 5.134), tanto en el hormigón que lo cubría como sobre el ánodo (Figuras 5.135).



Figura 5.134. Zona de hormigón donde se encontraba embebido el ánodo



Figura 5.135. Ánodo de aluminio/cinc/indio después de su remoción

Al descubrir las barras mostradas en la Figura 5.136 se observaron signos de corrosión uniforme, por lo que se supone que debieron corroerse por el ingreso más

fácil de contaminantes a través de las fisuras existentes en la parte superior del hormigón.



Figura 5.136. Barra de acero con daños por corrosión de la armadura

Se realizó prueba de carbonatación con fenolftaleína la cual dio negativa, debido al ambiente de exposición al cual están expuestas las vigas. Además, como el hormigón está contaminado con cloruros prevalece este tipo de daño (Figura 5.137).



Figura 5.137. Prueba de carbonatación

5.4.4.3. Evaluación del ánodo de sacrificio por microscopía electrónica de barrido.- Se analizó por medio de microscopía electrónica de barrido el producto blanco encontrado sobre los ánodos removidos de las vigas de la primera reparación con ánodos de Al/Zn/In. Según el análisis elemental realizado se observó un alto porcentaje de aluminio, seguido por una pequeña cantidad de cinc, lo que concuerda con la composición del ánodo de sacrificio. La Figura 5.138 muestra que esta aleación contiene magnesio en su composición, pero en concentraciones muy pequeñas (se enmascara por el alto contenido de aluminio). El resto de los elementos no se detectan mediante EDS (Energy Dispersive Spectroscopy) por estar en concentraciones por debajo de los límites detectables por el equipo.

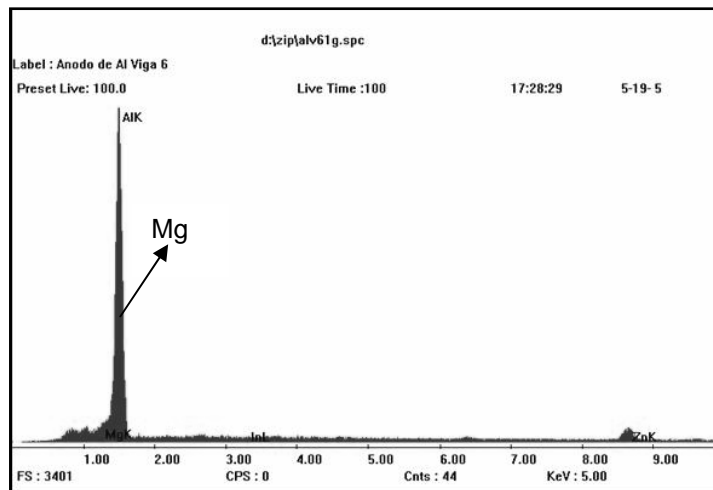


Figura 5.138. Análisis elemental de productos sobre ánodos de aluminio/cinc/indio

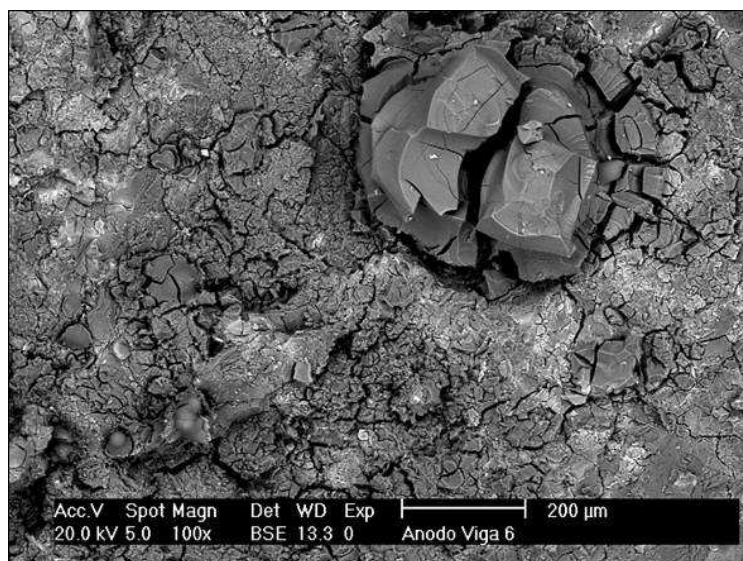


Figura 5.139. Fotografía en MEB del ánodo de aluminio/cinc/indio

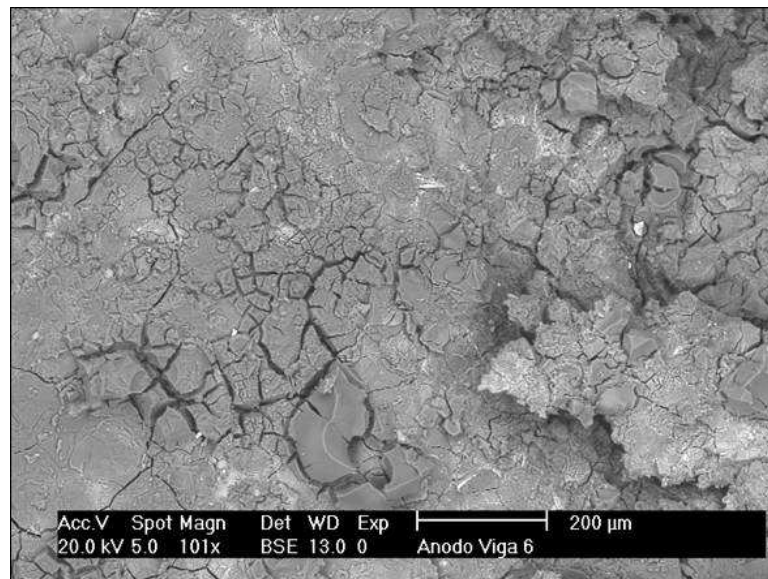


Figura 5.140. Fotografía en MEB del ánodo de aluminio/cinc/indio

Las Figuras 5.139 y 5.140, muestran los productos de corrosión de los ánodos de aluminio/cinc/indio, observando morfología tipo “fango”, típica de la corrosión del aluminio.

CONCLUSIONES

1. La microsílíce mejora las propiedades relacionadas con la durabilidad de las mezclas de mortero, tanto si se utiliza sola como si se mezcla: en bajos contenidos con altos contenidos de ceniza volante, o viceversa (alto contenido de microsílíce con bajos contenidos de ceniza volante).
2. La mezcla más adecuada para realizar la reparación localizada de vigas fisuradas por corrosión de la armadura resultó ser la de 15 %p/p de microsílíce sin ceniza volante. Este diseño no solo mejoró considerablemente las propiedades físicas, mecánicas y electroquímicas del mortero convencional (relación a/c igual a 0,58), sino que también resultó ser un diseño más económico.
3. Al trabajar con relaciones a/c bajas (menor o igual a 0,4), en ambientes tropicales como el de Venezuela, no se deben utilizar altos contenidos de microsílíce, siendo el 10 %p/p un contenido suficiente y adecuado para garantizar una alta durabilidad.
4. En este estudio se determinó que, independientemente del contenido de ceniza volante y de microsílíce, para activar a la armadura en este ambiente tropical, se necesitan más de 4.000 ppm de cloruros libre en base al contenido de cemento.
5. Las vigas sin contaminación inicial de cloruros y con precarga aplicada presentaron fisuras por flexión menores de 0,15 mm, las cuales, según los parámetros electroquímicos, no potenciaron la corrosión de la armadura durante el tiempo de exposición evaluado.
6. Cuando la corrosión de la armadura es leve a moderado (i_{corr} entre 0,1 y 0,2 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$), el efecto de la precarga no afecta su comportamiento mecánico.
7. Los valores de carga máxima de fluencia más bajos corresponden a la serie de vigas precargadas, sin reparar y contaminadas con cloruros, con una pérdida de resistencia del 20,3 % respecto a las vigas patrón.

8. A los 28 días de realizada la reparación, las vigas con la armadura corroída, precargadas o no, presentaron carga máxima de fluencia similar entre ellas y, a pesar de no alcanzar la resistencia de las vigas patrón, ésta fue mayor que la de las vigas no reparadas, indicando que la reparación influye positivamente (pérdida de resistencia sólo del 12,2 %).
9. A los 5 meses de la reparación, las vigas con armadura corroída y sin aplicación de precarga mantuvieron su carga resistente de forma similar a las vigas patrón (pérdida de resistencia = 1,1 %). Por el contrario, las vigas en condiciones similares pero en condición de precarga reportaron una pérdida de resistencia igual a 10,6 %.
10. Aun cuando la reparación con mortero desde el punto de vista mecánico fue exitosa, los resultados electroquímicos muestran que la corrosión continuará si el hormigón ya está contaminado con iones cloruros, incluso podría potenciar la corrosión de las barras cercanas a la reparación.
11. Las vigas reparadas fueron más flexibles que las vigas corroídas sin reparar, permitiendo deflexiones mayores en la zona elástica ($\Delta y > 0,26$ mm), independientemente del tiempo que llevaban reparadas (28 días ó 5 meses).
12. En corrosión natural, para obtener un determinado ancho de fisura, se necesita menor pérdida de material por corrosión cuando las vigas están cargadas que sin carga aplicada.
13. Los ánodos de cinc y de aluminio/cinc/indio utilizados en la reparación localizada de las vigas, no protegieron galvánicamente a las barras de acero en ambientes marinos con humedad relativa y temperatura promedio anual de 77 % y 28 °C, respectivamente.
14. Los ánodos de cinc localizados, utilizados en la investigación, aun cuando inicialmente mostraron activación, luego de aproximadamente dos años de exposición se pasivaron.

15. Los ánodos de aluminio/cinc/indio, aun cuando se mantuvieron activos durante el tiempo de exposición, no protegieron a la armadura.

16. La inclusión de ánodos localizados no mejora la reparación de estructuras de hormigón expuestas a la atmósfera, aun cuando estén contaminadas con cloruros.

17. En este estudio se determinó que, bajo las condiciones de estudio, ninguno de los dos métodos de reparación evaluados parecen no controlar la corrosión de las barras en las vigas de hormigón contaminadas con cloruro.

RECOMENDACIONES

1. Evaluar electroquímicamente por mayor tiempo las vigas reparadas con morteros con microsílíce (potenciales y velocidad de corrosión de la armadura), para observar el comportamiento de la armadura en las zonas reparadas y evaluar el incremento de actividad en las zonas adyacentes en el tiempo.
2. Evaluar mecánicamente la reparación de las vigas a mayor edad con el fin de determinar los valores alcanzados de carga máxima de fluencia, deflexión de la viga y energía de deformación, y de esta forma determinar si la capacidad de carga de las vigas reparadas se comportan como las vigas patrón.
3. Continuar la evaluación de las vigas sin contaminación inicial de cloruros (con y sin aplicación de precarga) para monitorear el momento en el que aparezcan fisuras paralelas a la armadura, y poder correlacionar estos datos con los obtenidos de las vigas fabricadas con hormigón contaminado con cloruro.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 201.2R (1992). ACI Committee 201. Guide to durable concrete. American Concrete Institute. Farmington Hills. Detroit, Michigan, USA.

ACI 222R (1996). Committee 222. Corrosion of metals in concrete. American Concrete Institute. Farmington Hills. Detroit, Michigan, USA.

ACI 224 (1992). American Concrete Institute. Farmington Hills. Detroit, Michigan, USA.

ACI 318R (1999). Committee 318. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-99) and commentary. American Concrete Institute. Farmington Hills. Detroit, Michigan.

ALONSO C., ANDRADE C., RODRÍGUEZ J., DIEZ J. (1998). "Factors Controlling Cracking of Concrete Affected by Reinforcement Corrosion". Materials and Structures. Vol. 31. pp. 435-441.

ALONSO C., CASTELLOTE M. AND ANDRADE C. (2000). Dependence of chloride threshold with the electrical potential of reinforcements. 2nd. International RILEM workshop on testing and modeling the chloride ingress into concrete. Paris, France. September.

ALONSO M. C. Y LUXÁN M. P. (1995). Aplicaciones de las Cenizas Volantes en el Campo de la Construcción. Experiencia Española. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. Madrid, España.

ANDRADE, C., ALONSO, M. C., RODRÍGUEZ, J., Y GARCÍA, M. (1996). "Cover cracking and amount of rebar corrosion: importance of the current applied accelerated tests," in Concrete Repair, Rehabilitation and Protection, eds, R.K. Dhir and M.R. Jones (London, UK: E&FN Spon, 1996), p. 263.

ARAUJO KELIS (1997). Efecto de los Iones Cloruro en la Corrosión de las Armaduras en Concreto Aditivado con Cenizas de "Fuel Oil". Tesis de Grado. L.U.Z.

BARKEY DALE (2004). "Corrosion of Steel Reinforcement in Concrete Adjacent to Surface Repairs". Materials Journal (ACI). Vol. 101. Issue 4. pp. 266 - 272.

BARRINGER, WILLIAM (1997). "Before Using Fly Ash". Concrete International. Vol. 19. No. 4.

BAYASI, ZIAD (1992). "Effects of Fly Ash on the properties of silica-fume concrete". Concrete International. Vol 14. No. 4.

BAYASI, ZIAD Y ZHOU, JING (1993). "Properties of Silica Fume Concrete and Mortar". ACI Materials Journal. Vol. 90. No. 4.

BERTOLINI LUCA, ELSENER BERNHARD, PEDEFERRI PIETRO, POLDER ROB (2004). Corrosion of steel in concrete. Prevention, Diagnosis, Repair. Wiley-CVH.

BRAVO J., SEIJAS E., CASAS C., Y TROCÓNIS DE RINCÓN O. (1994). "Estudio de las de la Cenizas de "Fuel Oil" como Aditivo del Concreto Armado Parte I: Evaluación de las Propiedades Físicas/Químicas y Corrosivas". Primer Congreso de Corrosión NACE Región Latinoamericana. Maracaibo, Venezuela.

BRAVO, JOSÉ Y SEIJAS, ENNY (1994). Estudio de las cenizas de "fuel oil" como aditivo del concreto armado. Parte I. Evaluación de las propiedades físicas, mecánicas y corrosivas. Trabajo Especial de Grado. Facultad de Ingeniería. LUZ. 1994.

BRESLER BORIS (1981). Concreto Reforzado en Ingeniería. Vol. I. Editorial Limusa. México.

BROOMFIELD JOHN (2007). Corrosion of steel in concrete. Understanding, Investigation and Repair. 2nd Edition.

CABRERA, J. G. (1996). "Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion," Cem. & Conc. Composites, 18, pp. 47-59.

CEB: Durable concrete structures. Design guide (1993). Bulletin d'information CEB n1 183, 1993.

CASTELLOTE M. Y ANDRADE C. TC 178-TMC: "Testing and Modelling Chloride Penetration in Concrete". Round-Robin Test on Chloride Analysis in Concrete. Part I: Analysis of Total Chloride Content. Procedure A3.

CASTELLOTE M. Y ANDRADE C. TC 178-TMC: "Testing and Modelling Chloride Penetration in Concrete". Round-Robin Test on Chloride Analysis in Concrete. Part II: Analysis of Total Chloride Content. Procedure B1.

COVENIN 0255 (2006). "Método de ensayo para determinar la composición granulométrica del agregado fino y grueso".

COVENIN 0263 (2008). "Método de ensayo para determinar el peso unitario del agregado".

COVENIN 0268 (1998). "Método de ensayo para determinar el peso específico y la absorción del agregado fino".

DECTER M. H. (1997). "Durable Concrete Repair. Importance of Compatibility and Low Shrinkage. Construction and Building Materials. Vol. 11. Issue 5-6. pp. 267 - 273.

DUMING, T. A. Y HICKS, M. C. (1991). "Using Microsilica to Increase Concrete's Resistance to Aggressive Chemicals". Concrete International. Vol. 13. No. 3.

EG & G PRINCETON APPLIED RESEARCH. Application Note AC-1. Basic of electrochemical impedance spectroscopy.

EHE, Instrucción de hormigón estructural (1999). Comisión Permanente del hormigón, Ministerio de Fomento, Madrid.

EN 206-1 (2000). Béton. Performances, production et conformité.

ESCAMILLA ALFONSO (2001). Corrosión de armaduras en estructuras de hormigón armado: causas y procedimientos de rehabilitación. Fundación Escuela de la Edificación. Madrid.

Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación (1993). ENV 1992-1-1.

FAGERLUND, G. (1986). On the Capilarity of Concrete. Nordic Concrete Research, No.1, Olso paper No.6.

FELIÚ SEBASTIÁN Y ANDRADE CARMEN (1989). Manual de Inspección de Obras Dañadas por Corrosión de Armaduras. Programa temático del Consejo Superior de Investigaciones Científicas “Corrosión y Protección de Materiales” y Subprograma “Corrosión de Armaduras”. España.

FELIU SEBASTIÁN, FELIU VICENTE (1985). Monografías del Instituto Eduardo Torroja de la construcción y del cemento. Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Madrid.

FERNÁNDEZ, RAFAEL (1981). Diseño de Mezclas de Concreto Utilizando Materiales de la Región. Proyecto CONDES 257-81. Maracaibo, Venezuela.

FRANCOIS R., ARLIGUIE G. (1991). “Concreto Reforzado: Correlación entre grietas y Corrosión”. ACI Special Publication. Vol. 126.

FREDERICK MERRITT (1999). Manual del Ingeniero Civil. Editorial Mc.Graw Hill. 4ta. Edición. ISBN 970-10-2251-3

FREDERIKSEN, JENS (2000). Chloride threshold values for service life design. 2nd. International RILEM workshop on testing and modeling the chloride ingress into concrete. Paris, France.

GALVASHIELD XP (2003). Embedded Galvanic Anode. Construction Innovation Forum.

GARCÍA RODRÍGUEZ, FELIPE (2006). Evaluación de Estructuras. Técnicas y Materiales para su Reparación. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. México.

GARCÍA, OCTAVIO (1998). Evaluación del uso del electrodo de referencia de grafito embebido en concreto. Trabajo de ascenso. Universidad del Zulia. Venezuela.

GEHO-CEB (1993). Recomendaciones y Manuales Técnicos. Estructura y Edificación (E-2). Durabilidad de Estructuras de Concreto. Guía de Diseño. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. I.S.B.N. 84-7493-183-5.

GLASS G. AND BUENFELD N. (1997). The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete. Corrosion Science. Vol. 39, No. 5. pp. 1001-1012.

GONZÁLEZ, JOSÉ A. (1989). Control de la Corrosión: Estudio y Medida por Técnicas Electroquímicas. Centro Superior de Investigaciones Científicas. Centro Nacional de Investigaciones Metalúrgicas. Madrid.

GU PING, BEAUDOIN J., TUMIDAJSKI P., MAILVAGANAM N. (1997). "Electrochemical Incompatibility of Patches in Reinforced Concrete". ACI. Vol. 19. Issue 8. pp. 68 - 72.

HELENE PAULO (1992). Manual para Reparo, reforco e Protecao de Estructuras de Concreto. Projeto de Divulgacao Tecnológica. FOSROC.

HELENE, PAULO (1997). Manual para reparación, refuerzo y protección de las estructuras de concreto. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (I.S.B.N. 968-464-005-6). México.

HERNÁNDEZ LÓPEZ, YOLANDA (2000). Trabajo de ascenso para optar a la categoría de profesor agregado de LUZ.

HERNÁNDEZ YOLANDA, DE RINCÓN OLADIS, FERNÁNDEZ RAFAEL, MORALES MANUEL, INCIARTE KARILÉ (2003). Comparación de la Corrosión del Refuerzo Utilizando Técnicas Electroquímicas y el Límite del Ión Cloruro. Conpat'2003. México.

ICRI. INTERNATIONAL CONCRETE REPAIR INSTITUTE. "Concrete Repair Terminology".

MANSFELD F (1993). Analysis and interpretation of EIS data for metals and alloys. Schlumberger, UK. Technical Report Number 26.

MANSFELD J, FERNANDEZ (1993). Corrosion Science. 34. 2105.

MANUEL FERNÁNDEZ CÁNOVAS (1994). Patología y terapéutica del hormigón armado. 3era. Edición. Colegio de Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.

MARÍN YENNY (1989). Evaluación del Uso y/o Reparaciones con Morteros de Polímeros para Estructuras de Concreto Armado. Tesis de Grado. L.U.Z.

MCDONALD D (2006). Electrochemical. Acta 51. 1376.

MILLER, JAMES Y FIELDING, DAVID (1997). "Durability by Admixture". Concrete International. Vol. 19. No. 4.

MILLER, JAMES Y FIELDING, DAVID (1997). "Durability by Admixture". Concrete International. Vol. 19. No. 4.

MORCILLO M., ALMEIDA M., FRAGATA F., PANOSSIAN Z. (2002). "Corrosión y Protección de Metales en las Atmósferas de Iberoamérica. Parte II. Protección

Anticorrosiva de Metales en las Atmósferas de Iberoamérica (Red Temática Patina, XV.D/CYTED). ISBN 84-930448-2-2. Madrid. España

MORCILLO M., ALMEIDA M., ROSALES B., URUCHURTU J., MARROCOS M. (1998). "Corrosión y Protección de los Metales en la Atmósfera de Iberoamérica. Parte I. Mapas de Iberoamérica de Corrosividad Atmosférica. (Proyecto Micat, XV.1/CYTED). ISBN 84-930448-1-4. Madrid. España

NACE INTERNATIONAL. TRAINING & CERTIFICATION (2004). LEVEL 2. Course Manual.

NACE RP0290 (1990). Cathodic Protection of Reinforcing Steel in Atmospherically Exposed Concrete Structures. Houston, TX. NACE.

NILSON ARTHUR (1999). Diseño de estructuras de concreto. Mc.Graw-Hill.

NORMA ACI 211.1 (1993). "Proporcionamiento de Mezclas. Concreto Normal, Pesado y Masivo".

NORMA ASTM C 109 (2007). "Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in or 50 mm Cube Specimens)".

NORMA ASTM C 1202 (1991). "Standard Test Method for Electrical Induction of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration".

NORMA ASTM C 150 (1996). "Standard Specification for Portland Cement".

NORMA ASTM C 230 (2008). "Standard Specification for Flow Table for Use in Test of Hydraulic Cement".

Norma ASTM C 876 (1995). Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete.

NORMA ASTM C 876 (1995). Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete.

NORMA ASTM C-1240 (1998). "Standard Specification for Silica Fume for Use as a Mineral Admixture in Hydraulic Cement Concrete, Mortar and Grout".

NORMA ASTM C-618 (1998). "Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Concrete".

NORMA ASTM D 512-89 (1994). "Standard Test Methods for Chloride Ion in Water".

OLADIS TROCONIS DE RINCÓN, ALEYDA ROMERO DE CARRUYO Y OCTAVIO GARCÍA (1986). "Protección Catódica por Anodos de Sacrificio en Estructuras de Concreto Reforzado". II Congreso Iberoamericano de Corrosión y Protección. Maracaibo, Venezuela.

OLADIS TROCONIS DE RINCÓN, DANIEL CONTRERAS, MIGUEL SÁNCHEZ, MATILDE FERNÁNDEZ DE ROMERO, JOSÉ BRAVO, OLEYDA MORÓN, CÉSAR VEZGA, RAFAEL FERNÁNDEZ, ALFREDO NAVARRO E ANTONIO SARCOS (2006). Avaliação/Reabilitação de estruturas em ambientes marítimos. Caso histórico: Ponte de Maracaibo. Corrosão e Protecção de Materiais. Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação, I.P.Vol.25, No.3, 69-102.

OLADIS TROCONIS DE RINCÓN, MATILDE F. DE ROMERO, ALEIDA R. DE CARRUYO, MIGUEL SÁNCHEZ, JOSÉ BRAVO (1997). Performance of sacrificial anodes to protect the splash zone of concrete piles. Materials and Structures/Matériaux et Constructions. Vol.30. pp 556-560.

OZYILDIRIM, CELIK Y HALSTEAD, WOODROW (1994). "Improved Concrete Quality with Combinations of Fly Ash and Silica Fume". Concrete International. Vol. 91. No. 6.

PAGE, CHRISTOPHER (2000). "Repair of Corroded Reinforcement in Concrete Using Sacrificial Anodes". Patent: No. 6022469.

PARSONS ROGER (1998). *Electroanalysis Chemical*. 452, 1-3

PAULO HELENE Y FERNANDA PEREIRA (2003). *Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón. Reparación, Refuerzo y Protección*. CYTED.

PAZ, GRACIANO (2003). *Construcción y evaluación de ánodos de sacrificio de aluminio para pilotes de concreto armado en ambientes salinos*. Trabajo especial de grado. Facultad de Ingeniería. LUZ. Maracaibo, Venezuela.

PEDEFERRI, P (1992). *Cathodic Protection of New Concrete Constructions*. Proc. Int. Conference on Structural Improvement through Corrosion Protection of Reinforced Concrete. Institute of Corrosion. London.

PORRERO JOAQUÍN, RAMOS CARLOS, GRASES JOSÉ, VELAZCO GILBERTO (2008). *Manual del concreto estructural*. SIDETUR. Caracas, Venezuela.

RAVINA, DAN (1995). "Slump Retention of Fly Ash Concrete with and without Chemical Admixtures". *Concrete International*. Vol. 17. No. 4.

RINCÓN, O., MORÓN, O., GARCÍA, C., ARRIETA, I., GARCÍA, D., MORALES, J. (2002). *Modelling of chloride ingress in the Lake Maracaibo Bridge*. Memorias del 15th. ICC. Granada, España.

RINCÓN, OLADIS, GOLDING, JORGE (1972). *Curso Básico de Protección Catódica*. ASVENCOR/NACE. Maracaibo, Venezuela.

RÍO O., ANDRADE C., IZQUIERDO D., ALONSO C. (2005). "Behavior of Patch Repaired Concrete Structural Elements Under Increasing Static Loads to Flexural Failure". *Journal Material in Civil Engineering*. Vol. 17. Issue 2. pp. 168 - 177.

RODRIGUEZ, J., ORTEGA, L. M. Y CASAL, J. (1996), " Load bearing capacity of concrete columns with corroded reinforcement," publicación presentada en SCI 4th international symposium on corrosion of reinforcement in concrete construction, Cambridge, UK.

RODRIGUEZ, J., ORTEGA, L. M. Y CASAL, J. (1997), "Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement," *Constr. and Build. Mats.*, 11, 4, pp. 239-248.

SAGÜES, A., KRANC, S.C., PRESUEL MORENO, F., REY, D., TORRES ACOSTA, A.A., YAO, L. (2001). "Corrosion Forecasting for 75 Year Durability Design of Reinforced Concrete. Final Report BA-502, University of South Florida.

SALAS ORLANDO, DE RINCÓN OLADIS, ROMERO NATHALIE, SÁNCHEZ MIGUEL, RINCÓN ALVARO, VALDIVIESO ANDRÉS, UZCATEGUI ADRIANA, MALDONADO LUIS (2008). "Behavior of Thermal-Sprayed Al, Zn and Zn/Al Coatings in Tropical Marine Environments". *Materials Performance*. Vol. 47. Number 11

T. DE RINCÓN OLADIS., RINCÓN ALVARO, MORÓN OLEYDA, VILLASMIL MAGLE AND FERNÁNDEZ RAFAEL (1996). "Use of Epoxy Portland Cement Mortars to Repair Reinforced Concrete Structures". *Materials Performance* Vol. 35. No. 10. NACE International, USA. pp 55-59

TACHIBANA, Y., MAEDA, K., KAJIKAWA, Y Y KAWUAMURA, M. (1990). "Mechanical behaviour of RC beams damaged by corrosion of reinforcement," en *Corrosion of Reinforcement in Concrete*, Eds. C.L. Page, K.W.J. Treadaway, P.B. Bamforth.

TORRES ACOSTA ANDRÉS, MARTINEZ MADRID MIGUEL (2003). Remaining Structural Capacity of Concrete Beams with Localized Corrosion of the Embedded Reinforcing Steel. *Materiales de Construcción*. Vol. 53, No. 271-272. pp.125-133.

TORRES ACOSTA ANDRÉS, MARTINEZ MADRID MIGUEL (2003). Residual Life of Corroding Reinforced Concrete Structures in Marine Environment. *Journal of Materials in Civil Engineering*.

TORRES ACOSTA ANDRÉS, NAVARRO GUTIERREZ SERGIO, TERÁN GUILLÉN JORGE (2007). Residual flexure capacity of corroded reinforced concrete beam. *Engineering Structures* 29. pp. 1145-1152.

TORRES ANDRÉS Y COLABORADORES (2002). Cambios en la Rigidez y Resistencia a la Flexión de Vigas de Concreto Dañadas por Corrosión del Refuerzo. Publicación Técnica No. 204. Instituto Mexicano del Transporte. ISSN 0188-7297. Querétaro, México.

TORRES ANDRÉS, FABELA MANUEL, HERNÁNDEZ JOSÉ, MARTINEZ MIGUEL, MUÑOZ ALEJANDRO (2003). Stiffness Loss of Concrete Beams due to Corrosion of the Reinforcing Steel. Corrosion 2003. Paper 03282. USA.

TORRES ANDRÉS, MARTINEZ MIGUEL (2001). Diseño de Estructuras de Concreto con Criterios de Durabilidad. Publicación Técnica No. 181. Instituto Mexicano del Transporte. ISSN 0188-7297. Querétaro, México.

TROCONIS DE RINCÓN O. AND CO-AUTHORS (2007). The effect of the marine environment on the reinforced concrete durability in iberoamerican countries: Duracon Project/Cyted. Corrosion Science. Vol. 49, 7. pp. 2832-2843.

TROCÓNIS DE RINCÓN OLADIS, HERNÁNDEZ YOLANDA, FERNÁNDEZ RAFAEL, MORALES MANUEL, INCIARTE KARILÉ. (2004). Comparison between chloride ion threshold and electrochemical measurements for reinforcement corrosion. RILEM Publications SARL.

TROCONIS DE RINCÓN, OLADIS (2002). Técnicas electroquímicas en la evaluación/rehabilitación del puente sobre el lago de Maracaibo. Tesis de grado para optar al título de doctor. Universidad de Los Andes, Venezuela.

TROCÓNIS DE RINCÓN, OLADIS, Y COLABORADORES. RED DURAR (1997). "Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Concreto Armado". ISBN 980-296-541-3. CYTED. Programa Ibero-Americano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo. Subprograma XV, Corrosión/Impacto Ambiental en Materiales. 1^{era}. Edición.

TROCONIS OLADIS, HERNÁNDEZ YOLANDA, FERNÁNDEZ RAFAEL, MORALES MANUEL, INCIARTE KARILÉ (2004). Comparison between chloride ion threshold and electrochemical measurements for reinforcement corrosion. RILEM Publications SARL. pp. 361-380.

TUUTTI K. (1982). Corrosion of Steel in Concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute. Sweden.

VAYSBURD, A. (2001). "Galvashield embedded galvanic anodes for repair of concrete. Concrete Innovations Appraisal Service (CIAS): CIAS REPORT: 01-1".

VIDAL T., CASTEL A., FRANCOIS R. (2004). "Analyzing Crack Width to Predict Corrosion in Reinforced Concrete. Cement and Concrete Research. Vol. 34. Issue 1. pp. 165 - 174.

VIDAL T., CASTEL A., FRANCOIS R. (2007). "Corrosion Process and Structural Performance of a 17 Year Old Reinforced Concrete Beam Stored in Chloride Environment". Cement and Concrete Research. Vol. 37. Issue 11. pp. 1551 - 1561.

ZHANG JIEYING, MAILVAGANAM NOEL (2006). "Corrosion of Concrete Reinforcement and Electrochemical Factors in Concrete Patch Repair". Canadian Journal of Civil Engineering. Vol. 33. Issue 6. pp. 785 - 793.