

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**MONITOREO Y DIAGNOSTICO DE ESTRUCTURAS  
DE CONCRETO ARMADO AFECTADAS POR  
CORROSIÓN DE CLORUROS**

**TESIS**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**ERIKA ROCIO MOLINA BENAVENTE**

**Lima – Perú**

**2009**

**Digitalizado por:**

**Consortio Digital del  
Conocimiento MebLatam,  
Hemisferio y Dalse**

## INDICE

	Pag
RESUMEN EJECUTIVO	
LISTA DE FIGURAS Y TABLAS	
INTRODUCCIÓN .....	12
CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES DE CORROSION	14
1.1.- CORROSIÓN DE LA ARMADURA EN EL CONCRETO .....	14
1.1.1.- Electroquímica de la Corrosión .....	16
1.1.2.- Pasivación del acero en el concreto: Diagrama de Pourbaix .....	17
1.2.- TIPOS DE CORROSIÓN .....	19
1.2.1.- Corrosión Uniforme /Generalizada .....	19
1.2.2.- Corrosión Galvánica .....	20
1.2.3.- Corrosión Localizada .....	21
1.3.- FACTORES QUE AFECTAN Y DESENCADENAN LA CORROSIÓN	24
1.3.1.- Factores relacionados con el concreto .....	24
1.3.2.- Factores dependientes del Medio de Servicio .....	26
1.3.3.- Factores relacionados con la Armadura .....	28
1.4.- MECANISMOS DE CORROSION EN EL CONCRETO .....	30
1.4.1.- CLORUROS .....	31
1.4.2.- CARBONATACION.....	37
1.5.- VIDA ÚTIL Y VIDA RESIDUAL .....	40
1.5.1.- Antecedentes .....	40
1.5.2.- Conceptos Básicos .....	41
1.5.3.- Modelo Teórico de los procesos de degradación .....	43
1.5.4.- Estimación de la vida útil .....	44
CAPITULO 2: CONCEPTOS DE DURABILIDAD	47
2.1.- CONCEPTOS GENERALES DE DURABILIDAD .....	47
2.1.1.- Introducción .....	47
2.1.2.- Definición de Durabilidad .....	48
2.1.3.- Estado Límite de Servicio y Estado Límite Último .....	48
2.2.- FACTORES QUE AFECTAN LA DURABILIDAD DEL CONCRETO ARMADO .....	49
2.2.1.- Condiciones de Exposición .....	50
2.2.2.- Condiciones de Servicio .....	53
2.2.3.- Procedimientos recomendados .....	57
2.3.- ESTRATEGIA PARA LA DURABILIDAD .....	58
2.3.1.- Forma estructural de la Estructura .....	59
2.3.2.- Calidad del concreto .....	60
2.3.3.- Recubrimiento .....	60
2.3.4.- Análisis de los efectos del Ambiente de servicio .....	61
2.3.5.- Valores máximos de abertura de fisura .....	61
2.3.6.- Medidas especiales de protección .....	61

---

<b>CAPITULO 3: MONITOREO DE UNA ESTRUCTURA PARA ESTIMAR EL ESTADO DE CORROSIÓN DEL REFUERZO</b>	<b>63</b>
<b>3.1.- ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA ARMADA UTILIZANDO EL EQUIPO “CONCRETE CORROSION MAPPING SYSTEM”</b>	<b>63</b>
3.1.1.- Introducción	63
3.1.2.- Concrete Corrosion Mapping System	65
3.1.3.- Limitaciones del Ensayo e interpretación de resultados	69
3.1.4.- Desarrollo Experimental	72
<b>3.2.- DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD Y LOCALIZACIÓN DE LA ARMADURA</b>	<b>82</b>
<b>3.3.- MEDICIÓN DE POTENCIALES</b>	<b>83</b>
<b>3.4.- MEDIDA DE LA VELOCIDAD DE CORROSIÓN</b>	<b>94</b>
3.4.1.- Introducción	94
3.4.2.- Definición de Velocidad de Corrosión	95
3.4.3.- Técnicas para medir de la Velocidad de Corrosión	95
3.4.4.- Equipo para la medir de la Velocidad de Corrosión	98
3.4.5.- Aplicación del Caso	100
<b>3.5.- ENSAYOS FISICO-QUIMICO</b>	<b>102</b>
3.5.1.- Ensayo de Compresión	102
3.5.2.- Ensayo de Peso Unitario de Concreto endurecido	103
3.5.3.- Ensayo de pH	104
3.5.4.- Profundidad de Carbonatación	104
3.5.5.- Concentración de Sulfatos	105
3.5.6.- Concentración de Cloruros	106
3.5.7.- Perfil de Profundidad de penetración de Cloruros	107
<b>CAPITULO 4: DIAGNOSTICO GENERAL</b>	<b>109</b>
<b>4.1.- GENERALIDADES</b>	<b>109</b>
<b>4.2.- BASES DEL DIAGNÓSTICO</b>	<b>110</b>
<b>4.3.- PROCEDIMIENTO GENERAL DEL DIAGNÓSTICO</b>	<b>111</b>
4.3.1.- Diagnóstico de la Estructura en estudio	112
4.3.2.- Análisis de los Resultados	114
<b>CAPITULO 5: PRONÓSTICO Y EVALUACION DE LA VIDA RESIDUAL DE LA ESTRUCTURA</b>	<b>124</b>
<b>5.1.- INTRODUCCION</b>	<b>124</b>
<b>5.2.- PRONOSTICO DE LA VIDA RESIDUAL DE LA ESTRUCTURA</b>	<b>125</b>
5.2.1.- Método del Uso de Indicadores del daño	127
5.2.2.- Método de Modelos Estructurales	127
<b>CAPITULO 6: MANUAL Y ORIENTACION PARA LA REPARACION Y REHABILITACION</b>	<b>133</b>
<b>6.1.- MANUAL PARA DETERMINAR EL ESTADO DE CORROSIÓN EN UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO</b>	<b>133</b>
<b>6.2.- ORIENTACION PARA LA REPARACION Y REHABILITACIÓN</b>	<b>155</b>

---

6.2.1.- Preservar o restaurar la pasividad del acero de refuerzo .....	156
6.2.2.- Aumentar la Resistividad del Concreto .....	157
6.2.3.- Sistema de Protección Catódica .....	158
6.2.4.- Control de áreas anódicas .....	160
CONCLUSIONES .....	161
RECOMENDACIONES .....	163
BIBLIOGRAFÍA .....	164
ANEXOS .....	166

## RESUMEN EJECUTIVO

El objetivo de la presente tesis se enmarca dentro de las necesidades de toda empresa que cuente con estructuras de concreto armado expuestas en un ambiente agresivo principalmente por cloruros, ya que éstos pueden generar el deterioro de la estructura llevándola al colapso si no es detectada y reparada a tiempo. Las estructuras de concreto armado son regularmente consideradas estructuras durables con bajo costo en mantenimiento, sin embargo estos últimos tiempos se ha evidenciado diversas patologías a lo largo de su vida útil disminuyendo su funcionalidad.

La tesis que se presenta pretende contribuir al mejor conocimiento del comportamiento del concreto armado frente al ataque de sustancias agresivas que se encuentran en el medio ambiente principalmente los cloruros, así mismo el desarrollo del proceso electroquímico en una celda producto del inicio del proceso de corrosión.

El proceso de corrosión es un fenómeno que se desarrolla de una manera invisible y lenta al interior de la estructura, provocando al acero de refuerzo una pérdida de sección y por ende una pérdida en la capacidad estructural de dicho elemento. Por tal es de vital importancia saber reconocer los factores que afectan y desencadenan el proceso de corrosión. En este tema se ha reconocido un mecanismo de corrosión principalmente que es corrosión por cloruros, mediante el cual se ha generado la mayoría de daños en las diferentes estructuras que están cerca al ambiente marino.

A partir del estudio bibliográfico realizado se han detectado diversos métodos de inspección y monitoreo de estructuras de concreto armado, se ha escogido un método combinado, para la parte electroquímica se ha usado el método no destructivos por ser los que menos comprometen estructuralmente a la estructura, además de ser sencillos y rápidos en la toma de mediciones de los valores, por otro lado para la parte fisico-químico se ha usado un método destructivo pero sin comprometer la integridad del acero estructural en servicio.

Se ha implementado la utilización del equipo "Concrete Corrosion Mapping System", para lo cual se realizó un monitoreo a los elementos estructurales de la cimentación de un tanque de almacenamiento de ácido sulfúrico, ello consiste en el análisis de 3 placas de cimentación y la platea de cimentación alrededor de estas placas. Se realizó un mapeo de las diferencias

de potenciales del acero de refuerzo embebido en las estructuras en estudio con el equipo antes mencionado. Una vez obtenido las áreas donde la probabilidad de corrosión es alta se procedió a la extracción de testigos diamantinos de 3", a los cuales se han realizado una serie de ensayos (resistencia a la compresión del concreto, peso unitario del concreto endurecido, determinación química del pH del concreto, profundidad de carbonatación, determinación de concentración de cloruros y perfil de penetración de concentración de cloruros, concentración de sulfatos y perfil de penetración de sulfatos), los cuales han permitido seleccionar un método para controlar la corrosión en las áreas aún no afectadas, así como escoger un método de reparación de las zonas afectadas por corrosión.

Además se ha generado un manual para determinar el estado de corrosión de las armaduras de las estructuras de concreto armado para lo cual es necesario monitorear no solo la estructura en cuestión si no también el medio de servicio donde se desenvuelve la estructura.

## LISTA DE FIGURAS Y TABLAS

	Pag
<b>CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES DE CORROSION</b>	
<b><u>Figuras:</u></b>	
Figura 1.01. Reacción Química del acero de refuerzo frente a la corrosión..	15
Figura 1.02. Elementos constituyentes de una celda de corrosión .....	16
Figura 1.03. Diagrama de Pourbaix del acero de refuerzo, fuente – tesis doctoral “Corrosión de las armaduras del hormigón armado en ambiente marino – Universidad Politécnica de Madrid” .....	18
Figura 1.04. Representación del acero frente al ataque de los carbonatos..	20
Figura 1.05. Representación del acero frente al ataque de cloruros, detalle De una picadura .....	21
Figura 1.06. Corrosión en espacios confinados debido a la pérdida de adherencia concreto-acero .....	22
Figura 1.07. Corrosión bajo tensión, se generan grietas en el concreto e inicia el proceso de corrosión .....	23
Figura 1.08. Factores desencadenantes y condicionantes de la corrosión de estructuras de concreto armado. Fuente – tesis doctoral “Corrosión de las armaduras embebidas en hormigón en ambientes de extrema agresividad” .....	30
Figura 1.09. Concentración de cloruros Vs. Profundidad .....	36
Figura 1.10. Representación doble Logarítmica de la ecuación de la raíz Cuadrada - Fuente – Red DURAR.....	37
Figura 1.11. Aplicación de fenoftaleína al concreto .....	38
Figura 1.12. Humedad del concreto - poro seco .....	39
Figura 1.13. Humedad del concreto - poro saturado .....	39
Figura 1.14. Humedad del concreto – poro parcialmente lleno .....	39
Figura 1.15. Vida útil de una estructura según Tutti .....	42
Figura 1.16. Fases de la vida útil de una estructura – Fuente Publicación Técnica N° 181, Sanfandila, Diseño de Estructuras de Concreto con criterios de Durabilidad .....	43
<b><u>Tablas:</u></b>	
Tabla 1.01. Valor crítico de cloruros en concreto armado. Fuente – “Manual de Inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión de estructuras de hormigón armado” .....	32
Tabla 1.02. Clasificación de ambientes agresivos según la norma ISO .....	45
<b>CAPITULO 2: CONCEPTOS DE DURABILIDAD</b>	
<b><u>Figuras:</u></b>	
Figura 2.01. Modelo de durabilidad de una estructura – Fuente:	

---

Publicación Técnica N° 181, Sanfandila, Diseño de Estructuras de Concreto con criterios de Durabilidad .....	49
Figura 2.02. Diagrama resumen de los factores que afectan la durabilidad de una estructura de concreto armado .....	50
Figura 2.03. Diagrama resumen de las condiciones de exposición a tener en cuenta en un diseño de durabilidad de una estructura de Concreto armado .....	53
Figura 2.04. Diagrama resumen de las condiciones de servicio a tener en cuenta en un diseño de durabilidad de una estructura de Concreto armado .....	57
Figura 2.05. Diagrama resumen del diseño por durabilidad de una estructuras de concreto armado .....	59
 <b>CAPITULO 3: MONITOREO DE UNA ESTRUCTURA PARA ESTIMAR EL ESTADO DE CORROSIÓN DEL REFUERZO</b>	
<b><u>Figuras:</u></b>	
Figura 3.01. Voltímetro LC-4 Meter .....	67
Figura 3.02. Electrodo de referencia Cu/CuSO <sub>4</sub> .....	68
Figura 3.03. Equipo en funcionamiento sobre una de las vigas del techo del LEM .....	69
Figura 3.04. Ubicación satelital de la planta de Ácido Sulfúrico Matarani Arequipa .....	72
Figura 3.05. Ubicación de las zonas monitoreadas (placa 5, placa 6 y placa 7, losa de pasadizo (calicata 1 y 2), losa de las placas antes mencionadas) .....	73
Figura 3.06. Parte inferior de la placa 5 en calicata 1 .....	76
Figura 3.07. Parte inferior de Placa 5 .....	76
Figura 3.08. Deterioro en cambio de color en una cara de placa .....	77
Figura 3.09. Decoloración de losa de cimentación en Placa 5 Calicata 1 ....	78
Figura 3.10. Decoloración de losa de pasadizo calicata 1 .....	78
Figura 3.11. Estado superficial del acero de refuerzo en Placa 5 – calicata 1 .....	79
Figura 3.12. Estado superficial – calicata 2 .....	79
Figura 3.13. Deterioros de una cara de Placa 6 – calicata 3 .....	80
Figura 3.14. Deterioro superficial de una cara de la Placa 6 .....	81
Figura 3.15. Decoloración de la superficie de losa entre placa 6 y 7 .....	82
Figura 3.16. Detector de varillas de acero en una estructura de concreto Armado .....	83
Figura 3.17. Distribución de las caras de la Placa 5 para la toma de diferencia de potenciales .....	84

Figura 3.18. Mapeo de diferencia de potenciales en Placa 5 parte A .....	85
Figura 3.19. Mapeo de Diferencia de Potenciales en Placa 5 parte B .....	86
Figura 3.20. Ubicación de área en losa de placa 5 a realizar el mapeo .....	86
Figura 3.21. Mapeo de Diferencia de potenciales en losa de Placa 5 .....	87
Figura 3.22. Humedecimiento de cara de placa 6 para el ensayo de corrosión .....	88
Figura 3.23. Mapeo de Diferencia de Potenciales en Placa 6 parte superior	89
Figura 3.24. Enmallado para mapeo de potenciales en cara lateral de Placa 6 .....	89
Figura 3.25. Mapeo de Diferencia de Potenciales en placa 6 parte inferior..	90
Figura 3.26. Enmallado para mapeo de potenciales Placa 7 parte inferior...	91
Figura 3.27. Mapeo de diferencia de potenciales en Placa 7 .....	92
Figura 3.28. Medición de potenciales en losa de cimentación entre placas 6 y 7 con equipo "Concrete corrosion Mapping System" .....	92
Figura 3.29. Mapeo de diferencia de Potenciales de losa de cimentación entre placas 6 y 7 .....	93
Figura 3.30. Representación esquemática de la probeta de concreto Armado durante la prueba de Rp empleando un contraelectrodo – Fuente – Jornadas SAM – CONAMET - ASS 2001 .....	97
Figura 3.31. Representación del ensayo de Rp con campo eléctrico Confinado - Fuente Jornadas SAM – CONAMET – ASS 2001.	98
Figura 3.32. Representación de la medición de la velocidad de corrosión con el equipo Gecor 6 – Fuente Degusa, Construction Chemical .....	100
Figura 3.33. Aplicación de Fenolftaleína al testigo del pedestal entre las placas 6 y 7 .....	105
Figura 3.34. Color púrpura en los testigos representativos de los elementos en estudio .....	105
Figura 3.35. Procedimiento de corte de los testigos para perfil de concentración de cloruros .....	107
Figura 3.36. Perfil de concentración de cloruros de Placa 5 parte inferior ...	108
Figura 3.37. Perfil de concentración de cloruros de Placa 6 parte inferior ...	108
Figura 3.38. Perfil de concentración de cloruros de Losa de pasadizo .....	108

**Tablas:**

Tabla 3.01. Rangos de probabilidad de corrosión según la norma ASTM C/876 .....	71
Tabla 3.02. Valores de potencial de la cara A de la Placa 5 .....	84
Tabla 3.03. Valores de potenciales de la cara B de la Placa 5 .....	85
Tabla 3.04. Valores de Potenciales en Losa de Placa 5 .....	87
Tabla 3.05. Valores de Potenciales en Placa 6 parte superior .....	88

Tabla 3.06. Valores de Potenciales en Placa 6, parte inferior .....	90
Tabla 3.07. Valores de Potenciales en Placa 7 parte inferior .....	91
Tabla 3.08. Valores de Potenciales en losa de cimentación entre placas 6 y 7 .....	93
Tabla 3.09. Rango de velocidades de corrosión para su interpretación según la RED DURAR .....	99
Tabla 3.10. Valores típicos de velocidad de corrosión en ambiente Marítimo .....	101
Tabla 3.11. Valores de resistencia a la compresión del concreto de los elementos estructurales en estudio .....	102
Tabla 3.12. Valores de peso unitario de concreto endurecido realizado a los testigos extraídos de los elementos en estudio .....	103
Tabla 3.13. Valores de pH y Potencial de corrosión de los testigos extraídos de los elementos estructurales estudiados .....	104
Tabla 3.14. Concentración de sulfatos de los testigos en estudio .....	106
Tabla 3.15. Valores obtenidos de cantidad de cloruros en las muestras extraídas .....	107

#### CAPITULO 4: DIAGNOSTICO GENERAL

##### **Figuras:**

Figura 4.01. Procedimiento de evaluación de estructuras de concreto Armado .....	110
Figura 4.02. Procedimiento de Monitoreo e inspección de estructuras de concreto armado – referencia – RED DURAR .....	112
Figura 4.03. Elementos estructurales en estudio Placas – Losa de cimentación del tanque N°2 de ácido sulfúrico .....	113
Figura 4.04. Preparación de la superficie de las placas, Matarani - Arequipa	114
Figura 4.05. Detalle de mapeo de la placa 6 parte inferior, ubicando las zonas más afectadas. Matarani – Arequipa .....	116
Figura 4.06. Preparación de la superficie de la losa de cimentación Matarani – Arequipa .....	118
Figura 4.07. Detalle de mapeo de la losa de cimentación entre las placas 6 y 7 parte inferior, ubicando las zonas más afectadas. Matarani - Arequipa .....	120

#### CAPITULO 5: PRONÓSTICO Y EVALUACION DE LA VIDA RESIDUAL DE LA ESTRUCTURA

##### **Figuras:**

Figura 5.01. Diagrama de flujo para la estimación de la vida residual de una estructura .....	126
Figura 5.02. Pérdida de sección del acero de refuerzo (para dos diámetros diferentes) en función de la velocidad de corrosión – Fuente	

---

RED DURAR .....	129
Figura 5.03. Disminución del momento flector de la sección indicada en función de la velocidad de corrosión - Fuente RED DURAR .....	130
Figura 5.04. Esquema de las etapas de vida de la estructura en estudio .....	132
<b>CAPITULO 6: MANUAL Y ORIENTACION PARA LA REPARACION Y REHABILITACION</b>	
<b><u>Figuras:</u></b>	
Figura 6.01. Ensayo para determinar delaminaciones del concreto .....	138
Figura 6.02. Picado de la superficie de concreto para encontrar el acero de refuerzo, vigas de techo del LEM .....	140
Figura 6.03. Acero descubierto para el ensayo, vigas de techo del LEM .....	140
Figura 6.04. Equipo "Concrete Corrosion Mapping System" .....	141
Figura 6.05. Preparación del electrodo de referencia Cu/CuSO <sub>4</sub> LEM - UNI..	141
Figura 6.06. Electrodo de Referencia (Cu/CuSO <sub>4</sub> ).LEM – UNI .....	142
Figura 6.07. Sustancia neutralizadora del concreto (detergente líq. + agua) vigas de techo LEM – UNI .....	142
Figura 6.08. Humedeciendo área a evaluar con solución (agua-detergente líquido) Matarani – Arequipa .....	143
Figura 6.09. Colocando los adaptadores del voltímetro .....	144
Figura 6.10. Voltímetro de Alta impedancia LEM – UNI .....	145
Figura 6.11. Técnica para medir la diferencia de potencial en un punto .....	146
Figura 6.12. Mapa de potenciales en la placa 5 parte B de la estructura en Estudio .....	148
Figura 6.13. Extracción de testigos con perforadora diamantina Eq. De LEM - UNI - Matarani – Arequipa .....	149
Figura 6.14. Aplicación de Fenolftaleína al concreto .....	150
Figura 6.15. Reacción del concreto frente a la Fenolftaleína, testigo del pedestal entre la placa 6 y 7 .....	150
Figura 6.16. Procedimiento de corte de los testigos para perfil de concentración de cloruros .....	152
Figura 6.17. Perfil de concentración de cloruros de Placa 5 parte inferior .....	152
Figura 6.18. Criterios de selección a tener en cuenta al escoger un método de reparación de una estructura .....	156
Figura 6.19. Sistema de corriente impresa .....	159
Figura 6.20. Sistema de protección galvánica .....	159
Figura 6.21. Elementos del sistema de protección galvánica .....	160

**Tablas:**

Tabla 6.01. Formato para Datos de Antecedentes de Estructuras en servicio Fuente – RED DURAR XV.B .....	135
Tabla 6.02. Formato Fotográfico y Tipificación de daños de Estructuras en servicio – Fuente RED DURAR XV.B .....	137
Tabla 6.03. Valores obtenidos de diferencia de potenciales acotados en la placa 5 parte B de la estructura en estudio, Matarani – Arequipa .....	147

---

## INTRODUCCIÓN

El concreto armado es el material más extensamente empleado en la construcción debido a sus notables ventajas en versatilidad, resistencia y durabilidad comparado con otros materiales. Sin embargo, producto de las acciones físicas, químicas y mecánicas a las cuales la estructura es sometida a través del tiempo, se producen deterioros en el concreto en tiempos menores a su vida útil.

La corrosión electroquímica del acero de las armaduras del concreto es uno de los daños más frecuentes que ocasionan graves deterioros en las estructuras de concreto armado. El fenómeno se desarrolla invisible y lentamente al interior de la estructura y cuando muestra signos visibles en el exterior, obliga a reparaciones costosas y muchas veces al cese de servicio de la estructura, sumándose el costo del lucro cesante al costo de la reparación.

Los efectos de la corrosión de las armaduras influyen directamente sobre el acero, sobre el concreto y sobre la adherencia acero-concreto. En el acero se va produciendo una pérdida de sección, que implica una pérdida de la capacidad estructural del elemento. Como consecuencia de la corrosión, el recubrimiento del concreto que protege a las armaduras, se fisura (generalmente paralela al acero que se está corroyendo) y luego se desprende debido a que los productos originados durante la corrosión tienden a elevar el volumen del acero original, produciendo tensiones que se transmiten al concreto debido a la pérdida de adherencia acero-concreto, es así que ésta será incapaz de transmitir la elevada resistencia a la tracción de las armaduras en el concreto y por último provocan su deterioro.

El capítulo 1 y 2 de la presente tesis muestra información general de proceso de corrosión, en el cual se menciona que el principal agente de degradación del concreto armado en ambiente marino son los cloruros presentes ya sea en el agua de mar si es que la estructura se encuentra en contacto con agua y/o en la brisa marina si la estructura se encuentra sometido a aire marino, una cantidad considerable de estos cloruros pueden llegar a iniciar el proceso de corrosión y hasta puede llegar a dañarlo estructuralmente.

El cálculo de la vida útil de una estructura de concreto armado sometida a ambiente marino debe contabilizar el periodo de iniciación de la corrosión (tiempo que tardan los cloruros en alcanzar el nivel de las armaduras y

---

despasivarlas, también depende de la velocidad de penetración de los cloruros) y el periodo de propagación de la corrosión (tiempo que tardan en producirse la fisuración del recubrimiento y depende de la disponibilidad del oxígeno en el interior del concreto).

Tal como se menciona en el capítulo 3, simultáneamente a la inspección visual, se utilizan técnicas electroquímicas de estudio de la corrosión. Estas técnicas son las que más han contribuido al avance de esta ciencia en los últimos tiempos.

Las técnicas electroquímicas son incomparablemente más sensibles que las gravimétricas, si bien cada método electroquímico tiene ventajas y limitaciones específicas, se utilizan por la sencillez y rapidez del método claro tomando los respectivos cuidados. Todos ellos se basan en la correlación existente entre la transferencia de cargas eléctricas, el flujo de masa y la densidad de corriente.

La corrosión sucede gracias a la formación y movimiento de las partículas con carga eléctrica y a los procesos parciales anódico y catódico les corresponde una intensidad proporcional a la velocidad del fenómeno, esta situación hace que se pueda calcular la velocidad de corrosión midiendo magnitudes eléctricas.

En la presente investigación se ha utilizado la técnica de la cédula de mitad que mide la diferencia de potenciales del acero de refuerzo con respecto a un electrodo de referencia para calcular las zonas donde se ha manifestado la corrosión.

En los capítulos 4 y 5 se procede al cálculo de la vida útil de una estructura y al diagnóstico de una estructura que ha sido evaluada con los criterios que se mencionan en los capítulos anteriores.

Finalmente el capítulo 6 muestra la forma como se debe proceder a la evaluación de una estructura, es decir muestra los ensayos que se deben realizar y los criterios a considerar.

## **CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES DE CORROSION**

### **1.1.- CORROSIÓN DE LA ARMADURA EN EL CONCRETO**

La corrosión de la armadura en el concreto es un proceso electroquímico donde los potenciales electroquímicos forman pilas de concentración que ocurre por la diferencia de iones disueltos cerca del acero de refuerzo, como: álcalis, cloruros u oxígeno, no olvidar que la presencia de humedad en cualquier caso es importante para que se inicie el proceso de corrosión. Mientras que en un ambiente marino, los iones cloruro son los principales desencadenantes de dicho proceso, es decir el agua de mar se acumula en la superficie del concreto y lentamente se transporta a través del recubrimiento de concreto hasta llegar a la armadura. Cuando la concentración de los iones cloruro en la superficie del acero de las armaduras alcanza valores que exceden un nivel crítico (concentración de iones cloruros superior al 0.15% en peso del cemento, según la norma del ACI 318, ver tabla 1.01), la protección de la armadura corre el peligro de desaparecer generando que se consuma una capa de la superficie del acero y se forme una capa de productos de corrosión (óxido o hidróxido de hierro) en el perímetro de la barra. El volumen ocupado por dicho óxido o hidróxido es mayor que el que ocupaba el acero original, creando presiones

contra el concreto que rodea al acero; esto propiciará la formación de grietas y desprendimientos del concreto. También puede disminuir la adherencia del acero y, potencialmente, la resistencia del elemento estructural.

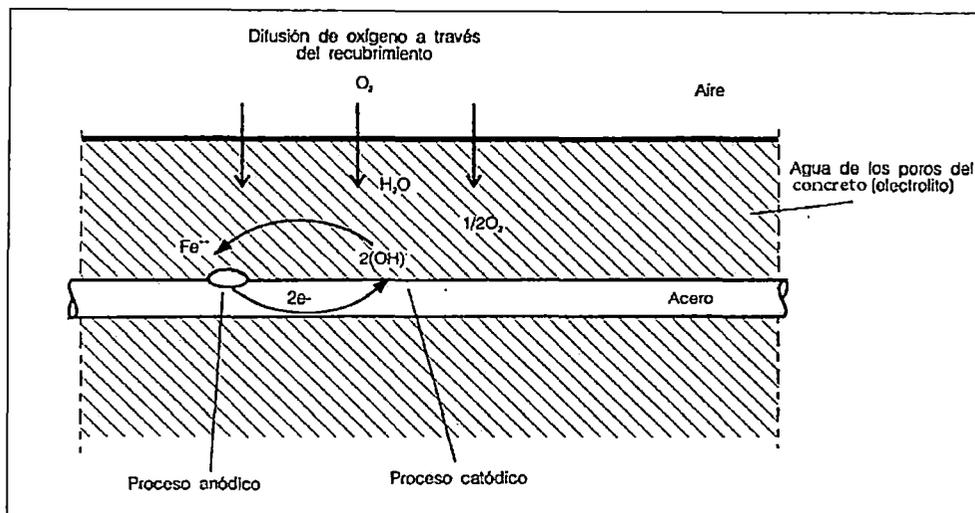


Figura 1.01. Reacción Química del acero de refuerzo frente a la corrosión.

La característica fundamental de este fenómeno es que sólo ocurre en presencia de un electrolito que es una solución capaz de conducir la corriente eléctrica por medio de un flujo de iones, esto quiere decir que para que inicie el proceso electroquímico debe existir un ánodo, un cátodo, un conductor metálico y un medio donde ocurra el paso de electrones (electrolito), en el caso de corrosión de estructuras de concreto armado la zona anódica y la zona catódica están localizadas en la superficie del acero de refuerzo, mientras que el concreto actúa como el electrolito y el lugar donde se llevan a cabo las reacciones de oxidación y reducción recibe el nombre de interfase siendo la frontera entre un metal y un electrolito, a esta interfase también se le conoce como doble capa electroquímica ya que en ella se produce una distribución de cargas en cada una de las fases que limita, es decir en esta área podemos encontrar un exceso de cargas negativas producto de la acumulación de los electrones que han sido liberados del ánodo y un número igual de cargas positivas producto de la disolución del metal, y aunque cada fase tiene un exceso de cargas, la interfase es eléctricamente neutra.

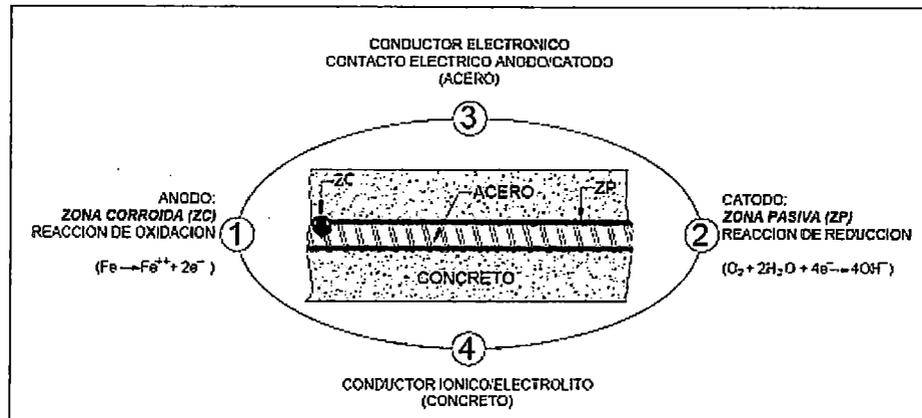
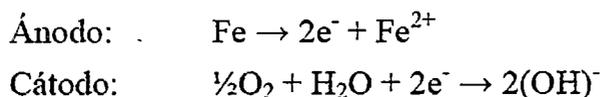


Figura 1.02. Elementos constituyentes de una celda de corrosión

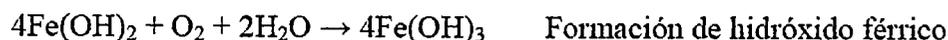
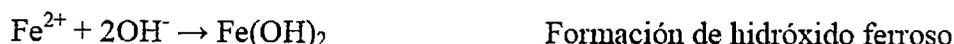
### 1.1.1.- Electroquímica de la Corrosión:

Una celda Electroquímica ocurre producto del paso de una corriente eléctrica. Si la celda electroquímica produce energía eléctrica, causada por el consumo de energía química, se dice que tenemos una celda galvánica o pila. Si, en cambio, la celda electroquímica consume corriente de una fuente de corriente externa, como consecuencia de la energía química, se dice que tenemos una celda electrolítica.

La corrosión electroquímica es una reacción química que ocurre en un medio acuoso provocando así una migración de electrones desde el ánodo al cátodo a lo largo del conductor metálico externo. Esto quiere decir que la migración de electrones se produce por dos reacciones en celdas, una capaz de producir y liberar electrones y otra capaz de consumir estos electrones liberados, también llamados ánodo y cátodo respectivamente.



Con esta transferencia de electrones, en el ánodo quedarían solo los iones hierro cargados positivamente  $Fe^{2+}$ , estos iones se combinan con los iones cargados negativamente  $OH^-$ , produciéndose Hidróxido de Hierro soluble ( $Fe(OH)_2$ ), el cual con el pasar del tiempo y en presencia de oxígeno puede llegar a ser insoluble formando así el Hidróxido Férrico ( $Fe(OH)_3$ ), más conocido como herrumbre.



### 1.1.2.- Pasivación del acero en el concreto: Diagrama de Pourbaix:

El diagrama de Pourbaix es un diagrama de equilibrio potencial/pH donde el acero embebido en el concreto se encuentra protegido por éste tanto física (el espesor del recubrimiento del concreto), como química (pH del concreto entre 12 y 14, que sitúa al acero en la zona de pasividad según el diagrama de Pourbaix, formando en la superficie del acero una capa de óxido, la misma que evita la propagación de la corrosión del acero).

La alcalinidad del concreto se debe, principalmente, al hidróxido de calcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) que se forma durante la hidratación de los silicatos ( $\text{C}_2\text{S}$ ,  $\text{C}_3\text{S}$ ,  $\text{C}_4\text{A}$ ,  $\text{C}_4\text{AF}$ ) del cemento y a los álcalis (sodio y potasio) que puedan estar incorporados como sulfatos en el clinker.

La reacción que ocurre durante el proceso de corrosión es la disolución del acero embebido en el concreto a un determinado potencial. Para un cierto valor de potencial el acero se encuentra en su estado normal sin alteraciones, hay que tener en cuenta que el potencial no es afectado por el pH del medio, se sabe también que si el acero embebido en el concreto se disuelve y da un óxido o un hidróxido, la reacción ocurre a un potencial que depende del pH.

Son por estas razones que Marcell Pourbaix desarrolló una forma sencilla de representar estas reacciones en un plano, tomando como coordenadas la Acidez (pH) y el potencial electroquímico ( $E_n(\text{V})$ ).

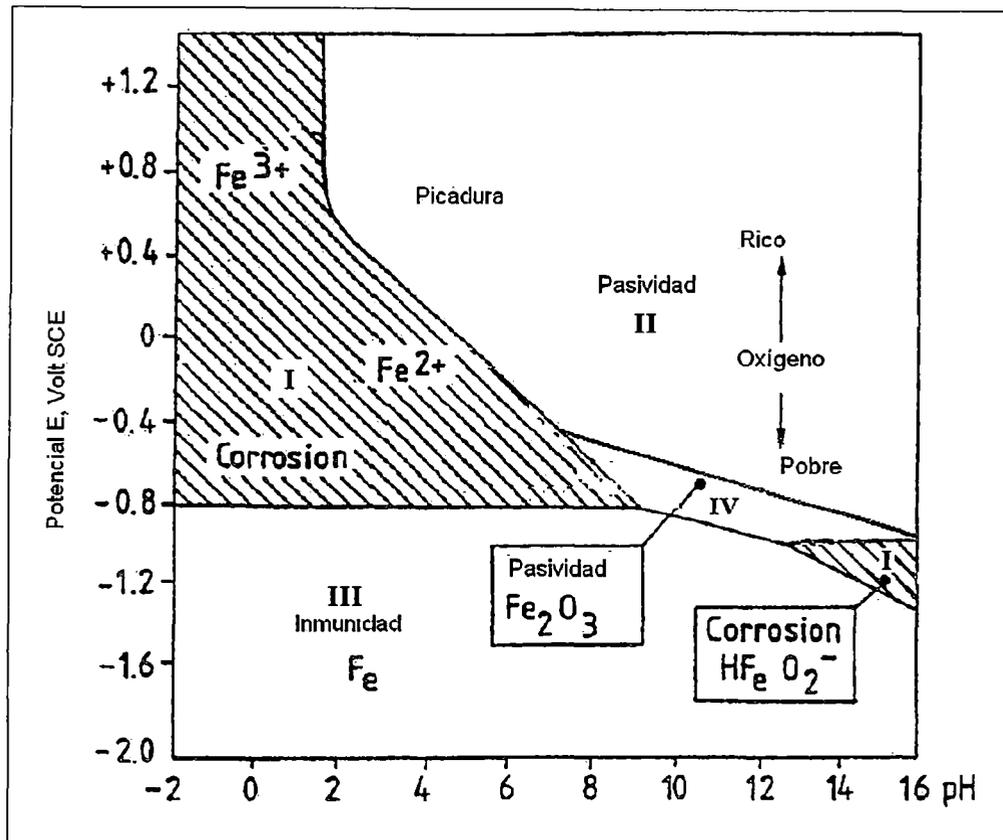


Figura 1.03. Diagrama de Pourbaix del acero de refuerzo, fuente – tesis doctoral “Corrosión de las armaduras del hormigón armado en ambiente marino – Universidad Politécnica de Madrid”

Zona I: es la zona de corrosión activa, se caracteriza por el predominio de las reacciones de oxidación, por lo tanto, es una zona propicia para la disolución del acero de refuerzo.

Zona II: es la zona de pasividad del acero, pero con una alta probabilidad de perder la pasividad por la existencia de cloruros y la alta concentración de oxígeno, que al destruir la capa de pasivación, originan la corrosión localizada por picaduras.

Zona III: es la zona de inmunidad o zona de predominio de las reacciones de reducción, corresponde a la zona donde el material se encuentra en condiciones estables, una de las razones es por la baja concentración de oxígeno.

Zona IV: es la zona de pasividad segura, corresponde a una zona donde los hidróxidos de hierro forman una película protectora en la superficie del metal que evita el avance del proceso de corrosión.

Recordar que el límite entre la zona de inmunidad y la de corrosión activa es gradual, al igual que con la de pasividad y dependerá de las condiciones a las que está expuesta la estructura.

## 1.2.- TIPOS DE CORROSIÓN:

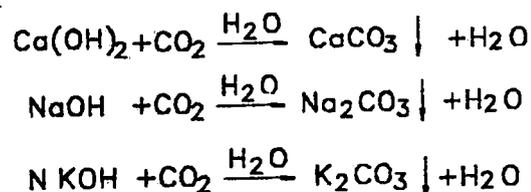
Una vez manifestado la corrosión en el acero de refuerzo embebido en el concreto, éste puede clasificarse en diferentes tipos de acuerdo a su apariencia física y/o el medio en el que se desarrolla.

### 1.2.1.- Corrosión Uniforme /Generalizada:

Este tipo de corrosión afecta a toda la superficie del acero de refuerzo de manera homogénea produciendo un adelgazamiento progresivo y uniforme del componente metálico, se produce por un descenso de la alcalinidad del concreto que puede ser debido a una lixiviación por circulación de aguas puras o ligeramente ácidas o por reacción de los compuestos de carácter básico NaOH, KOH, Ca(OH)<sub>2</sub> de la fase acuosa del concreto con los componentes ácidos de la atmósfera de CO<sub>2</sub> y de SO<sub>2</sub> para dar carbonatos, sulfatos y agua.

La corrosión generalizada es la más benigna, pues permite calcular fácilmente la vida útil de la estructura identificándose las fallas inesperadas con una inspección regular.

Los carbonatos son compuestos químicos y son los principales causantes de la disminución del pH del concreto. Los componentes que aportan la alcalinidad del concreto son: el hidróxido de calcio Ca(OH)<sub>2</sub>, el hidróxido de sodio NaOH y el hidróxido de potasio KOH, de los cuales el hidróxido de calcio es el principal responsable de la alta alcalinidad del concreto, mientras que los dos últimos en menor intensidad. Estos componentes reaccionan con el CO<sub>2</sub> que ha penetrado a la masa de concreto, formando los carbonatos entre ellos: el carbonato cálcico (CaCO<sub>3</sub>), carbonato sódico (Na<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>) y el carbonato potásico (K<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>).



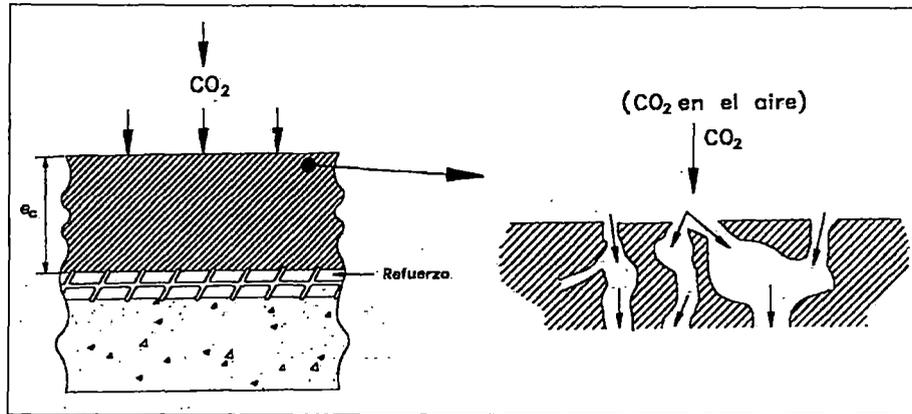


Figura 1.04. Representación del acero frente al ataque de los carbonatos

### 1.2.2.- Corrosión Galvánica:

También llamada corrosión bimetalica ya que ocurre cuando existen dos metales diferentes interactuando en un mismo medio electrolítico, en el caso del acero embebido en el concreto esta situación se presentará cada vez que alguna zona se dañe o no se forme la película pasiva característica. Una vez generado el contacto de estos metales diferentes, se produce una diferencia de potencial eléctrico y sirve como fuerza directriz para el paso de la corriente eléctrica a través del agente corrosivo, de esta manera el flujo de corriente corroerá solo uno de los metales del par formado, permaneciendo el otro metal sin alteraciones. El metal que se corroe recibe el nombre de metal activo, mientras que el que no sufre daños se le denomina metal más noble.

Mientras más grande sea la diferencia de potencial generado entre los metales en contacto, mayor será la probabilidad de presentarse este tipo de corrosión.

La relación de áreas entre los dos metales es muy importante, ya que un área muy grande de metal noble comparada con el metal activo, acelerará la corrosión, y por el contrario, una mayor área del metal activo comparada con el metal noble disminuye el ataque del primero.

La corrosión Galvánica puede ser reconocida por el ataque junto a la unión de los metales, pudiéndose controlar este ataque mediante el uso de aislamientos o restringiendo el uso de uniones de metales que forman diferencias de potenciales muy grandes en el medio que se encuentran.

### 1.2.3.- Corrosión Localizada:

#### 1.2.3.1.- Corrosión por Picaduras:

Las picaduras son formadas al diluirse y/o romperse la película pasiva en puntos específicos formando orificios en el acero de refuerzo, normalmente se producen por el ingreso de iones cloruro al medio, ya sea por que provienen del medio exterior o por que fueron incorporados en la masa de concreto.

Una vez producido estos orificios se forma una celda de corrosión tal como se explica en el punto 1.1.1, es así que el ánodo vendría a ser la picadura y el área donde la película pasiva se encuentra sin alteraciones actúa como cátodo.

Los iones cloruro al reaccionar con los compuestos del concreto favorece la hidrólisis del Fe en el medio acuoso y de esta manera quedan libres los iones  $H^+$  y  $Cl^-$ , disminuyendo la alcalinidad en forma local, es así que los iones cloruros que han quedado sueltos siguen interviniendo en el proceso de corrosión, agravando el problema.

Frecuentemente las picaduras son las formas más peligrosas de la corrosión ya que estas picaduras son responsables de su propio avance, este proceso es lento y puede llevar meses y años antes de ser visible, también son difíciles de detectar ya que los pequeños agujeros son tapados por productos de corrosión y por ese motivo puede provocar fallos inesperados.

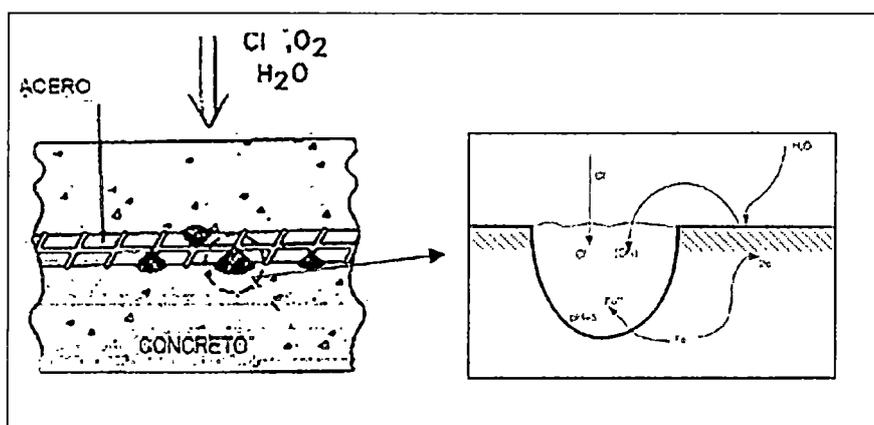


Figura 1.05. Representación del acero frente al ataque de cloruros, detalle de una picadura

### 1.2.3.2.- Corrosión en espacios Confinados:

Este tipo de corrosión se presenta cuando hay hendiduras (grieta y/o abertura profunda) que se forman cuando los materiales están en contacto estrecho, es decir que evita el acceso continuo del oxígeno a esa zona, produciéndose celdas diferenciales de oxígeno que inducen a la corrosión del refuerzo.

En el caso del acero de refuerzo embebido en el concreto se puede presentar este tipo de corrosión, ya que se encuentra en contacto estrecho con la capa pasivadora, y una inyección de grietas con material epóxico sería el causal principal para desatar este fenómeno, cuando la adherencia entre el acero y el epóxico se han deteriorado, generándose una falta de acceso de oxígeno.

Otra causa principal que desata este tipo de corrosión es la presencia de iones cloruro en el concreto, éstos pueden acumularse en la hendidura resultante entre el recubrimiento y el acero. El pH dentro de ese espacio confinado disminuye y el proceso de corrosión se sigue agravando de manera similar al de corrosión por picadura.

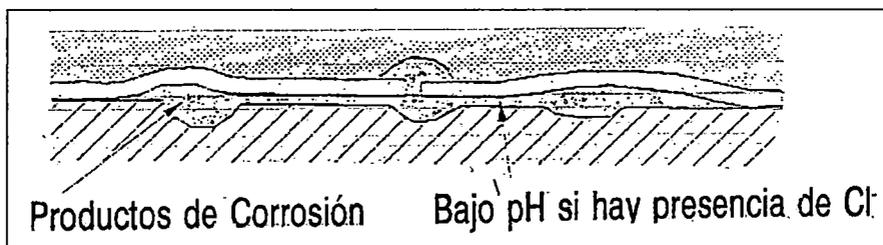


Figura 1.06. Corrosión en espacios confinados debido a la pérdida de adherencia concreto-acero.

### 1.2.3.3.- Corrosión de Fractura por tensión:

Este tipo de corrosión se produce cuando se combina un ambiente corrosivo con tensiones mecánicas de tracción intensas, que son las que actúan sobre el acero de refuerzo en una estructura de concreto armado. El ataque no parece muy intenso, inicialmente se acumulan partículas sobre su superficie tratando de llenar la estructura de poros del mismo, debido al importante incremento de su volumen, éstas presionan sobre el recubrimiento hasta que superan la resistencia a la tracción del concreto provocando de esta manera

fisuras que se propagan a lo largo de la sección del acero de refuerzo y a lo largo del tiempo pueden provocar la fractura de la armadura. Si la barra además, se encuentra sometida a tensiones exteriores la capa de óxido que en un inicio sirve como pasivadora y producto de corrosión posteriormente, puede quebrarse, acelerándose el proceso corrosivo

Este tipo de corrosión normalmente lo podemos encontrar en las estructuras pre o post-tensado, donde se utiliza el acero de alta resistencia, debido en general a la presencia de Hidrógeno atómico difundándose a través del metal.

Este daño produce también fragilización por hidrógeno sobre todo cuando se trata de estructuras en presencia de cloruros, el hidrógeno se desprende del cátodo o bien forma burbujas en la punta de la grieta dando lugar a tensiones muy importantes que hacen que las grietas se desarrollen de una manera rápida.

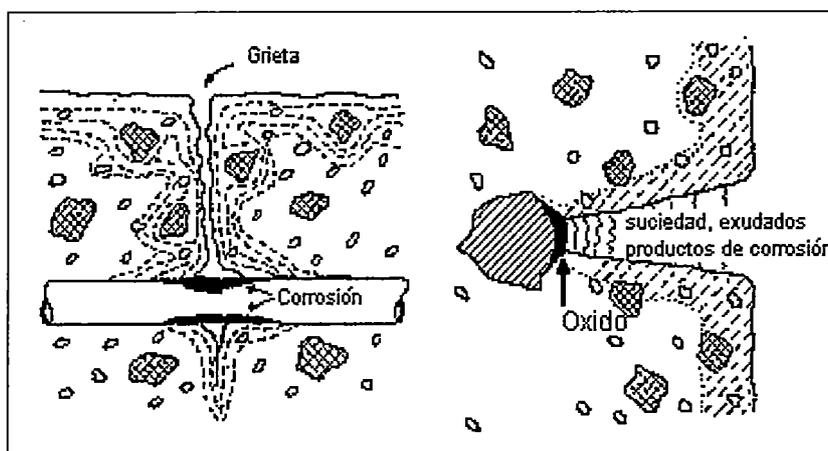


Figura 1.07. Corrosión bajo tensión, se generan grietas en el concreto e inicia el proceso de corrosión.

#### 1.2.3.4.- Corrosión por Corriente de Interferencia:

Este tipo de corrosión se presenta debido a las diferentes corrientes que fluyen en una estructura y que no forman parte del circuito electroquímico, normalmente son resultados de voltajes inducidos cuando la conducción sea paralela a la línea eléctrica de alto voltaje.

Una de las razones principales para que se manifieste la corrosión en una estructura de concreto armado es el intercambio de corriente entre una estructura metálica y un electrolito. Entre los dos tipos de corriente (continua y

alterna), la que más daño puede causar por su contacto es la corriente continua, ya que ésta fluye continuamente en un solo sentido.

Los factores que desencadenan este tipo de corrosión son:

- Los ánodos de sacrificio que se encuentran cerca de las estructuras de concreto armado producto del sistema de protección catódica.
- Máquinas de soldar, donde la estructura conectada a tierra se encuentra cerca de los electrodos de soldar.
- Corrientes telúricas (asociadas a la actividad solar y al campo magnético de la tierra, en nuestro caso producto de las fallas de terreno, exactamente cuando se han puesto en contacto suelos de diferente naturaleza, éstos causan diferencia de potenciales en los cambios de temperatura, generando de esta manera las corrientes telúricas).

### **1.3.- FACTORES QUE AFECTAN Y DESENCADENAN LA CORROSIÓN**

En condiciones normales el acero embebido se encuentra protegido por el concreto, de tal manera de mantener al acero de refuerzo en un estado pasivo siendo su velocidad de corrosión despreciable, sin embargo, una serie de factores pueden provocar la despasivación del acero embebido provocando de esta manera el inicio del proceso de corrosión.

El proceso de corrosión es un fenómeno que se desarrolla de una manera invisible y lenta al interior de la estructura, provocando al acero de refuerzo una pérdida de sección y por ende una pérdida en la capacidad estructural de dicho elemento

Existen varios factores que desencadenan los procesos de corrosión entre ellos tenemos: los que son dependientes del concreto, dependientes del medio ambiente y dependientes del acero de refuerzo propiamente dicho.

#### **1.3.1.- Factores relacionados con el concreto**

El concreto que envuelve al acero de refuerzo debe cumplir ciertas características de diseño para que actúe como capa protectora, protegiendo al acero de refuerzo ante cualquier agente agresivo externo. Dentro de las principales características encontramos:

- Dosificación del concreto
- Compacidad y homogeneidad

- Espesor del recubrimiento
- Reacción álcali – agregado

Todos estos factores se deben tener en cuenta tanto para su preparación como para su puesta en servicio, es importante la obtención de una buena calidad del concreto, la misma que se opondrá al ingreso de los agentes agresivos (principalmente de los cloruros que son los más peligrosos) ya que estos pueden dañar la capacidad estructural del acero de refuerzo.

Una buena capa protectora para el acero de refuerzo embebido en el concreto debe ser dosificado por métodos que proporcionen la máxima resistencia a la penetración de agentes agresivos externos, lo que garantiza su mínima porosidad y por consiguiente una alta compacidad (alta protección del acero de refuerzo a ser atacado por agentes agresivos).

Por tal razón se debe tener en cuenta: la baja relación agua-cemento ( $a/c < 0.40$ ), el grado de hidratación (el concreto endurecido debe tener una adecuada hidratación para evitar la porosidad) y la cantidad de pasta (proporcional, que garantice el menor volumen de vacíos en la estructura). Es así, que no sólo se debe tener cuidado en el diseño de mezcla si no también en la colocación y curado del concreto, ya que una mala colocación y vibrado del concreto podría afectar la homogeneidad del mismo, propiciando la segregación de sus componentes. Así como, un mal curado impide la hidratación del cemento, el cual induce a un déficit de formación de Gel que se manifestará en un incremento de la porosidad y por consiguiente una disminución de su compacidad.

Para concretos expuestos en ambientes con alto contenido de cloruros, el tipo de cemento tiene una mayor influencia sobre la profundidad de penetración de cloruros que la relación  $a/c$ . El cemento pòrtland con adiciones es el que proporciona la mayor cantidad de protección frente al ataque de los cloruros, es así que en este tipo de ambientes agresivos se debe utilizar escorias granulares de alto horno ya que es un medio efectivo y económico de reducir la permeabilidad del concreto.

La reducción de la relación  $a/c$  de 0.6 a 0.40, así como la adición de cenizas volantes o humo de sílice, disminuye la difusión de cloruros y aumenta la resistividad eléctrica del concreto, sin embargo desde un punto de vista práctico no tiene efecto sobre la corrosión del acero de estructuras que tengan la superficie de concreto fisuradas.

Otro factor importante es el espesor del recubrimiento que cubre al acero de refuerzo, ya que debe ser el indicado en las normas internacionales de acuerdo a la agresividad del ambiente, capaz de garantizar la protección de la barra de acero de refuerzo en el concreto, este espesor debe cumplir con los valores que se indican en la norma E-060 (ver anexo), ya que un espesor muy delgado permitiría el ingreso de agentes agresivos mientras que un espesor muy grueso desprotegería esta zona estructuralmente provocando fisuras debido a los esfuerzos de tracción presentes en la estructura, y éstas a su vez pueden comprometer a la estructura por ser un medio rápido donde los agentes agresivos se transportan hacia la barra de acero de refuerzo.

Existen muchas estructuras a nivel nacional que cumplen con los valores mínimos de diseño que manda la norma E-060 de recubrimiento, así como un ancho de fisuras menor de 0.30mm., que han dado como vida útil un periodo menor de 5 años, esto debido a que las condiciones de recubrimiento efectivo y mínimo de fisuras no aseguran que se garantice una máxima protección al acero, debemos recordar que una buena protección del acero embebido es la combinación de todos los factores antes mencionados.

Dependiendo de la orientación y la abertura de las fisuras se puede determinar el grado de peligrosidad de estas, ya que las fisuras transversales al acero de refuerzo permiten el rápido acceso de los agentes agresivos hacia el acero, mientras que las fisuras en la misma dirección del acero pueden indicar que el proceso de corrosión ya ha iniciado. Por otro lado la abertura máxima de las fisuras fluctúa entre 0.10 y 0.30mm. También ensayos realizados anteriormente muestran que la anchura de la fisura no influye sobre la velocidad de corrosión, por un lado los efectos de la corrosión se aceleran por la anchura de las fisuras y por otro se retardan por la existencia del buen recubrimiento.

### **1.3.2.- Factores dependientes del Medio de Servicio**

- Humedad Ambiental
- Presencia de oxígeno
- Temperatura del medio
- Presencia de iones cloruros, sulfatos y carbonatos
- Corrientes de interferencia

Para que el proceso de corrosión se inicie es necesario la presencia de una cantidad mínima de agua en los poros del concreto, ya que éstos son necesarios para la movilidad de los iones a través del electrolito.

El contenido de agua en los poros del concreto se debe a la presencia de humedad relativa del medio ambiente, donde el agua ha penetrado a la estructura a través de las fisuras y grietas y no ha sido saturada (proceso de no inmersión), ya que la velocidad de evaporación del agua en el concreto es mucho menor que lo que gana a causa de la existencia de tensiones capilares. Un mayor contenido de humedad del concreto que el mínimo, se incrementa el peligro y se agrava con la presencia de cloruros debido al carácter higroscópico de los mismos.

Del mismo modo, presencia de humedad implica presencia de oxígeno, ahora dependiendo el grado de humedad que presente el concreto se podrá determinar la agresividad de éste, por ejemplo: en concretos saturados, el oxígeno se disuelve en el agua presente antes de alcanzar la cercanía del acero de refuerzo, manteniendo al concreto en un estado controlable de corrosión, mientras que en un concreto con presencia de HR entre 70% - 90% el oxígeno presente puede llegar a despasivar el concreto logrando su deterioro.

Ahora en humedades relativas menores del 60% el riesgo de corrosión es mínima, incluso si el concreto está carbonatado, dado que el proceso electrofítico está impedido, sin embargo la corrosión es posible si se encuentran altos contenidos de cloruros incluso en ambientes secos debido a los efectos higroscópicos de los cloruros antes mencionados.

Se debe tener en cuenta también el factor temperatura del medio de servicio de la estructura, ya que una temperatura alta ayuda a la movilidad de las moléculas, facilitando el transporte de sustancias al concreto, mientras que una disminución de la temperatura puede dar lugar a condensaciones, las mismas que al aumentar la temperatura pueden producir humedad en el concreto.

Es importante mencionar que para determinar la evolución del proceso de corrosión no basta con identificar uno de los factores ambientales mencionados anteriormente, si no, el conjunto, puesto que tienen efectos contrapuestos, eso quiere decir que mientras que uno de ellos puede desencadenar el proceso de corrosión el otro puede ayudar a retrasar este proceso.

Otro factor importante son las corrientes erráticas o de interferencia que circulan por el medio en el que se encuentran los conductores, siguiendo así caminos no previstos, generalmente, este efecto es importante para acelerar un

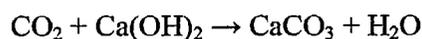
proceso de corrosión ya iniciado por otros factores, ya sea por concretos contaminados con diversas sustancias como iones cloruros o carbonatos.

Existen diversas sustancias que afectan tanto al concreto como al acero de refuerzo, entre ellas se menciona las más agresivas.

**Efecto de los cloruros:** el ion cloruro destruye la capa pasivante que protege inicialmente a las armaduras de acero cuando están embebidas en el concreto. Los cloruros, al alcanzar el acero, causan fácilmente corrosión por "picado". Los cloruros que se encuentran en el agua de mar y en el aire salino de las zonas cercanas a la costa penetran en el concreto por absorción capilar y difusión desde la superficie hacia el interior de las estructuras. También se pueden encontrar cloruros en las aguas subterráneas, en las aguas residuales, en las plantas de tratamiento y afluentes industriales.

**Carbonatación:** es cuando el dióxido de carbono  $\text{CO}_2$  contenido en el aire penetra en las aberturas capilares del concreto y se combina con el hidróxido de calcio para formar carbonato de calcio. Por consiguiente, la alcalinidad del concreto que en principio correspondía a un valor de pH de 12 a 14 se reduce poco a poco.

Si el valor del pH llega a valores inferiores a 9,5 la alcalinidad ya no es suficiente para mantener pasiva la capa de óxido protectora de las armaduras de acero. Por lo tanto, bajo la acción de la humedad y del oxígeno, el efecto de corrosión puede comenzar.



### 1.3.3.- Factores relacionados con la Armadura

- Estado superficial del acero
- Tensiones mecánicas a las que se encuentra el acero
- Contacto galvánico con otros metales

La superficie del acero de refuerzo es una pieza importante en la degradación de la estructura, ya que ésta se encuentra cubierta por una capa de óxido llamada capa pasivadora, la misma que puede servir como protección para el acero y como causante del inicio del proceso de corrosión, ya que el óxido que

se encuentra en la superficie del acero reacciona con las partículas de hierro y forma una superficie porosa, que fomenta el continuo avance de la reacción, producto de oxidación debido a corrosión atmosférica.

Algunos autores indican que la limpieza de la superficie del acero cuando se empieza la construcción puede ser beneficiosa o perjudicial. Beneficiosa por que el óxido que se forma antes del vaciado del concreto puede llegar a ser la capa pasivadora, y por otro lado puede ser perjudicial por que el óxido formado antes del vaciado del concreto puede ser material que reaccionará con la alcalinidad del concreto. Por tal para que funcione como capa pasivadora, ésta deberá estar adherida al concreto, es solo en esta condición que el acero se encuentra protegido de cualquier daño.

Las tensiones mecánicas en el acero ocurren generalmente en las estructuras de pre y post-tensado, ya que suelen estar sometido a tensiones entre 60 y 80% de su límite elástico, las cuales pueden generar el inicio del proceso de corrosión, pero si el acero se encuentra en buenas condiciones y el concreto es de buena calidad, estas tensiones que se presentan no generan ningún riesgo.

Además en este tipo de concretos se puede encontrar fisuras internas no visibles al ojo humano, producto de la alta tensión del acero de refuerzo, provocando una pérdida de sección crítica y al mismo tiempo una ruptura dúctil del elemento.

Otro factor desencadenante de la corrosión es el contacto de dos metales diferentes, en realidad esta situación no genera daño mientras no se presente las condiciones necesarias para que se genere el proceso de corrosión, sin embargo se debe evitar dicho contacto por que uno de ellos puede polarizar al otro llevándolo hacia potenciales más anódicos.

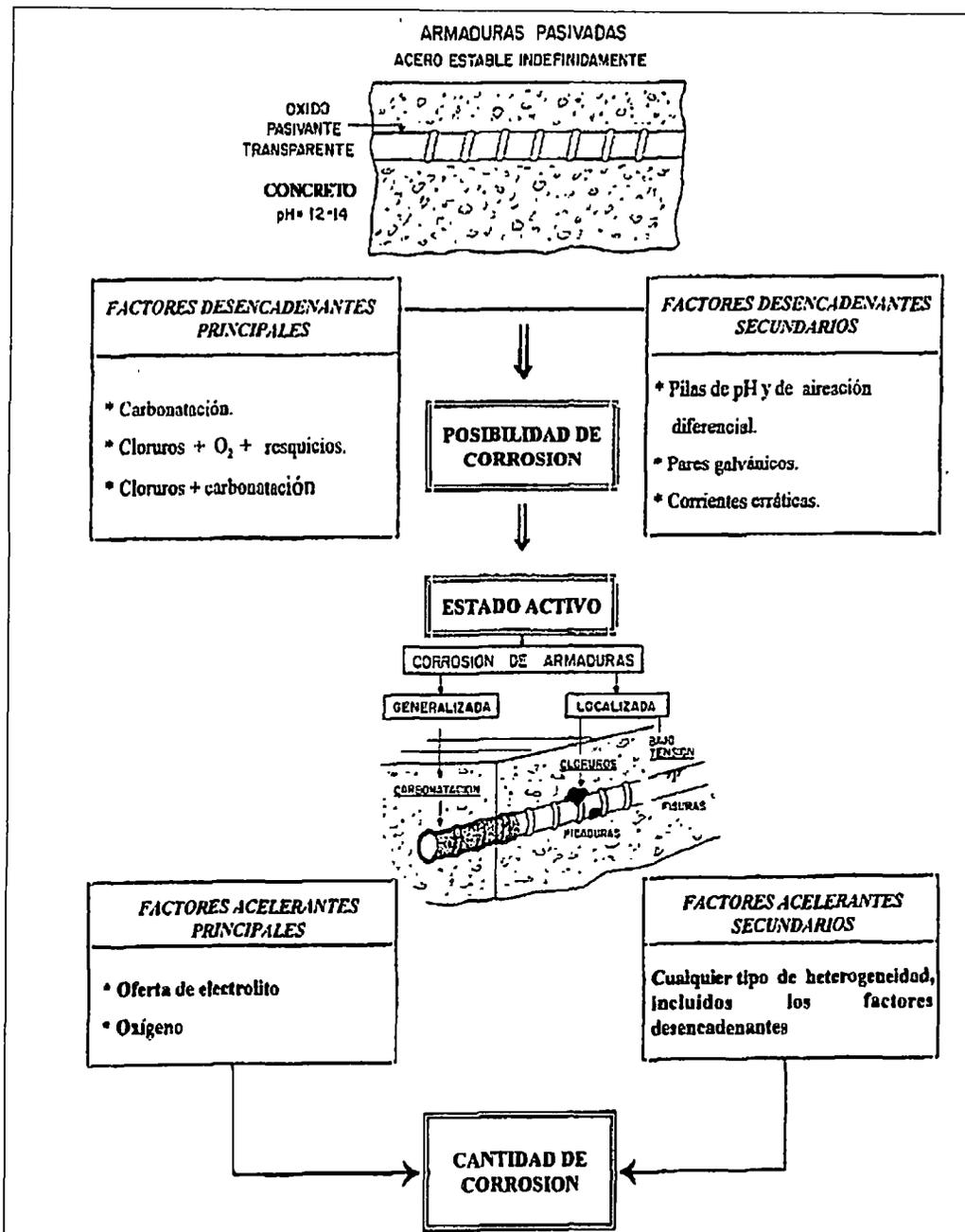


Figura 1.08. Factores desencadenantes y condicionantes de la corrosión de estructuras de concreto armado. Fuente – tesis doctoral “Corrosión de las armaduras embebidas en hormigón en ambientes de extrema agresividad”.

#### 1.4.- MECANISMOS DE CORROSION EN EL CONCRETO

El pH fuertemente básico del concreto (entre 12 y 14) conduce a la formación de una "capa protectora" sobre las armaduras y, en estas condiciones,

se dice que el acero está "pasivado" aún en presencia de oxígeno y humedad, es decir no se oxida. Los iones cloruro son capaces de romper esta capa pasivadora y dejar al acero sin protección, dado que forman un compuesto soluble llamado cloruro ferroso ( $\text{FeCl}_2$ ) con los óxidos de hierro que constituyen la capa protectora.

Una vez que se ha perdido la pasivación, el acero es susceptible de corroerse si están presentes todos los elementos necesarios estudiados en el punto 1.1.1: oxígeno, humedad y un medio (concreto) de baja resistividad eléctrica.

Esencialmente son dos las causas que pueden dar lugar a la destrucción de la película pasivante del acero (óxido) e iniciar dicho proceso. Estas son: la presencia de iones cloruros en el concreto y la neutralización de la pasta conocida como carbonatación.

#### **1.4.1.- CLORUROS:**

Una cantidad mayor a la indicada en la tabla 1.01 para ambientes con presencia de cloruros destruye la capa pasivante que protege inicialmente al acero de refuerzo cuando están embebidas en el concreto. Los cloruros al estar en contacto con la superficie del acero de refuerzo favorecen la hidratación de los iones de metal e incrementan la facilidad de estos iones a disolver, también aumentan la corriente de intercambio de la disolución anódica de los metales citados. La ruptura de la pasividad por el cloruro puede ser local y no sobre toda la superficie pasiva también llamado ataques puntuales (picaduras).

Los cloruros contaminantes de los materiales adicionados a la masa de concreto, que participan en el proceso de corrosión, son los que en contacto con el agua de mezclado se solubilizan convirtiéndose en iones, por tal razón es necesario limitar su contenido en proporciones variables, tal como se muestra en la tabla 1.01.

PAIS	NORMA	LIMITE MAS DE C1*	REFERIDO A
USA	AC1 318	≤ a 0.15% en ambiente de C1	cemento
USA	AC1 318	≤ a 0.3% en ambiente normal	cemento
USA	AC1 318	≤ a .1% en ambiente seco	cemento
INGLATERRA	CP-110	≤ a 0.35% al menos en un 95%	cemento
AUSTRALIA	AS 3600	≤ al 0.22%	cemento
NORUEGA	NS 3474	≤ al 0.6%	cemento
ESPAÑA	EH 91	≤ al 0.40%	cemento
EUROPA	EUROCODIGO 2	≤ al 0.22%	cemento
JAPON	JSCE-SP 2	≤ al 0.6 Kg/m <sup>3</sup> %	hormigón
BRASIL	NBR 6118	≤ al 0.05%	agua

Tabla 1.01. Valor crítico de cloruros en concreto armado. Fuente – “Manual de Inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión de estructuras de hormigón armado”

Las diferentes cantidades máximas de cloruro admitidas por los distintos códigos aparecen debido a la inexistencia de un límite único de aplicación general, ello se debe a que varía en función de las características del concreto (pH de la solución de los poros, contenido de humedad, temperatura, tipo de catión que acompaña al cloruro, contenido de C<sub>3</sub>A y finura del cemento, adiciones, etc.) y del acero (composición, impurezas, desigualdades de la superficie, envejecimiento). Entre la cantidad total de cloruros, existe una parte que se combina con las fases aluminicas y ferríticas de los cementos, pero existe otra parte que se queda sin combinar o “libres”, los cuales pueden ser los más peligrosos.

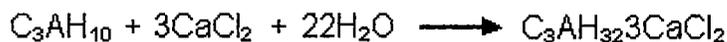
#### 1.4.1.1.- Procedencia de los Cloruros:

La presencia de cloruros en el concreto tienen dos vías principales de acceso: la primera, en la etapa de mezcla de la masa de concreto, ya que los cloruros pueden estar presentes en las materias primas de la masa, estos pueden ser aditivos, agua, cemento o áridos. La segunda, en la etapa del concreto endurecido mediante la penetración de estos cloruros desde el exterior ya sea por que la estructura esté situado en un ambiente marino o estar sometida a la acción de sales de deshielo.

Los cloruros que están presentes en la fabricación del concreto se combinan con la pasta de cemento y tienden a distribuirse de una manera uniforme y no generan pilas de concentración, por otro lado los cloruros que penetran desde el exterior son una cantidad incontrolable ya que depende de muchos factores de exposición, es así que el acero de refuerzo queda por un lado uniforme con los cloruros combinados con estos iones cloruros libres creando pilas macroscópicas de corrosión.

No olvidar que los cloruros combinados con los productos de la hidratación del cemento corren un riesgo de corrosión también, ya que pueden liberarse en cuanto disminuya el pH de la disolución de los poros del concreto.

Los componentes del cemento que reaccionan con los cloruros son el aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) ó ( $3CaO.Al_2O_3$ ) que forma cloro-aluminatos cálcicos hidratado de composición aproximada: ( $C_3AH_{10}.CaCl_2$ ) ó ( $3CaO.Al_2O_3.CaCl_2.10H_2O$ ) también llamado "sal de Friedel", por otro lado reacciona también el ferroaluminato tetra cálcico, ( $C_4FA$ ) ó ( $4CaO.Fe_2OAl_2O_3$ ) y forma el cloro ferrito cálcico, de composición:  $3CaO.Fe_2O_3.CaCl_2.10H_2O$ . Cuyas reacciones son las siguientes:



En conclusión mientras que la fijación de los cloruros con los componentes del cemento retarda la penetración de éstos, producto del medio agresivo, también sirve para aumentar el contenido total de cloruros, ya que esta aleación puede romperse debido a la disminución del pH del concreto.

#### 1.4.1.2.- Penetración de Cloruros en el Concreto:

Para el caso de cloruros que penetran desde el exterior, ocurre en las estructuras que están expuestas a ambientes marinos o inmersos en él, en las que los cloruros ingresan lentamente hasta alcanzar el acero de refuerzo, dando inicio al proceso de corrosión. Esto ocurre debido que al ingresar el agua con sales en el concreto, éstas pueden producir rupturas debido a la presión ejercida por los sales una vez cristalizadas producto de la evaporación del agua. El ingreso del ión cloruro al concreto se produce por distintos mecanismos de

transporte, siendo los más importantes: succión capilar, difusión, permeabilidad y una combinación de succión y permeabilidad conocida como efecto "mecha".

El mecanismo de transporte de cloruros por succión capilar se produce cuando el concreto seco entra en contacto con un líquido en este caso agua con iones cloruro disueltos, el efecto de la tensión capilar provoca un ingreso rápido del agua dentro del concreto, el ión cloruro que se encuentra en el área superficial es adsorbida por los poros del concreto.

En una estructura sumergida en agua de mar, el mecanismo de transporte de cloruros lo determina la diferencia de concentración entre el exterior y el interior de concreto, es decir, si en una zona del concreto la concentración es mayor que en otra se genera un movimiento desde la zona más concentrada hacia la zona menos concentrada, intentando establecer un equilibrio, este proceso se caracteriza por ser lento.

Así mismo, el transporte del fluido está controlado por la permeabilidad del concreto cuando existe una diferencia de presión hidráulica entre dos secciones adyacentes que "provoca" o induce el movimiento del fluido. Es condición necesaria que ambas caras del concreto estén en contacto con el fluido (agua) para poder considerar que el mecanismo de transporte es la permeabilidad. Afortunadamente, los concretos de buena calidad son muy poco permeables.

La cuarta forma de transporte combina dos fenómenos. Por una cara "húmeda", ingresa el fluido, controlado por la permeabilidad del concreto. En la cara opuesta que se encuentra en contacto con el aire, por efecto de la humedad relativa del ambiente se evapora una cierta cantidad de agua contenida en los poros, quedando parcialmente llenos. Si la brisa marina deposita sal sobre su área superficial el ingreso del ión cloruro es cuando la humedad relativa forma una película superficial de agua, que es succionada por los poros capilares para llenarse nuevamente. Este proceso es más rápido que el transporte por difusión y que el controlado por la permeabilidad, aunque es más lento que la succión capilar. Estos casos se observan en la zona de variación de marea, en la que los poros eliminan agua en marea baja, y se saturan en marea alta.

Dependiendo de las condiciones de exposición del concreto y su contenido de humedad, prevalecerá un mecanismo u otro.

Una vez que los cloruros han penetrado a la estructura de concreto se debe tener en cuenta los siguientes puntos:

- El tiempo que emplean los cloruros en llegar al acero de refuerzo en una estructura endurecida, lo más importante es determinar la profundidad a la cual han penetrado los cloruros e inmediatamente realizar un cálculo, ya que el espesor del recubrimiento del concreto debe ser superior a la profundidad que los cloruros sean capaces de penetrar en el tiempo previsto de vida útil de la estructura.
- La proporción que induce la despasivación, es decir la mínima cantidad de cloruros de tal manera que permita el inicio del proceso de corrosión.
- La velocidad de corrosión una vez desencadenada la corrosión,

#### 1.4.1.3.- Velocidad de penetración de Cloruros:

La velocidad con que los iones cloruros penetran en el interior del concreto, es una función de la raíz cuadrada del tiempo, ya que tanto los procesos de difusión pura como los de absorción capilar, siguen una ley potencial.

$$X_{Cl^-} = K_{Cl^-} \sqrt{t}$$

donde:

$X_{Cl^-}$ : profundidad alcanzada por una cierta proporción de cloruros

t: tiempo

$K_{Cl^-}$ : constante que depende del concreto y del medio en el que está expuesto.

Calcular el valor  $X_{Cl^-}$  ha sido muy complejo ya que dependen de muchos factores que hacen variar la formula de la raíz cuadrada del tiempo como calidad del concreto, composición química de cemento, condiciones ambientales de exposición (inmerso, ambiente marino, etc.), por tales razones para obtener valores más reales de velocidad de los iones cloruro debe ser calculada mediante la determinación del coeficiente efectivo de difusión de cloruros (Def.) cuyos procesos están gobernados por la segunda ley de Fick.

$$\frac{\partial C}{\partial t} = Def \times \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

donde:

C: concentración de iones cloruros,

X: profundidad alcanzada por los cloruros

Def: coeficiente de difusión de los cloruros

t: tiempo

Las ecuaciones que propone Fick son basadas en estructuras de concreto armado homogéneas y Def es independiente de la humedad del concreto, de la concentración de cloruros y de la temperatura. Aún así esta ecuación tiene uso limitado debido a la anomalía de penetración de los cloruros. A continuación mostramos el perfil de concentraciones de cloruros en el concreto a una determinada profundidad, debemos tener en cuenta que estos valores son representativos más no precisos ya que la ecuación de Fick tiene uso limitado.

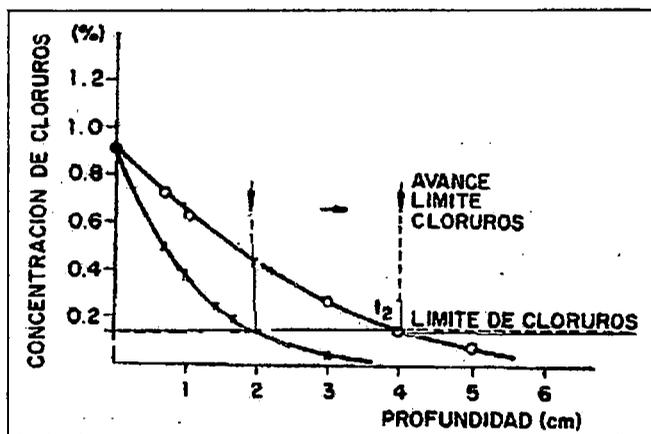


Figura 1.09. Concentración de cloruros Vs. profundidad

Con fines prácticos, utilizaremos la simple ley de la raíz cuadrada tal como se indica líneas arriba, ya que engloba en forma aproximada todos los mecanismos posibles, es así que se genera una gráfica donde muestra los valores que debe adoptar la constante  $K_{Cl}$  entre 3 y 4 mm/año<sup>0.5</sup>, de tal manera de asegurar que los cloruros no lleguen a más de 3 – 4 cm de profundidad en un periodo de tiempo entre 50 y 75 años.

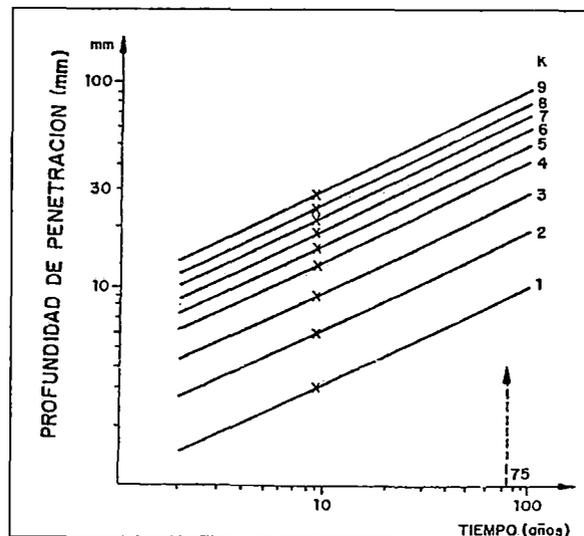
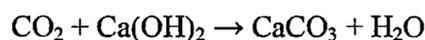


Figura 1.10. Representación doble logarítmica de la ecuación de la raíz cuadrada – Fuente RED DURAR

#### 1.4.2.- CARBONATACION:

La carbonatación en el concreto es el proceso en el que el dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) que se encuentra de manera natural en el aire, reacciona con la humedad presente en el concreto. Este proceso se inicia cuando el dióxido de carbono logra ingresar al concreto a través de sus poros, se disuelve en la solución alcalina presente en el concreto y reacciona con los iones calcio ( $\text{Ca}^{++}$ ) por lo que convierte el hidróxido de calcio con alto pH a carbonato de calcio, que tiene un pH más neutral logrando así una neutralización de todo el material.



Debido al cambio abrupto del pH del concreto aparece un área denominado "frente carbonatado", este frente avanzará de acuerdo a las condiciones en las que se encuentre el concreto las cuales dependerán de la porosidad del concreto, el grado de saturación de agua dentro de estos poros y el contenido en materia alcalina carbonatable.

Este frente se puede visualizar de una manera sencilla, primero extraer un pedazo de concreto y aplicarle un indicador apropiado, en nuestro caso se aplicará como indicador una disolución de fenolftaleína al 1% disuelta en alcohol etílico de 70°, luego se procede a observar, el área que se torne incolora es la zona carbonatada mientras que el área que se torne rojo-púrpura es la zona que aún permanece alcalina.

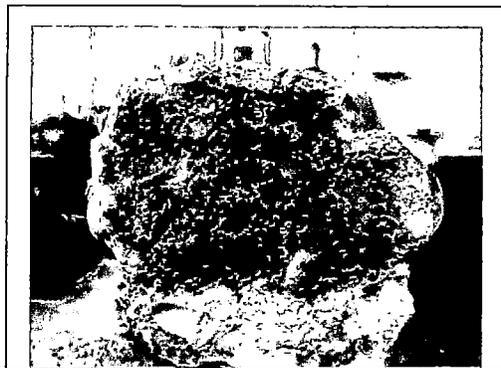


Figura 1.11. Aplicación de fenofaleína al concreto

Es muy importante identificar la presencia de la carbonatación cuando también existe presencia de cloruros en el concreto. En el concreto nuevo que tiene un pH de 12 a 14, según la norma ACI 318 se requiere aproximadamente un 0.15% en peso de cemento de cloruros para iniciar el proceso de corrosión, sin embargo, si el pH baja a un rango de 10 a 11, la cantidad de cloruros para la corrosión es significativamente menor. Por esta razón, una investigación de la condición para la mayoría de las estructuras de concreto en proceso de corrosión debe siempre incluir un análisis de la profundidad de carbonatación y a la vez determinar la velocidad del progreso del frente carbonatado, de tal manera de calcular el tiempo que tardará en llegar a la interfase acero-concreto. Existe una ecuación matemática que representa la carbonatación del concreto en función del tiempo, la cual está basada en la primera ley de Fick:

$$X_{CO_2} = K_{CO_2} \sqrt{t},$$

donde:

$X_{CO_2}$ : profundidad de carbonatación,

t: tiempo,

$K_{CO_2}$ : coeficiente de carbonatación (valores en anexo).

#### 1.4.2.1.- Factores que afectan la Carbonatación:

Tal como se mencionó antes, el proceso de carbonatación es completamente natural, el cual se agravará por variables naturales que se encuentran en el concreto. El aumento de la carbonatación depende fundamentalmente del contenido de humedad del concreto, de la porosidad y el contenido de materia alcalina carbonatable en el concreto.

La presencia de humedad en el concreto es fundamental para dar lugar a la carbonatación, así, si los poros están completamente secos como se muestra en la figura 1.12 el  $\text{CO}_2$  se podrá difundir fácilmente a través del concreto ya que las condiciones así lo permiten pero no podrá reaccionar debido a la falta de agua.

Si los poros están completamente saturados como se muestra en la figura 1.13 se habla de una leve carbonatación debido a la baja solubilidad del  $\text{CO}_2$  en el agua. Solo cuando los poros se encuentran parcialmente llenos de agua (HR entre 50 y 80%) como se muestra en la figura 1.14 son cuando se dan las condiciones óptimas para la carbonatación.

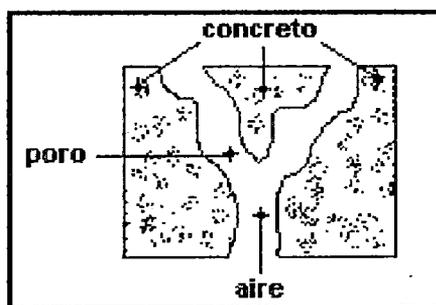


Figura 1.12. Humedad del concreto - poro seco

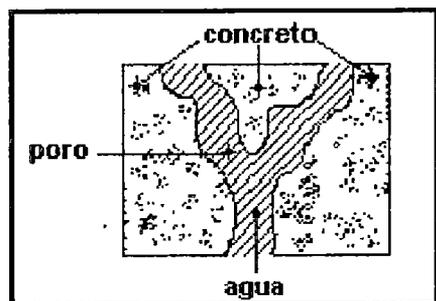


Figura 1.13. Humedad del concreto - poro saturado

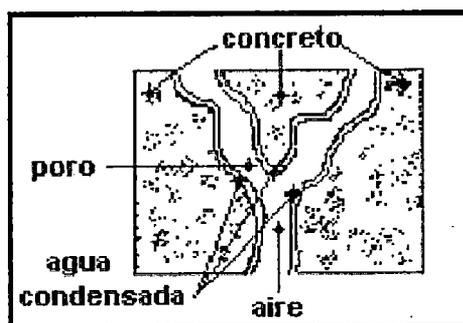


Figura 1.14. Humedad del concreto – poro parcialmente lleno

La permeabilidad en el concreto llevará a una rápida carbonatación. Por tal razón se debe tener en cuenta los siguientes estándares para la producción de concreto de baja permeabilidad. Éstas incluyen relaciones bajas de agua/cemento, compactación apropiada por vibración, un curado apropiado y el uso de materias susceptibles de carbonatarse como puzolanas tal es el caso de ceniza volante o humo de sílice. Todas estas prácticas reducen la permeabilidad del concreto y hacen más difícil para que el dióxido de carbono se difunda a través de él.

El contenido de CO<sub>2</sub> en la atmósfera depende en gran medida de la actividad económica – industrial que se desarrolle en el lugar, por tal razón las zonas más afectadas de carbonatación son las zonas urbanas, en las mismas que se alcanzan grandes concentraciones de óxidos sulfurosos y nitrosos que son combinados con el agua de la humedad ambiental forman los respectivos ácidos sulfurosos y nitrosos, quienes afectan las estructuras de concreto armado tan igual que la carbonatación.

## **1.5.- VIDA ÚTIL Y VIDA RESIDUAL**

### **1.5.1.- Antecedentes:**

Las estructuras de concreto son regularmente consideradas como estructuras durables con bajo costo en mantenimiento, sin embargo en las últimas tres décadas se ha evidenciado inesperadamente deterioros en estas estructuras relacionados con la corrosión de la armadura de refuerzo, lo que ha obligado a introducir un nuevo concepto que se denomina 'definición de la vida útil'. Han sido norteamericanos y nórdicos los pioneros en introducir este nuevo concepto por la década de los 70, ya que empezaron a evidenciar estas anomalías en el concreto endurecido, Estas anomalías en el concreto se debería a que las estructuras estaban expuestas a ambientes agresivos llegando a la conclusión que las estructuras no son eternas sino que tienen una vida limitada, cuya duración hay que prever desde el proyecto. A raíz de eso se han realizado muchas investigaciones para determinar el tiempo de servicio de una estructura, es así que el American Concrete Institute (ACI), el Código Japonés y el Eurocódigo N°2 tienen capítulos dedicados exclusivamente a definir las condiciones que debe cumplir el concreto para que sea durable. Pero todavía ninguno ha introducido la cuantificación de la 'vida útil' o 'vida de servicio'.

## **1.5.2.- Conceptos Básicos:**

### **1.5.2.1.- Funcionalidad:**

La funcionalidad es una cantidad cuantificable que está en función de la capacidad de carga de la estructura, ésta se mide basándose en el tiempo que se pretende dure la estructura.

### **1.5.2.2.- Degradación:**

La degradación es el decremento gradual de la funcionalidad de la estructura con el tiempo. Se puede cuantificar a la degradación como el inverso de la funcionalidad.

### **1.5.2.3.- Vida Útil:**

Se entiende por "vida útil" al periodo de tiempo en el que la estructura conserva los requisitos del proyecto sobre seguridad, funcionalidad y estética, sin costos inesperados de mantenimiento o reparación a lo largo de este periodo." Es decir si la estructura careciera de cualquiera de estas tres propiedades (seguridad, funcionalidad y estética) en el tiempo proyectado, quiere decir que ésta ya sobrepasó el periodo de su vida útil. En el diseño de estructuras por durabilidad el requerimiento de la vida útil de la estructura puede ser definido de antemano por el cliente, por lo que se le llamará vida útil de servicio.

Existen varios investigadores que representaron gráficamente el comportamiento de una estructura de concreto en relación al tiempo, así Tutti estableció un modelo desarrollado específicamente para el caso de la corrosión del acero de refuerzo, donde identificó un período de tiempo al que llama 'iniciación', quiere decir que la estructura conserva todas sus características de funcionalidad y seguridad hasta un momento en que se deteriora, entonces éste va progresivamente en aumento durante un período de 'propagación' hasta que la estructura sobrepasa un nivel más allá de los límites de funcionalidad definidos en el proyecto. Tutti, se refiere a este nivel como 'nivel inaceptable', e indica que es el momento que hay que reparar la estructura, lo cual no siempre es correcto. En todo caso a pesar de la sencillez de la representación este diagrama es ahora materia obligada de referencia cuando se trata de definir la

vida útil de una estructura ya que contiene los tres elementos básicos que la identifican: Define el tipo de deterioro, describe su evolución en el tiempo y define la necesidad de cuantificar el grado inaceptable de deterioro.

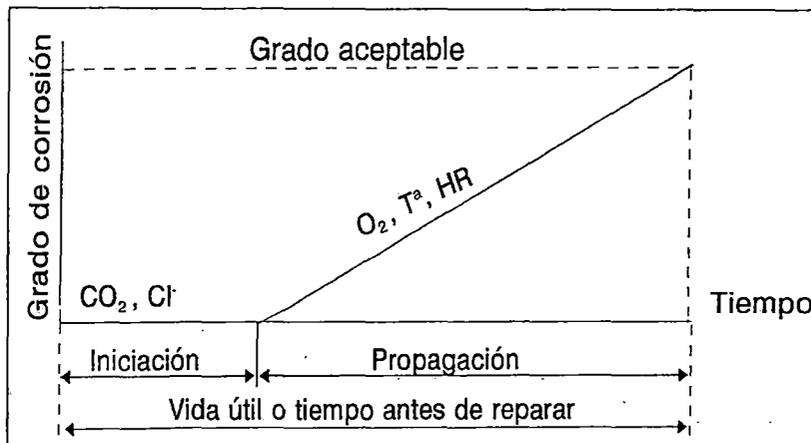


Figura 1.15. Vida útil de una estructura según Tutti

#### 1.5.2.4.- Vida Residual:

Se entiende por "vida residual" al periodo durante el cual la estructura se degrada debido a la corrosión paulatina del acero de refuerzo, en otras palabras es el momento en que la estructura alcanza su vida útil. Este es el periodo en el que la estructura necesitaría reparación, remodelación o completa renovación lo más similar o incluso superior al del proyecto, quiere decir que la estructura una vez reparada cumpla con ser segura, funcional y estética.

En pocas palabras, la etapa de vida residual es el tiempo que tiene el dueño de la estructura, o elemento estructural, para repararla antes que la degradación avance hasta el límite de posible colapso.

A continuación se presenta un esquema de la tendencia progresiva de degradación en su capacidad portante de una estructura que se está corroyendo y que corresponde a lo que sería su vida residual.

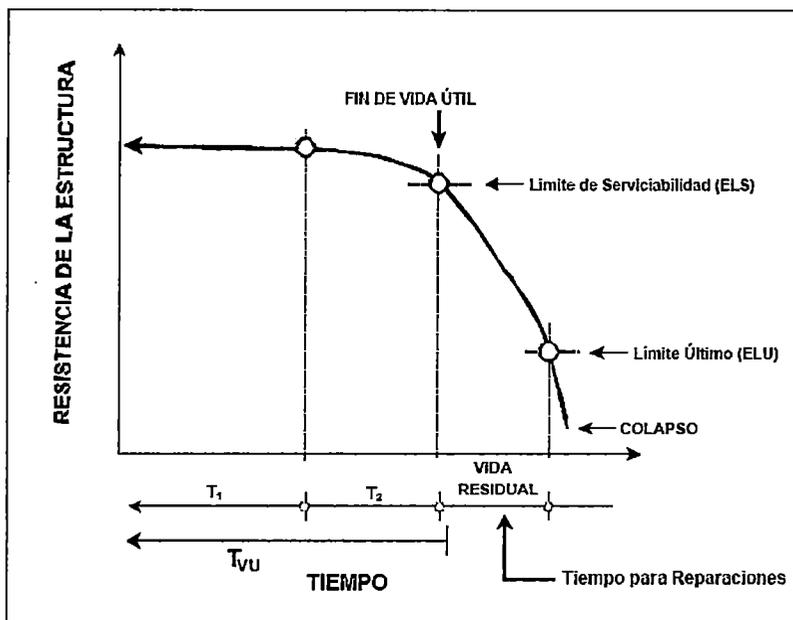


Figura 1.16. Fases de la vida útil de una estructura –  
Fuente Publicación Técnica N° 181,  
Sanfandila, Diseño de Estructuras de  
Concreto con criterios de Durabilidad.

### 1.5.3.- Modelo Teórico de los procesos de degradación:

Según el gráfico 1.16 un aumento de la vida útil puede ser alcanzado prolongando el período de iniciación o disminuyendo la velocidad de propagación una vez que el daño se ha iniciado, para lo cual se debe realizar reparaciones parciales, que disminuyan el grado de deterioro.

En la práctica lo más difícil es identificar el período de iniciación y cuantificar la velocidad de propagación de la mayoría de los fenómenos de degradación del concreto armado.

Esto es particularmente crítico en el caso de la difusión de los cloruros iniciadores de la corrosión, ya que la penetración de éstos varía para cada estructura, especialmente en ambientes marinos en los cuales el coeficiente de difusión presenta elevadas dispersiones. La corrosión causada por carbonatación es, a menudo, más predecible ya que puede estimarse con suficiente exactitud el espesor carbonatado en función de la edad de exposición.

Existe diversidad de criterios que pueden adoptarse para ayudar a definir el límite aceptable de deterioro de una estructura, a continuación se muestran algunos criterios que pueden considerarse dependiendo el tipo de la estructura.

- Momento en el cual se inicia la corrosión (fin del periodo de periodo de iniciación).
- Primera aparición de fisuras visibles con magnificación (espesor < 0.3mm)
- Fisuras visibles a simple vista (espesor > 0.3mm.)
- Primer desprendimiento del concreto de recubrimiento
- Pérdida de sección en las barras del 10%
- Flexión de vigas
- Colapso bajo carga de servicio

#### **1.5.4.- Estimación de la vida útil:**

Es importante determinar la vida útil de las estructuras de tal manera de anticipar la reparación de las mismas y evitar un posible colapso. Entre los factores a tener en cuenta para prevenir los daños causados tenemos:

- La agresividad de medio ambiente
- El espesor de recubrimiento y su resistencia a la penetración del agente agresivo.
- El límite inaceptable del deterioro.

En cuanto a la agresividad del ambiente no hay mucho que decir puesto que todo lo relacionado a este tema se encuentra en los códigos nacionales, para el cual se presenta el siguiente cuadro de la clasificación realizada por la norma ISO "clasificación de la Agresividad de ambientes según prNE 206".

CLASE DE EXPOSICION		CONDICIONES AMBIENTALES
1 AMBIENTE SECO		Por ejemplo: Interior de edificios para viviendas u oficinas (1)
2 AMBIENTE HUMEDO	(a) SIN HELADAS	Por ejemplo: • Interior de Edificios con humedades elevadas ( $\geq 60\%$ ). • Elementos exteriores. • Elementos en suelos o aguas no agresivas.
	(b) CON HELADAS	Por ejemplo: • Elementos exteriores expuestos a la helada. • Elementos en suelos o aguas no agresivas expuestas a la helada. • Elementos interiores cuando la humedad es alta expuestos a la helada.
3 AMBIENTE HUMEDO CON HELADA Y AGENTES DE DESHIELO		Por ejemplo: • Elementos interiores y exteriores expuestos a la helada y agente de deshielo
4 AMBIENTE MARINO	(a) SIN HELADAS	Por ejemplo: • Elementos completa o parcialmente sumergidos en agua de mar o en zona de mareas. • Elementos en ambiente saturado de sales (zona costera).
	(b) CON HELADAS	Por ejemplo: • Elementos parcialmente sumergidos en agua de mar o en zona de mareas y expuestos a la helada. • Elementos en ambiente saturado de sales y expuesto a la helada.
LAS CALSES SIGUIENTES SE PUEDESN PRESENTAR SOLAS O EN COMBINACION CON LAS ANTERIORES		
5 AMBIENTE QUIMICAMENTE AGRESIVO (2)	(a)	• Ambiente químico ligeramente agresivo (gas, líquido o sólido). • Atmósfera industrial agresiva.
	(b)	• Ambiente químico moderadamente agresivo (gas, líquido o sólido).
	(c)	• Ambiente químico altamente agresivo (gas, líquido o sólido).
<p>(1) Esta clase de exposición es válida solo en cuanto a la construcción, la estructura o algunos de sus componentes, no está expuesto a condiciones más severas durante un prolongado periodo de tiempo.</p> <p>(2) Ambientes químicamente agresivos son clasificados en ISO/DP9690 Las equivalencias en las condiciones de exposición son: Clase de exposición 5 a: Clasificación ISO A1G, A1L, A1S Clase de exposición 5 b: Clasificación ISO A2G, A2L, A2S Clase de exposición 5 c: Clasificación ISO A3G, A3L, A3S</p>		

Tabla 1.02. Clasificación de ambientes agresivos según NE 206,  
fuente – RED DURAR

Se debe tener presente la importancia en el cálculo del espesor de recubrimiento, ya que no solo se debe tener en cuenta los factores estructurales y resistencia al fuego, si no también la resistencia a la penetración de agentes agresivos, Esta resistencia puede calcularse de forma aproximada, utilizando la forma de la raíz cuadrada del tiempo, tal como se menciona en el punto 1.4.2.3

No olvidar que hay que tener mucho cuidado con éstos cálculos ya que todavía existe una falta de experiencia para calcular valores reales.

El límite de deterioro inaceptable, en términos generales no se puede definir puesto que varía de acuerdo al tipo de la estructura y de las repercusiones económicas y sociales que pueda generar ésta. Unas veces el límite de deterioro inaceptable puede ser la despasivación del acero, otras puede ser el desprendimiento de un trozo de recubrimiento de concreto que puedan dañar a las personas, mientras que hay estructuras que han llegado a límite de deterioro aparentes muy llamativos sin que su seguridad quede afectada de manera significativa.

## **CAPITULO 2: CONCEPTOS DE DURABILIDAD**

### **2.1.- CONCEPTOS GENERALES DE DURABILIDAD**

#### **2.1.1.- Introducción**

El estudio de la durabilidad de las estructuras de concreto armado y pretensado ha evolucionado durante los últimos años, esto debido al mayor conocimiento de los mecanismos de transporte de líquidos y gases agresivos en el concreto, los mismos que permiten evaluar la vida útil de una estructura de manera cualitativa pero no en criterios subjetivos del tipo “más o menos adecuada”.

Para estimar la durabilidad de una estructura se requiere, por un lado, conocer, evaluar y clasificar el grado de agresividad del ambiente y, por otro, conocer el concreto en la estructura, estableciendo entonces una correspondencia entre ambos

La resistencia de la estructura de concreto reforzado dependerá, tanto de la resistencia del concreto, como de la resistencia del acero de refuerzo. Cualquiera de las dos que se deteriore, comprometerá la estructura como un todo. Los principales agentes agresivos del acero de refuerzo son: el gas carbónico  $\text{CO}_2$  y los cloruros  $\text{Cl}^-$ , mientras que para el concreto, son los ácidos,

que contribuyen a la reducción del pH y al consecuente riesgo de despasivación de la armadura, así como los sulfatos y la reacción álcali-agregado, los cuales generan reacciones expansivas que destruyen el concreto de recubrimiento y protección del acero de refuerzo, actúan en conjunto, atacando principalmente el concreto y secundariamente el acero de refuerzo.

Por lo tanto, a pesar de que no existe una normalización al respecto, es necesaria y conveniente una separación en el estudio tanto para el acero de refuerzo como para el concreto. De igual manera, la proporción y naturaleza de los materiales que componen la masa del concreto, debe ser tratada por separado, cuando se deba elaborar concretos resistentes a medios agresivos para la armadura y concretos resistentes, preponderantemente, a medios agresivos para el mismo concreto.

### **2.1.2.- Definición de Durabilidad**

La durabilidad de una estructura de concreto armado, se define como la capacidad que tiene ésta para soportar durante su vida útil para la cual ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta (acción del intemperismo, ataque químico, abrasión o cualquier otro proceso de deterioro), y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural.

Cuando hablamos de durabilidad de una estructura no solo debemos tener en cuenta el diseño de mezcla a partir del cual fue elaborado el concreto si no también el ambiente de exposición y las condiciones de trabajo a las cuales está sometida. Una estructura durable se logra con una estrategia capaz de considerar todos los posibles factores de degradación y actuar consecuentemente sobre cada una de las fases de proyecto, ejecución y servicio de la estructura.

### **2.1.3.- Estado Límite de Servicio y Estado Límite Último**

Los estados límites de la durabilidad de una estructura son los valores mínimos de servicio o valores máximos aceptables de degradación. Principalmente estos límites son: el estado límite de servicio (ELS) y el estado límite último (ELU).



prácticas constructivas recomendadas; previas, durante y posteriores a la colocación del concreto.

Puesto que el deterioro prematuro de un elemento de concreto tiene causas muy variadas y que pueden ocurrir en un elemento a un mismo tiempo, es necesario identificarlas todas y reconocer su posible procedencia, más aún, es necesario saber sus mecanismos de ocurrencia y la magnitud de los daños que pueden provocar, ya que el establecimiento de todas estas condiciones es vital para poder prolongar la vida útil de cualquier estructura.

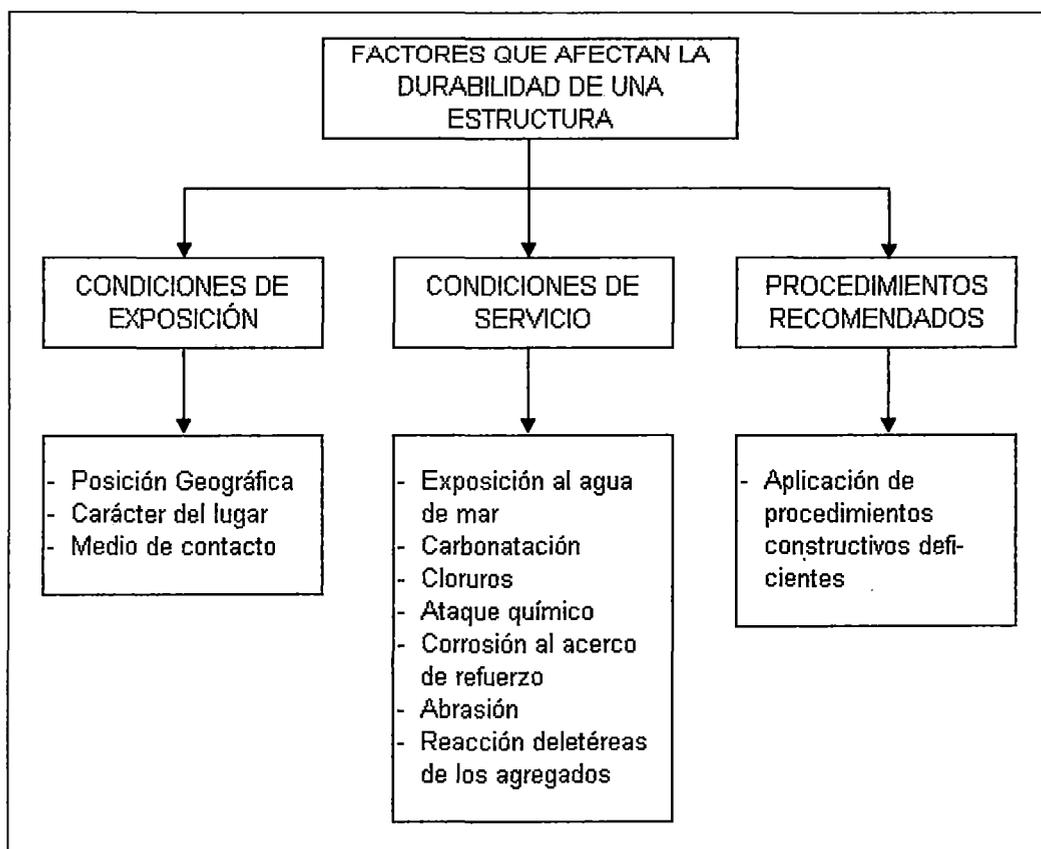


Figura 2.02. Diagrama resumen de los factores que afectan la durabilidad de una estructura de concreto armado.

### 2.2.1.- Condiciones de Exposición

La determinación de las condiciones de exposición de cualquier elemento son referidos al medio ambiente que dependen de la posición geográfica, del carácter urbano, rural o industrial del lugar; y las características del medio de contacto que corresponden al suelo, el agua o cualquier otra sustancia sólida, líquida o gaseosa que eventualmente pueda tener contacto con la estructura.

### **2.2.1.1- Posición geográfica**

Cuando hablamos de posición geográfica para el caso del deterioro de una estructura, nos referimos específicamente a las condiciones climatológicas que se puede manifestar en dicha área. Por lo que es necesario identificar estas condiciones tanto en la elaboración del concreto como en la puesta en servicio.

Debemos conocer los intervalos de temperatura del medio ambiente que presenta la zona a la que está expuesta la estructura. Para asegurar la durabilidad de una estructura debemos confirmar que la temperatura de la zona en este ambiente sea la adecuada, si se llegara a presentar un intervalo tanto de bajas como altas temperaturas, debemos aplicar medidas para proteger tanto al concreto fresco como al endurecido.

Por otro lado el ACI 305 indica que no solo se debe tener en cuenta la temperatura del medio ambiente a la cual está expuesta la estructura, si no también la temperatura del concreto, baja humedad relativa y velocidad del viento.

### **2.2.1.2.- Carácter del lugar**

Al hablar de carácter del lugar, podemos definir tres ambientes básicos de referencia: urbano, rural e industrial. En cada uno de éstos se pueden definir diferentes condiciones relativas al carácter del lugar que permiten establecer diversos sub-ambientes; en la creación de esta subdivisión se toman como base la humedad y la exposición a sustancias químicas agresivas.

Debemos tener definido las características de un ambiente, ya que el no reconocerlos cuando nos encontramos con uno de ellos pueden llegar a deteriorar la estructura, en este caso mencionaremos una clasificación de carácter de lugar en orden de menor a mayor según el grado de deterioro que pueden causar.

- Ambiente seco, área interna con humedad relativa < 70%
- Ambiente húmedo, área interna con humedad relativa > 70% y externa en contacto con agua o terreno no agresivo.
- Ambiente marino, área parcial o totalmente inmersa en el mar o zona periférica también área rica en sales o zona costera

- Ambiente con ataque químico débil, área en contacto con sustancias débilmente agresivas, también área industrial o urbana con débil contaminación
- Ambiente con ataque químico medio, área en contacto directo con sustancias moderadamente agresivas, también área industrial o urbana con alta contaminación
- Ambiente con ataque químico fuerte, área en contacto con sustancias fuertemente agresivas.

### **2.2.1.3.- Medio de Contacto**

Las estructuras de concreto puestas en servicio tienen contacto directo con diferentes medios entre ellos concreto, suelo, agua, etc. Éstas dos últimos medios son los únicos que pueden tener un carácter agresivo que afecte la durabilidad de la estructura al entrar en contacto con dichos medios y esto se debe a que de manera natural estos medios pueden contener sustancias agresivas en variadas consideraciones que pueden causar daños al cemento Pórtland contenido en el concreto.

Aunque la lista de sustancias agresivas para el concreto puede resultar muy larga, las que se consideran más comunes y agresivas son los sulfatos, los cloruros, los álcalis, el calcio y el magnesio.

No obstante debemos tomar precauciones para aislar la estructura de concreto de su medio de contacto, para lo cual se ha recomendado la aplicación de una serie de medidas en forma individual y / o complementaria, que son las siguientes:

- Reducir el nivel freático por medio de drenes o por cualquier otro procedimiento adecuado.
- Aplicar sobre la superficie del terreno o la cimentación un producto impermeabilizador u otro material que actúe como tal, antes de la exposición de la estructura de concreto armado.
- Aplicar un recubrimiento de protección sobre las superficies terminadas de concreto que deban permanecer enterradas.
- Sustituir el material producto de excavación por otro libre de sustancias agresivas para efectuar los rellenos de las cimentaciones.

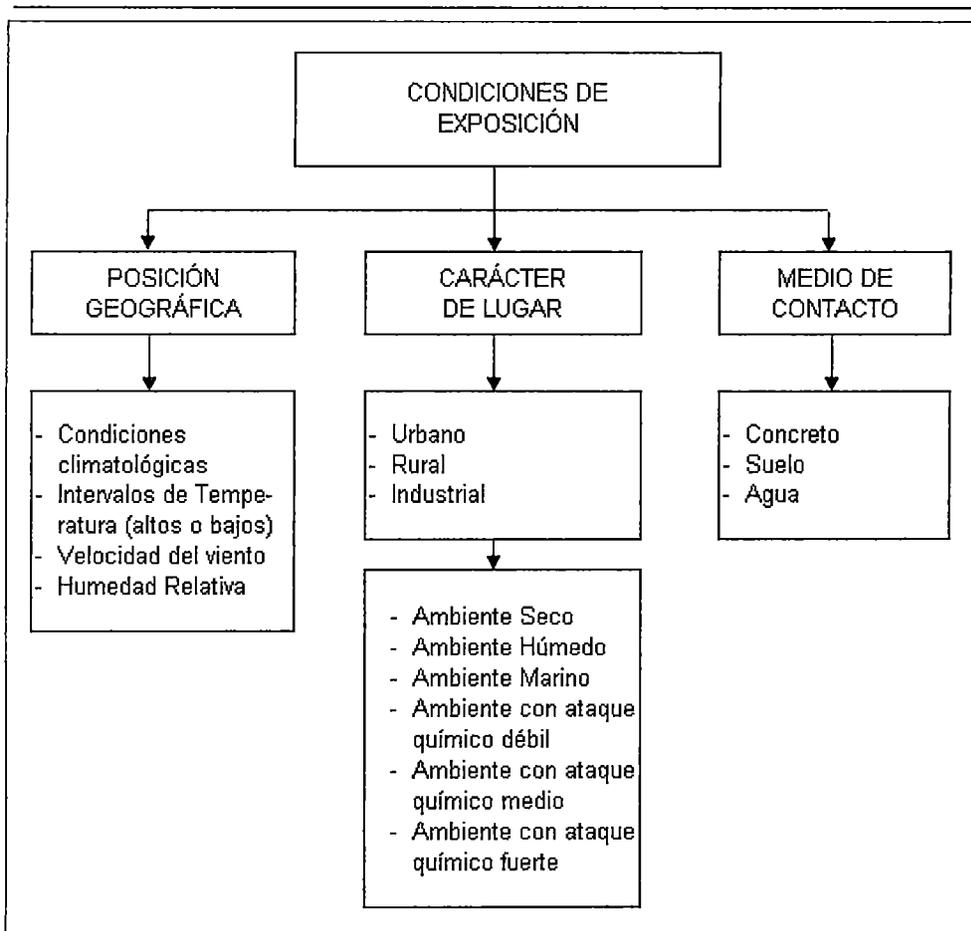


Figura 2.03. Diagrama resumen de las condiciones de exposición a tener en cuenta en un diseño de durabilidad de una estructura de concreto armado.

## 2.2.2.- Condiciones de Servicio

### 2.2.2.1.- Exposición al agua de mar

El agua de mar contiene de manera natural elevadas concentraciones de sulfatos (1,500 ppm) y de cloruros (> 20,000 ppm), por lo que representa un medio de contacto altamente agresivo para el concreto, por tal razón se debe proteger a la estructura que está expuesta a este medio debido a la elevada concentración de sales en éstas.

### **2.2.2.2.- Carbonatación**

El principal efecto de la carbonatación es una clara disminución del pH de la pasta de concreto, que como consecuencia genera una disminución de la protección a la corrosión que otorga el concreto al acero de refuerzo. El principal promotor de la corrosión es el CO<sub>2</sub> presente en el ambiente de manera natural; éste al combinarse con la temperatura, humedad relativa y permeabilidad del concreto genera la despasivación del acero de refuerzo.

Principalmente se puede encontrar estructuras con daños severos por carbonatación cuando éstas están expuestas a medios con humedad relativa entre 50 y 70%. Mientras que para ambientes cuya humedad relativa se encuentra por debajo de 25%, la carbonatación se considera insignificante.

### **2.2.2.3.- Ataque por Sulfatos**

Los sulfatos se pueden presentar en diferentes niveles de concentración en la naturaleza. Cuando se encuentran en concentraciones pequeñas, se consideran prácticamente inofensivos, pero a medida que incrementan su nivel de concentración, su presencia se vuelve una condición de riesgo para las estructuras de concreto ya que puede producir cambios volumétricos en los elementos, causando de esta manera fisuración y deterioro prematuro del concreto. Cabe mencionar que la condición más desfavorable cuando existen sulfatos es cuando éstos se encuentran solubles en agua. Por tal razón, es necesario tener en cuenta los contenidos máximos de sulfatos (ver valores críticos de la Norma ACI 318).

### **2.2.2.4.- Ataque por Cloruros**

Los cloruros son sustancias que se encuentran principalmente en las zonas marinas y que penetran en el concreto producto de alguna degradación como fisuras y la mala calidad del recubrimiento del concreto en una estructura de concreto armado. Estos cloruros son los que inician el proceso de corrosión una vez que llegan a entrar en contacto con los aceros de refuerzo y provocan la corrosión localizada de ésta. Por tal razón, es necesario tener en cuenta los contenidos máximos de cloruros (ver valores críticos de la Norma ACI 318).

### **2.2.2.5.- Ataque químico**

El ataque químico al concreto se debe a diversas causas, los cuales pueden tener diversos orígenes y fuentes de aporte, de tal manera que es necesario conocerlos para reconocer cuáles son sus posibles efectos nocivos en contacto con el concreto.

Existen estructuras de concreto que están en contacto con diferentes medios como suelos y aguas superficiales o freáticas que contienen sustancias agresivas que atacan químicamente al concreto.

### **2.2.2.6.- Corrosión del acero de refuerzo**

Como ya se ha estudiado, la principal causa de corrosión del acero del refuerzo embebido en el concreto tiene origen en una diferencia potencial electroquímica en la que es común la presencia de una corriente eléctrica que inicia el fenómeno de corrosión electrolítica, no obstante el proceso de inicio de corrosión no se iniciaría sin la presencia de oxígeno y humedad en el concreto.

Como consecuencia de los procesos de corrosión del acero, se pueden tener dos efectos claramente diferenciados en las estructuras de concreto. Por una parte, debido a la corrosión del acero de refuerzo disminuye la sección del acero, perdiendo de esta manera la adherencia a la masa de concreto, por lo que se afecta en forma negativa sus propiedades mecánicas y, por tanto, merma su capacidad de trabajo estructural. Por otra parte, ocurren cambios volumétricos que se derivan de la formación de los productos de la corrosión, donde dichos cambios generan presiones lo suficientemente poderosas para agrietar la pasta de concreto y, en casos extremos, provocar desprendimientos de concreto.

### **2.2.2.7.- Abrasión**

Entendemos como abrasión a las acciones de desgaste derivadas de la fricción y el frotamiento, donde la resistencia a este proceso depende de tres aspectos básicos: la resistencia intrínseca de los agregados a las acciones abrasivas y su composición granulométrica; la resistencia mecánica del concreto específicamente a la compresión, y los diferentes aspectos prácticos involucrados en el uso del concreto y la ejecución de la obra.

El ACI 302 ha resumido y agrupado una serie de deficiencias que afecta en forma directa la resistencia al desgaste de las superficies de concreto expuestas a la abrasión.

- Empleo de excesiva agua en el mezclado de concreto.
- Utilizar una cantidad de cemento inadecuada.
- Un revenimiento alto, tal que provoque el movimiento de las partículas ligeras hacia la superficie y el sangrado.
- Manipulación excesiva del concreto.
- Contenido de aire que no considere las condiciones de exposición.
- Prácticas inadecuadas de acabado que favorecen el proceso de sangrado.
- Realización del acabado superficial con adición de agua.
- Formas y prácticas de curado no adecuadas.
- Carbonatación.
- Disminución de la resistencia potencial del concreto.
- Apertura de la estructura al tránsito en forma prematura.

#### **2.2.2.8.- Reacciones deletéreas de los agregados**

En el caso de las condiciones que prevalecen en el interior del concreto, la condición más inestable que afecta la durabilidad del mismo es la que se produce por las reacciones deletéreas entre el cemento y los agregados.

Todos los agregados son reactivos en menor o mayor grado cuando se incorporan a la masa del concreto ya que entran en contacto con el cemento Pórtland. La agresividad de estos agregados está en función de su composición química y su abundancia, ya que al combinarse con el agua producto de la humedad presente en la estructura produce fuerzas de expansión destructivas dentro del concreto. Este proceso de reacción involucra la presencia de álcalis (principalmente aportados por el cemento), agua y ciertos agregados silíceos. El deterioro debido a esta reacción se manifiesta usualmente en la superficie de la estructura afectada por un sistema regular de fracturas llamado mapeo o patrón de fisuramiento.

La reacción álcali-agregado se define como el proceso físico-químico en el que intervienen algunos minerales de los agregados y los hidróxidos alcalinos del concreto que son aportados principalmente por: el cemento, los agregados o

por algún agente externo. Este proceso genera presiones de poro lo suficientemente fuertes para producir fisuramiento del concreto y su consecuente deterioro.

Las condiciones que permiten el desarrollo del deterioro por esta reacción son:

- Presencia de altas concentraciones de hidróxidos alcalinos en el poro y migración de los reactantes a los lugares donde ocurre la reacción.
- Reacción de las partículas de agregado y formación de un producto de reacción (gel).
- Flujo o absorción de un fluido por el producto de reacción, causando fuerzas expansivas.
- El estrés o fuerza expansiva actúa en el cemento, el agregado y/o en la zona de adherencia pasta/agregado, causando fracturamiento y el por ende el deterioro del concreto.

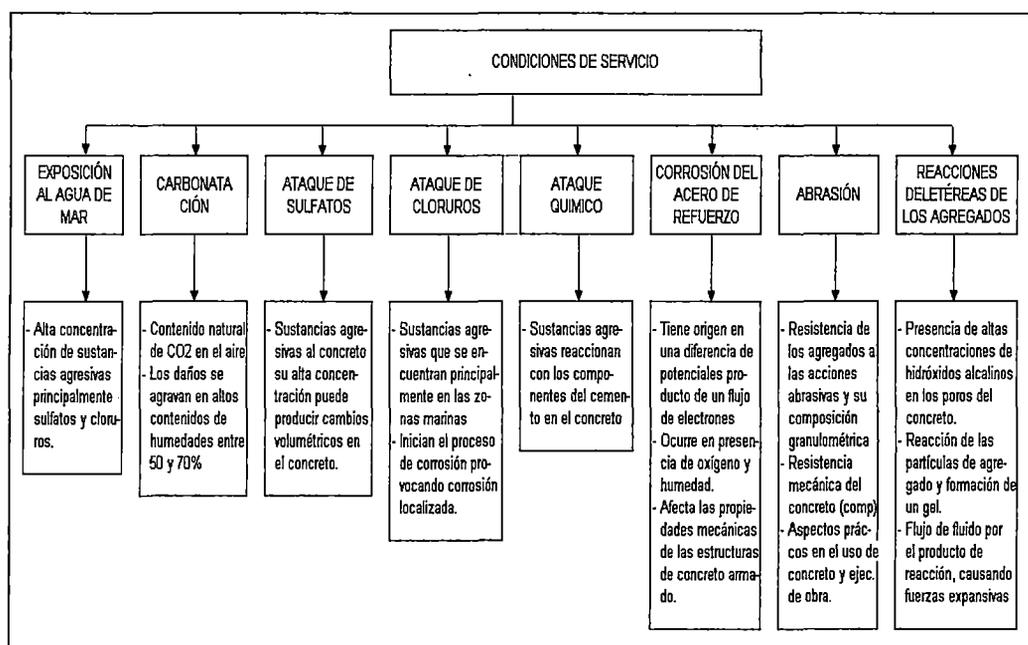


Figura 2.04. Diagrama resumen de las condiciones de servicio a tener en cuenta en un diseño de durabilidad de una estructura de concreto armado.

### 2.2.3.- Procedimientos recomendados

En la fabricación del concreto se ha puesto mayor atención a la calidad del producto, realizando para ello supervisiones estrictas sobre la calidad de los componentes, la técnica y las condiciones de producción y las características de

los equipos con los que se produce. Sin desmerecer a las actividades previas y posteriores a la elaboración del concreto.

En la producción de un concreto durable se debe prestar mucha atención a las actividades como el diseño, elaboración y colocación del concreto en su totalidad, de esta manera tener la seguridad de que el concreto pueda cumplir con las necesidades para las que fue diseñado.

Sin embargo en la actualidad se ha identificado que el mayor porcentaje de defectos observados en los elementos de concreto armado se origina por la aplicación de procedimientos constructivos deficientes y la ignorancia o el inadecuado manejo que existe sobre el producto.

Es una condición obligada que se cumplan todas las prácticas de construcción sugeridas en el diseño, elaboración, transporte, manejo, colocación y acabado para lograr un concreto durable, ya que esto permite hacer un uso más eficiente de los materiales, mejorar las condiciones de diseño, lograr productos de acuerdo con las necesidades del proyecto, disminuir los costos de mantenimiento, mejorar la relación costo / vida útil, etcétera.

### **2.3.- ESTRATEGIA PARA LA DURABILIDAD**

Para que una estructura pueda cumplir con los requisitos mínimos de seguridad, funcionalidad y estética durante su vida útil, será necesario seguir una estrategia que considere todos los posibles mecanismos de degradación y factores que ayuda a reducir la vida útil de la estructura, adoptando medidas específicas en función de la agresividad a la que se encuentre sometido cada elemento.

La estrategia de durabilidad incluirá, al menos, los siguientes aspectos:

- Adecuada forma estructural.
- Desarrollar una calidad adecuada del concreto.
- Escoger un espesor de recubrimiento adecuado para la protección de las armaduras.
- Control del valor máximo de abertura de fisura.
- Disposición de protecciones superficiales en el caso de ambientes muy agresivos.
- Tomar medidas contra la corrosión de las armaduras de refuerzo.

- Desarrollar planes de contingencia frente a fenómenos naturales.

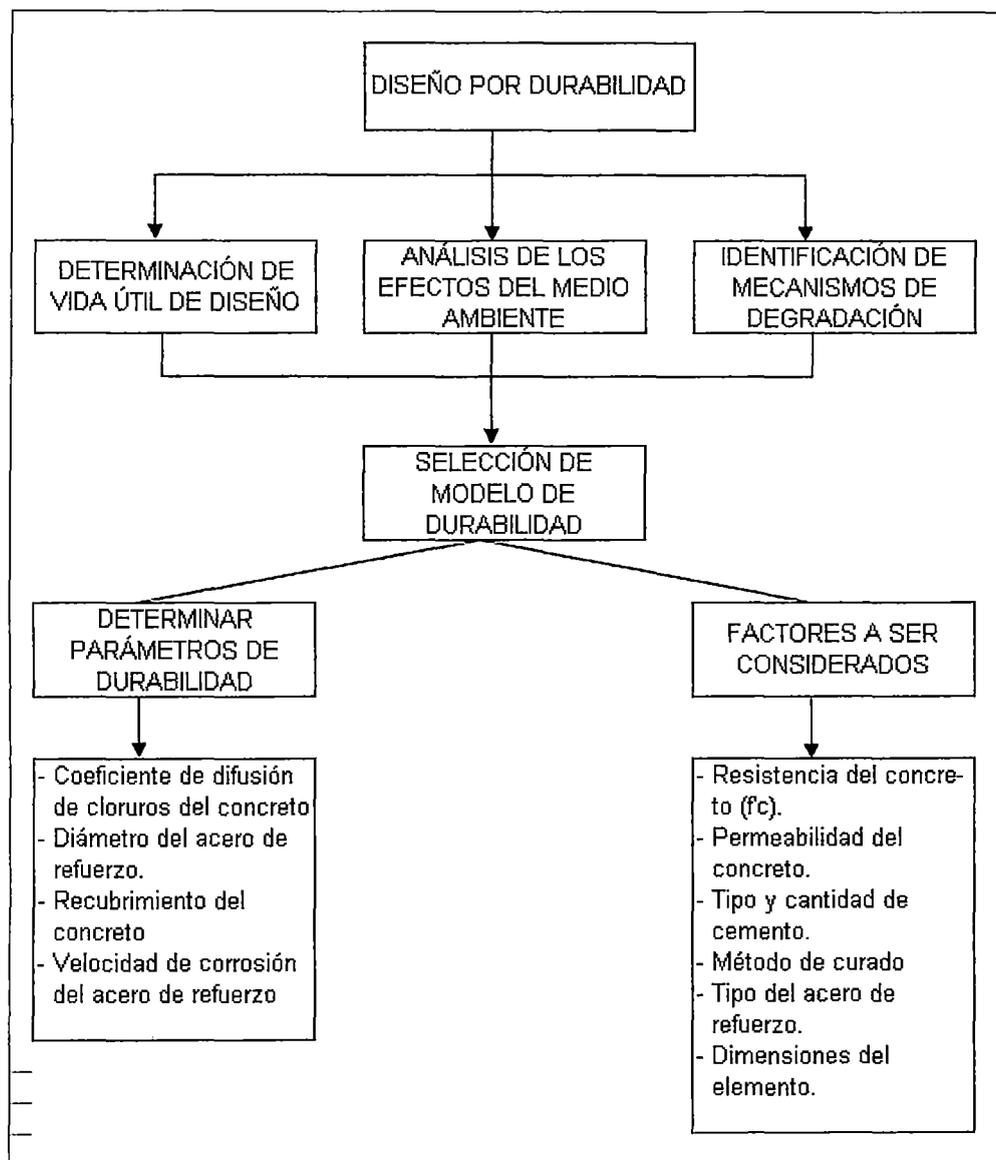


Figura 2.05. Diagrama resumen del diseño por durabilidad de una estructura de concreto armado.

### 2.3.1.- Forma estructural de la Estructura

La mayoría de los ataques que sufre una estructura de concreto armado están relacionados con el agua, en algunos casos provenientes de sustancias disueltas que penetran a través del concreto (por ejemplo ataques químicos), en otras ocasiones él mismo agua es el que provoca daños (por ejemplo efectos de hielo y deshielo). Es así que se procurará evitar el empleo de diseños

estructurales que sean sensibles frente a la acción del agua. Si es necesario se reducirá al mínimo el contacto directo de la superficie de concreto y el agua.

Además es necesario diseñar un método para evacuar de manera rápida el agua (sistema de drenaje), si es que se diera el caso de sobresaturación de la estructura.

Se deberá prever el acceso a todos los elementos estructurales que componen la estructura principal de tal manera de disponer sistemas de inspección y mantenimiento durante su tiempo de servicio.

### **2.3.2.- Calidad del concreto**

Una estrategia enfocada a la durabilidad de una estructura debe conseguir una calidad adecuada del concreto, tal y como se explica en el punto 1.3.1, en especial en las zonas superficiales donde se pueden producir los procesos de deterioro.

Un concreto de calidad adecuada es aquel que se ha tenido mucho cuidado tanto en la elaboración como en la puesta en obra del concreto, ya que un mal procedimiento de colocación así como un mal curado pueden iniciar el deterioro.

### **2.3.3.- Recubrimiento**

El espesor del recubrimiento constituye un parámetro de gran importancia para lograr una protección adecuada de la armadura durante la vida de servicio de la estructura, tal como se explica en el punto 1.3.1, y es necesario que sea el óptimo tal como se indican en la norma E.060.

En el caso de las armaduras pasivas o armaduras activas pre-tensadas, se observarán los siguientes recubrimientos, que por lo menos sean igual o mayor a los siguientes límites:

- En dirección vertical
  - 4cm o dimensión horizontal de la varilla en contacto
- En dirección horizontal
  - 4cm, la mitad de la dimensión vertical o la dimensión horizontal de la varilla en contacto.

### **2.3.4.- Análisis de los efectos del Ambiente de servicio:**

En el análisis de los efectos del medio ambiente se deben incluir la identificación de las condiciones climatológicas a las que estará expuesta la estructura, entre ellas las variaciones de temperatura, presencia de humedad relativa, lluvias, condensación de humedad, heladas, radiación solar, contaminación ambiental, etc.

También es importante identificar las condiciones geológicas como: agua subterránea, posible contacto con agua salina, contaminación del suelo por agentes agresivos como sulfatos y cloruros. Para determinar el tipo de ambiente al cual está expuesta la estructura se puede tomar como referencia la tabla 1.02 del capítulo 1.

### **2.3.5.- Valores máximos de abertura de fisura:**

Para las estructuras de concreto armado, la influencia de la abertura de fisura sobre la corrosión de las armaduras puede ser relativamente pequeña, siempre que dicha abertura permanezca dentro de un rango de valores suficientemente bajos, según el libro de durabilidad del concreto del Ing. Riva López los valores de fisuras deben ser menores de 0.30mm. Ello se debe, en gran parte, a que presentan tendencia al autosellado, lo que evitaría que se produzca la aceleración de los procesos involucrados en la corrosión.

Las fisuras orientadas de forma longitudinal a la armadura tienen mayor trascendencia que las que lo hacen transversalmente, dado que su influencia es más generalizada y, además, conllevan mayor probabilidad de pérdida del recubrimiento.

### **2.3.6.- Medidas especiales de protección**

En casos de especial agresividad, donde las medidas normales de protección no se consideren suficientes, se podrá recurrir a la disposición de sistemas especiales de protección.

Las protecciones adicionales pueden ser susceptibles a la vida útil de las estructuras, ya que pueden provocar la disminución de ésta. En estos casos, el proyecto deberá contemplar la planificación de un mantenimiento adecuado del sistema de protección.

Algunos ejemplos de medidas especiales de protección pueden ser los siguientes:

- Aplicación de revestimientos superficiales con productos específicos para la protección del hormigón.
- Protección catódica de las armaduras. - Inhibidores de corrosión.
- Galvanizado, sólo para las armaduras pasivas.

## **CAPITULO 3: MONITOREO DE UNA ESTRUCTURA PARA ESTIMAR EL ESTADO DE CORROSIÓN DEL REFUERZO**

### **3.1.- ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA ARMADA UTILIZANDO EL EQUIPO “CONCRETE CORROSION MAPPING SYSTEM”**

#### **3.1.1.- Introducción**

Las estructuras que están expuestas a ambientes marinos tienden a sufrir deterioro ya sea por estar en contacto con agua de mar, brisa marina o empleo de agregados contaminados con sales, esto debido a que el ambiente marino tiene un principal agente agresivo que es el ión cloruro, una cantidad necesaria de éstas presente en el concreto puede iniciar el proceso de corrosión. Para que el proceso de corrosión empiece a dañar la estructura es necesario que estos iones cloruros lleguen a la superficie del acero, ya que el contacto con la película pasiva provoca la inestabilidad de la estructura.

Para evitar el pronto deterioro de la estructura es necesario detectar las causas que la generan y la velocidad a la cual se degrada la estructura, en nuestro caso se habla del principal agente agresivo el ión cloruro. Es así que se han identificado una serie de estudios que pueden dar un diagnóstico del estado

de la estructura, es el caso de la inspección visual y técnicas electroquímicas de estudio de corrosión.

En el caso de estructuras en servicio que se encuentran dañadas es mejor utilizar métodos *in-situ*, las ventajas de estos métodos es que no son destructivos y son de vital importancia por su simplicidad, rapidez y el número de mediciones que se pueden realizar sobre la estructura. De esta manera es factible evaluar la homogeneidad de la estructura sin comprometer su integridad, pero como contrapartida presentan el inconveniente de la compleja interpretación de sus resultados, debido a las distintas variables que los afectan.

Existen diversos equipos que ayudan a calcular los principales parámetros electroquímicos que caracterizan al proceso de corrosión del acero en el concreto que son: el potencial de corrosión ( $E_{corr}$ ), la resistencia a la polarización ( $R_p$ ) y resistividad eléctrica del concreto ( $r$ ), necesarios para emitir un diagnóstico de una estructura deteriorada, la más sencilla y utilizada en campo es la medición del potencial de corrosión ( $E_{corr}$ ) que se realizó con el equipo "Concrete Corrosion Mapping System", el cual permite determinar el estado superficial del acero de refuerzo informando sobre el estado activo o pasivo de riesgo de corrosión localizada, más no da información de la velocidad con la cual se está propagando la corrosión por ser del orden cualitativo. Las técnicas electroquímicas que suministran información acerca de la cinética o velocidad de corrosión son las curvas de polarización, resistencia a la polarización e impedancia electroquímica basadas en la teoría de Stern – Geary de cinética de corrosión. De éstas, las dos últimas son las más usadas en mediciones *in-situ*, en este caso utilizaremos un análisis de tendencia para el cálculo de la velocidad de corrosión con una aproximación utilizando la curva de polarización, por no contar con el equipo requerido para la toma de estos valores.

La principal función del equipo "Concrete Corrosion Mapping System" es identificar las posibles zonas de deterioro en una estructura, esto gracias a la construcción de un mapa producto de las diferentes lecturas de diferencias de potencial tomadas en dicha zona. Asimismo, es importante tomar en consideración que el procedimiento seguido por el mencionado equipo sigue las pautas de la norma ASTM C-876 al evaluar estructuras en servicio.

### 3.1.2.- Concrete Corrosion Mapping System

#### 3.1.2.1.- Concepto

El "Concrete Corrosion Mapping System" es un equipo diseñado por la empresa Mc. Miller Co., dicha empresa ha basado su diseño en la norma ASTM C-876 Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete (método de la prueba estándar). Este equipo permite medir la diferencia de potencial eléctrico del acero de refuerzo de una estructura de concreto armado respecto a un electrodo de referencia, en este caso ( $\text{Cu}/\text{CuSO}_4$ ).

Esta empresa ha tomado los conceptos de la norma ASTM C-876 y ha fabricado el "Concrete Corrosion Mapping System", de tal manera de optimizar los procesos de toma de mediciones, ya que la manipulación del mismo es sencilla y las lecturas son rápidas.

La técnica utilizada por el equipo es determinar las áreas con probabilidad de corrosión de las estructuras de concreto armado afectadas por el proceso de corrosión y su utilización es principalmente en cubiertas de puentes o plataformas de garajes, losas armadas ya sea de cimentación o losas de puentes.

El fundamento del método se basa en que, durante la corrosión, los iones hierro se desplazan de la barra de acero de refuerzo hacia el concreto adyacente, dejando en la barra electrones que le dan una carga negativa a dicha barra. El método de potencial de media pila se emplea para detectar esta carga negativa y así proporcionar una indicación de la actividad corrosiva. Si la barra se está corroyendo, los electrones van a fluir desde la barra a la media celda. En la media celda los electrones se consumirán en una reacción de reducción, transformando los iones cobre de la solución de sulfato de cobre en átomos de cobre depositados en la varilla.

Las mediciones de Ecorr fueron efectuadas empleando un multímetro de elevada impedancia interna conectado al electrodo interno de referencia. Estos valores fueron corregidos respecto al electrodo de  $\text{Cu}/\text{CuSO}_4$  saturado. Los resultados fueron interpretados de acuerdo a la norma ASTM C-876.

### 3.1.2.2.- Descripción del equipo “Concrete Corrosion Mapping System”

El equipo consta de los siguientes elementos: un voltímetro de alta impedancia LC-4 Meter, un electrodo de referencia Cu/CuSO<sub>4</sub> y una serie de accesorios que facilitan el correcto funcionamiento como: un plato adaptador para el voltímetro, 2 barras que funcionan como extensiones de electrodo de referencia, un recipiente en forma de botella para almacenar la solución que neutralizará al concreto (agua + detergente líquido), una esponja para contener la solución antes mencionada y asegurarse que el concreto siempre esté húmedo, sustancias químicas (sulfato de cobre pentahidratado en cristales, sulfato de cobre líquido saturado y detergente líquido).

- **Voltímetro LC-4 Meter:**

Es un aparato de uso manual que facilita la medida de la diferencia de potencial, ya que al iniciar el proceso de corrosión existe una transferencia de electrones entre el acero de refuerzo y la solución de los poros de la pasta de cemento, este aparato está diseñado para medir esta transferencia de electrones y expresarla en voltios.

El voltímetro es diseñado para pruebas de campo bajo cualquier condición del medio ambiente. Cuenta con una pantalla de 3" x 1 W' de área, la cual facilita la visibilidad de la lectura, además de tener una función amplia gama de temperaturas con muy poco drenaje de la batería. Cuenta con toma de lecturas en corriente continua y alterna.



Figura 3.01. Voltímetro LC-4 Meter

- **Electrodo de Referencia Cu/CuSO<sub>4</sub>:**

Este aparato está especialmente diseñado para este tipo de pruebas (medición de diferencia de potencial in-situ y protección catódica), por tal está fabricado con materiales especiales y cuenta con los siguientes componentes: un tubo de Lexan, un tapón de cerámica CPT, una fuerte tapa superior que consta de una barra de alta pureza de Cu (1/4" de diámetro y 11 cm. de largo).

El enchufe de cerámica CPT ofrece múltiples ventajas a la prueba de corrosión entre ellas:

- El enchufe es uniforme y de fácil humedecimiento, es así que puede ser utilizado inmediatamente se llena el electrodo con la sustancia de sulfato de cobre líquido. Este enchufe puede encontrarse totalmente seco pero basta solo unos minutos para humedecerse.
- Este tipo de enchufe proporciona baja resistencia eléctrica, siempre y cuando el enchufe se encuentre húmedo con la sustancia antes mencionada.

- No es necesario cubrir el enchufe cuando no está en uso el electrodo por que no deberá caer ninguna sustancia por este enchufe, pero de preferencia es mejor hacerlo.
- Este enchufe se encuentra en un polietileno de alta densidad lo que ayuda a proteger en caso de caídas.

El color naranja del tubo de Lexan, se debe principalmente a la visibilidad, también este color proporciona una protección contra el sol y elimina los pequeños potenciales que a veces se producen con los tubos transparentes. No olvidar que el material de leñas es altamente resistente a todo tipo de daños.

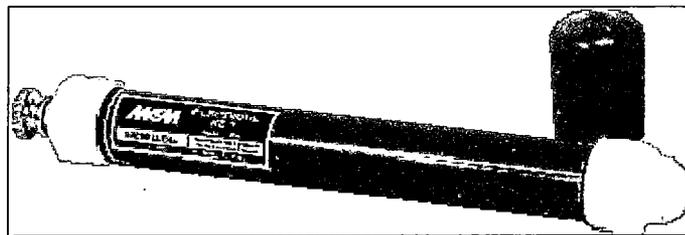


Figura 3.02. Electrodo de referencia Cu/CuSO<sub>4</sub>

- **Accesorios Diversos:**

Entre los diversos accesorios con que cuenta el equipo encontramos: el plato adaptador del voltímetro (asegura al voltímetro con unos pegamentos de tal manera de darle estabilidad), dos extensiones del electrodo de referencia (para una mejor posición de la lectura), un recipiente transparente con una esponja al final (almacenará la sustancia que neutraliza el concreto, esto asegurará que la esponja se encuentre en todo momento húmeda), un carrete con cable para las extensiones de la conexión del acero de refuerzo, sustancias químicas, las necesarias para que ayuden a la lectura de la transferencia de electrones en las reacciones químicas como: sulfato de cobre pentahidratado en cristales de alta pureza 99.7% (CuSO<sub>4</sub> · 5 H<sub>2</sub>O), sulfato de cobre líquido saturado que funciona como un refrigerante el cual controla la temperatura de la reacción (composición: 25 – 75% de glicerina, 0.5 – 25% de sulfato de cobre y

10 – 25% de agua destilada), y solución de contacto eléctrico (detergente líquido + agua).

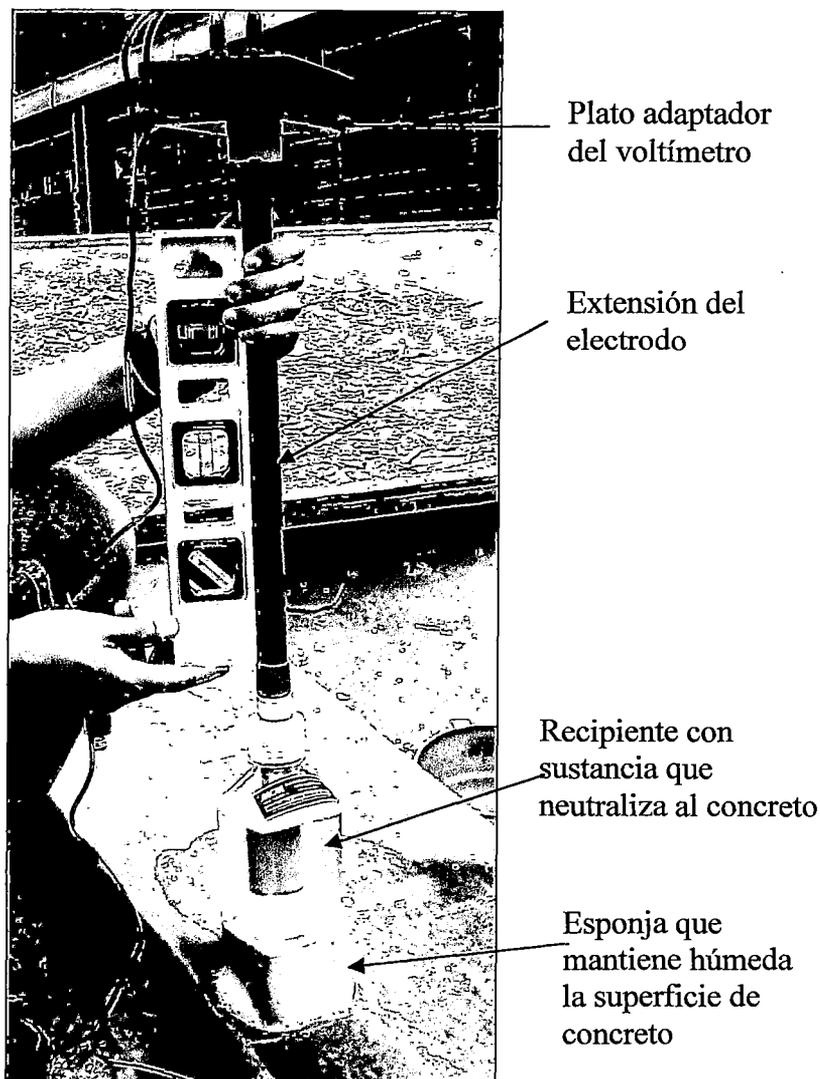


Figura 3.03. Equipo en funcionamiento sobre una de las vigas del techo del LEM

### 3.1.3.- Limitaciones del Ensayo e interpretación de resultados:

Se puede evaluar con este método el acero normal y el inoxidable, así como el acero que se encuentra en las estructuras pre-tensadas, sin embargo no sirve para los cables post-tensados por que aíslan corriente eléctrica, ni para el acero con revestimiento epóxico.

Las medidas de las diferencias de potencial que proporciona este equipo son adecuadas para estructuras de concreto armado que se encuentran

expuestas a la atmósfera, el método se puede aplicar independientemente del espesor del recubrimiento, del diámetro de la barra y de la disposición de ésta. No hay variación en las lecturas por altas o bajas temperaturas, pero si se recomienda no estar en condiciones por debajo de los 2°C ni mayor de los 28°C.

Este método se recomienda para los siguientes objetivos:

- Localizar barras que se están corroyendo y así evaluar las condiciones actuales de corrosión de la armadura durante la inspección detallada de las estructuras.
- Definir la posición donde se realizarán posteriores análisis destructivos (testigos para análisis de cloruros, ventanas de inspección, etc.).
- Evaluar el estado de corrosión de las barras tras una posible reparación.

Las medidas de diferencia de potencial se realizan respecto a un electrodo de referencia, en este caso un Cu/CuSO<sub>4</sub>, en la cual se necesitará una conexión eléctrica con la armadura. Estas medidas son muy sensibles a las condiciones de exposición de la estructura sobre todo a las de humedad y temperatura, por tal es necesario comprobar que la superficie de concreto se encuentre completamente húmedo (potencial medido en el punto no debe cambiar en ± 20mv en un periodo de 5 minutos), de no obtener esta variación en la lectura es posible que hayan corrientes vagabundas presentes, de preferencia utilizar otro método.

El potencial de corrosión depende del pH:  $dE/dpH = -0.06 \text{ V}$  (a 25°C), por lo que el potencial en el concreto carbonatado es más positivo. El potencial del acero cuando el concreto contiene cemento con escorias es más negativo, en comparación con los concretos fabricados con cemento pórtland sin adiciones.

En el caso de que existan macroceldas de corrosión como es en el caso de la corrosión localizada, las zonas anódica y catódica están separadas en el espacio; entonces el potencial entre el ánodo y un cátodo distante disminuye al aumentar el espesor del recubrimiento, mientras que en las estructuras sumergidas se presenta potenciales muy bajos debido a la poca disponibilidad de oxígeno, el potencial de las barras pasivas cerca de las sumergidas está polarizado a valores bajos, por lo que hay que tener cuidado de no confundirlo con acero corroyéndose.

El espaciado entre una medida y otra depende del área a evaluar, según el manual del equipo "Concrete Corrosion Mapping System" recomienda: en general, en zonas amplias de mapeado se realiza con una separación de electrodos de entre 0.60 y 1.50 m. En zonas pequeñas la separación es de entre 0.15 y 0.30 m. En losas de puentes se suele emplear un espaciado de 1.20m. En cualquiera de los casos se recomienda reducir el espaciado cuando se encuentra una diferencia mayor de 150mv entre una lectura y otra. Espaciados mayores aumentan la probabilidad de no detectar zonas de corrosión localizada. Las medidas se pueden tomar en forma aleatoria pero se recomienda de preferencia seguir una cuadrícula.

Para la interpretación de resultados se toma como referencia el criterio de la Norma ASTM C-876, pero debe ser utilizada con precaución por ser desarrollado empíricamente a partir de los datos obtenidos en losas de puentes americanos expuestos a sales.

Potencial del acero versus electrodo de referencia de cobre/sulfato de cobre	Probabilidad de corrosión
Más positivo que -200 mV	Menor del 10%
Entre -200 mV y -350 mV	Desconocido
Más negativo que -350 mV	Más del 90%

Tabla 3.01. Rangos de probabilidad de corrosión según la norma ASTM C/876

Los ensayos de este ensayo deben ser interpretados con precaución; en zonas donde la armadura embebida en el concreto presenta valores más negativos que -0.35v, indica corrosión, pero algunos investigadores han encontrado corrosión severa con valores más positivos que -0.35v. El potencial representa la química de la solución en contacto con el acero, que puede no estar relacionada con la corrosión.

Otro factor a tener en cuenta en la interpretación de los resultados es la resistividad del concreto, para los concretos con baja resistividad los rangos establecidos en la norma ASTM C-876 son validos, mientras que para concretos de alta resistividad eléctrica no es válido el límite -0.35v, por lo q había que adaptar este criterio.

La carbonatación también suele inducir un valor de potencial engañoso, esto debido a una junta de potencial que se genera en el límite entre la zona carbonatada y la zona no carbonatada. Incluso la humectación de la superficie de concreto puede llevar a valores engañosos debido a la presencia de esta junta de potencial, esta vez creada entre la superficie completamente húmeda y el concreto seco del recubrimiento.

### 3.1.4.- Desarrollo Experimental:

Con fecha del 17 al 28 de Noviembre del 2008 y en coordinaciones con el Laboratorio de Ensayo de Materiales (LEM) de la Universidad Nacional de Ingeniería, se realizó el monitoreo de los elementos estructurales de la cimentación (sistema – platea y vigas de cimentación de concreto armado) de un tanque de almacenamiento de ácido sulfúrico dentro de las instalaciones de propiedad de SMCV (Sociedad Minera Cerro Verde S.A.A.) ubicado en el puerto de Matarani – Arequipa, para analizar presencia de corrosión en ésta.

El estudio se basó en el monitoreo de 3 placas, losa de pasadizo y losa de cimentación de las placas mencionadas.

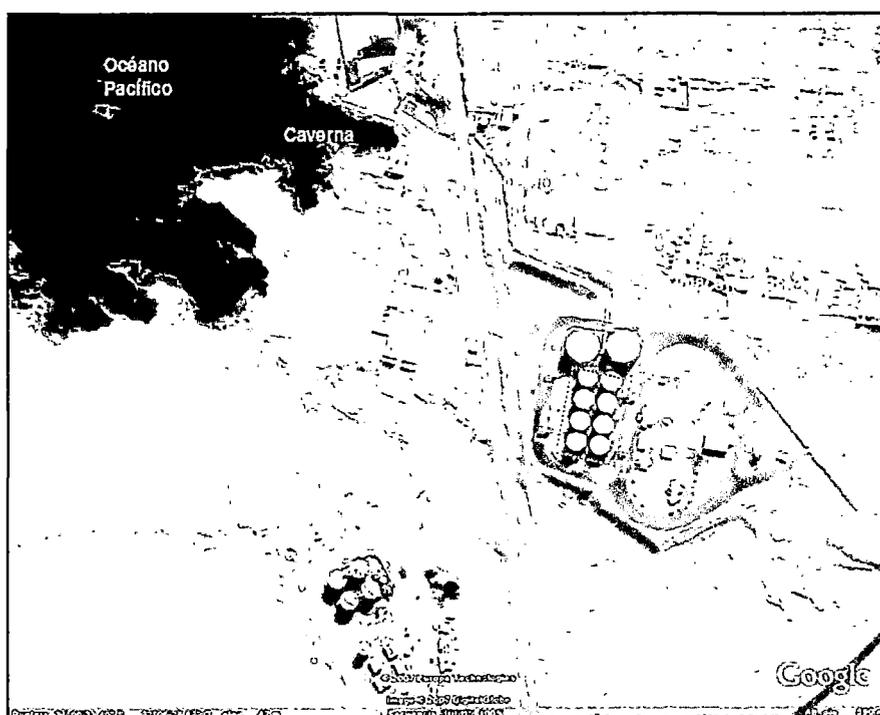


Figura 3.04. Ubicación satelital de la planta de Ácido Sulfúrico Matarani – Arequipa.

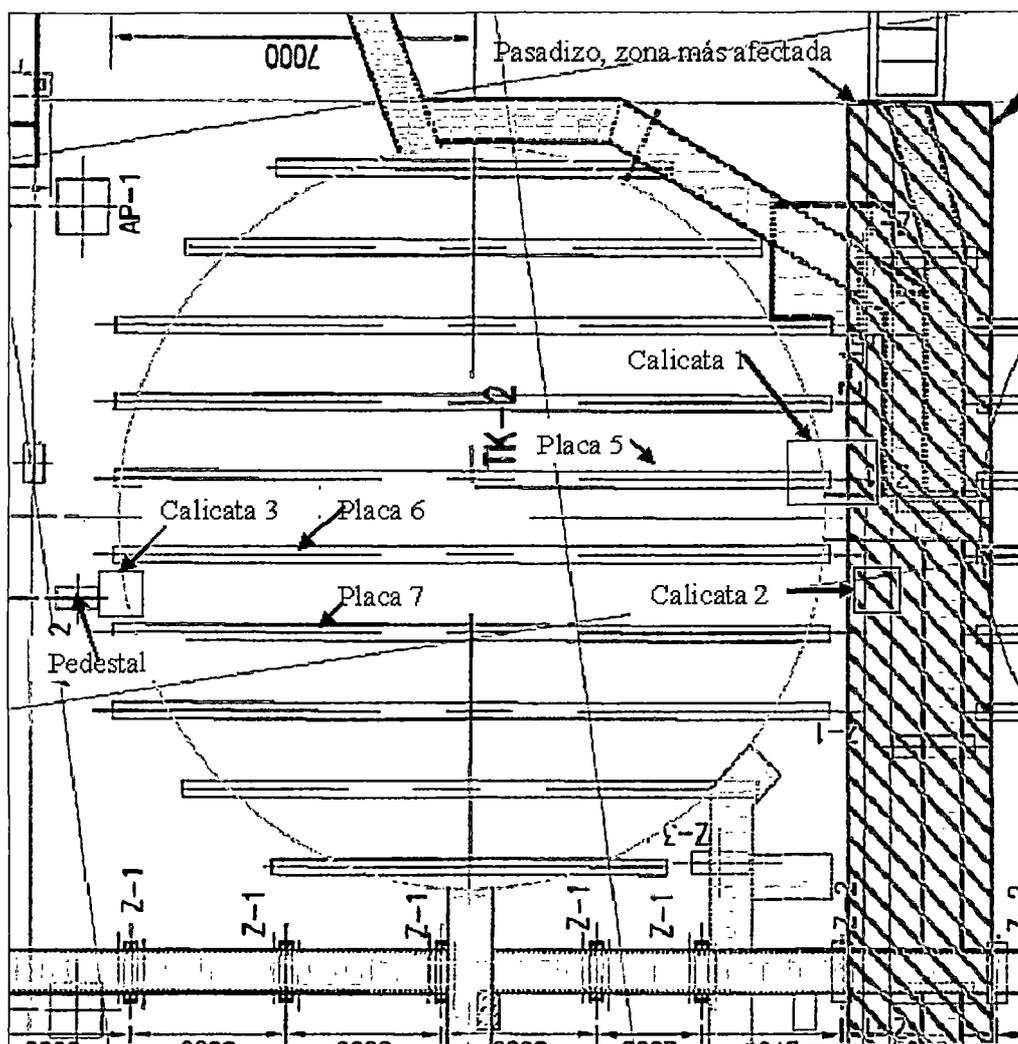


Figura 3.05. Ubicación de las zonas monitoreadas (placa 5, placa 6 y placa 7, losa de pasadizo (calicata 1 y 2), losa de las placas antes mencionadas).

### 3.1.4.1.- Información Previa

A partir del proyecto de construcción de la cimentación del tanque de almacenamiento de ácido sulfúrico se procede a obtener las características del concreto endurecido (dimensiones, tipología, detalle de armado, etc.) y del concreto empleado para la construcción (resistencia, relación a/c, etc.), en realidad toda información referente al estado de los elementos estructurales y del medio donde se desenvuelve la misma, es por ello que se ha pedido al dueño nos proporcione todos los datos referente a su puesta en servicio, así como los problemas y reparaciones que se hayan presentado durante ese tiempo.

A continuación la información proporcionada por el dueño:

- **Fecha de construcción**, la estructura fue construida en el año 1974.
- **Resistencia a la compresión de la estructura al ser puesta en servicio**, la resistencia a la cual está expuesta la estructura Cimentación de tanques de ácido sulfúrico es de 210 Kg/cm<sup>2</sup>. a los 28 días.
- **Propiedades de los materiales usados para la construcción**, no se detalló este tema por que la estructura se ha puesto en servicio hace 40 años y no cuenta con ningún tipo de información referente a este tema.
- **Anomalías observadas en la construcción**, no se detalla este punto por lo que no se tiene registro de ningún tipo de información referente a la construcción de la planta.
- **Anomalías detectadas durante el servicio de la estructura**, en el transcurso del tiempo en que la estructura inició a operar hasta la actualidad no se observó ninguna anomalía.
- **Tipos de mantenimiento y reparaciones**, al inicio de la puesta en servicio se le aplico a las paredes de las placas y al suelo (relleno) una capa de asfalto de tal manera que cubra el ingreso de cualquier agente agresivo (cloruros, sulfatos, ácido sulfúrico), en el año 95 sin hacer un previo estudio de la situación en que se encontraba la estructura se procedió con cubrir la estructura con una geomenbrana, la que actualmente encontramos en el área mencionada.
- **Tipo de atmósfera**, el tipo de atmósfera que se ha encontrado en la zona es marina.
- **Temperatura del medio de servicio**, las temperaturas son variables siendo en esta temporada un promedio de 30° en el día y en la noche baja hasta 12° por la cercanía al mar.
- **Humedad Relativa del medio**, no se consiguió el registro de éstos datos, pero por lo que se pudo observar es en un promedio de 85%.
- **Tipo de suelo**, el suelo donde está cimentado los tanques es un macizo rocoso constituido principalmente por una roca

metamórfica (gneis) muy dura de color gris claro, ligeramente meteorizada, moderadamente a muy fracturada. Sobre la losa de cimentación de los tanques ha sido completado para llegar a un nivel transitable con un relleno de muy mala calidad.

- **Sustancia Química en contacto**, la estructura ha estado sometida a derrames de ácido sulfúrico HS03 (no se presentó la concentración de éste), estos derrames no han sido constantes, pero sabemos que el ácido es un líquido de fácil expansión.
- **Carga Estructural**, la cimentación está sometida a una carga constante del peso propio del tanque (aprox. 3 ton.), adicionalmente una carga variable de hasta 2.6 ton. cuando el tanque está lleno. Actualmente el tanque se encuentra vacío.
- **Contenido de concentración de cloruros en agua de contacto**, no existe agua en contacto con la estructura.
- **Nivel freático**, igual que la anterior, este dato es irrelevante por que la estructura no esta en presencia directa con agua.

#### 3.1.4.2.- Inspección Visual y Extracción de testigos:

Cuando se identifica algún problema, hay que registrar los defectos y los puntos en los que habrá que realizar ensayos. Recordar que en un concreto afectado por corrosión localizada puede no haber signos externos tales como manchas de óxido, figuración o desprendimiento del recubrimiento. La única forma segura de evaluarla es quitando el recubrimiento y dejar expuesta la armadura para examinarla. No olvidar que la corrosión generalizada (provocado por los carbonatos) de los aceros produce capas de óxido en forma de escamas a lo largo de la barra, mientras que la corrosión localizada (provocado por los cloruros) muestra tramos cortos de acero muy corroída entre tramos sin corroer.

Para la respectiva evaluación se procedió a desarrollar 3 calicatas dadas las condiciones, ya que la losa de cimentación y parte de las placas se encontraban cubiertos por un relleno de aproximadamente 1 m. de profundidad.

A continuación algunos indicios de deterioro observada en los elementos estructurales de la cimentación del tanque de almacenamiento

- **Calicata 1:**

Esta calicata se ubica alrededor de la placa 5 y es de un área de  $1.75\text{m}^2$ , donde se observaron los siguientes signos superficiales:

- Poca humedad superficial
- Manchas de herrumbre, En las paredes de la placa se presenciaron unas manchas de óxido a 0.55 de altura de la base en una de las caras de la placa 5.



Color óxido a  
0.55m. de la base

Figura 3.06. Parte inferior de la placa 5  
en calicata 1

- Exposición de barras de refuerzo, se procedió al retiro de todo el relleno y dejar expuesto las placas de cimentación, donde no se observó presencia de aceros expuestos.

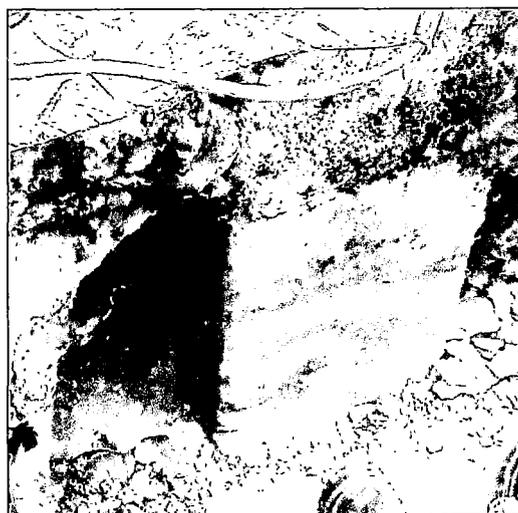


Figura 3.07. Parte inferior de Placa 5

- Decoloraciones del concreto, podemos identificar 3 partes en esta calicata, la placa 5, la losa de cimentación del tanque y la losa del pasadizo.

- Con respecto a la placa:

El color de la superficie de concreto varía con la altura, en la parte inferior (interfase placa-losa de placa) el color es bastante amarillento, luego viene una parte de color normal y la superficie justo donde termina el relleno es de color óxido tenue.

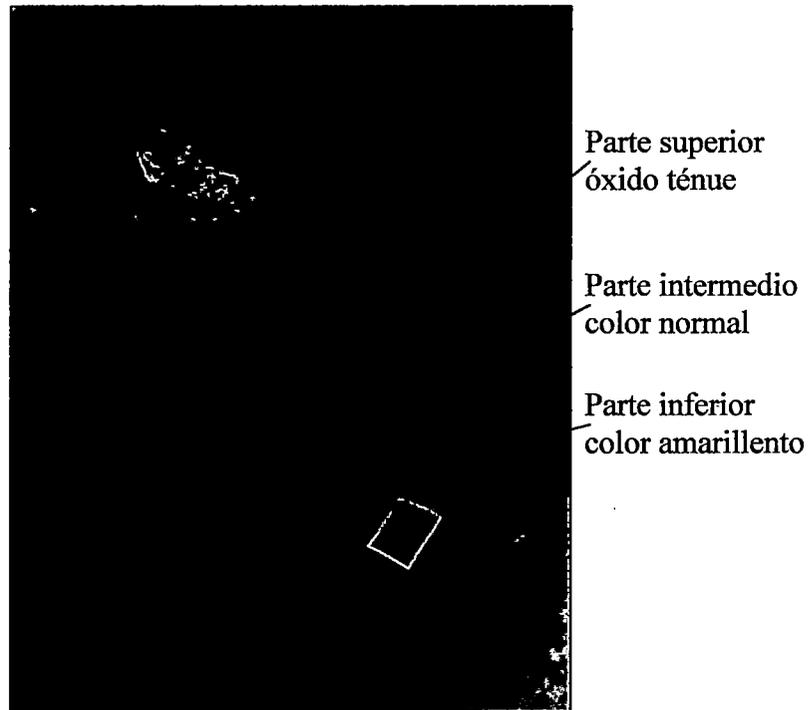


Figura 3.08. Deterioro en cambio de color  
en una cara de placa

- Con respecto a la losa de placa:

El color de la superficie de concreto es de color amarillento, pero hay partes donde se identificó color normal, pero fue muy poco.

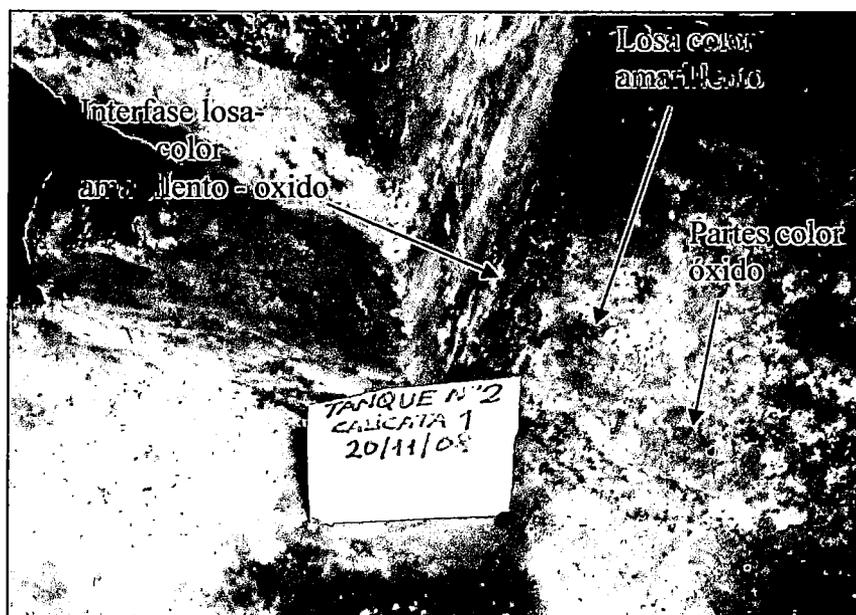


Figura 3.09. Decoloración de losa de cimentación en Placa 5  
Calicata 1

- Con respecto a la losa de pasadizo:  
El color de la superficie de concreto es una mezcla de color amarillo con óxido y también se observó presencia de oquedades, un concreto bastante poroso.

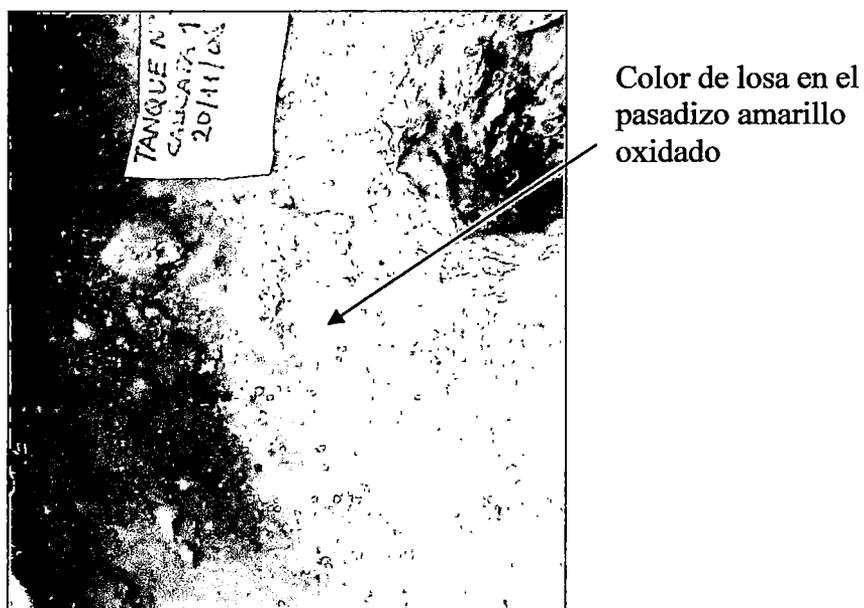


Figura 3.10. Decoloración de losa de pasadizo  
calicata 1

- No se observó ningún tipo de pintura o epóxico en el acero de refuerzo.



Figura 3.11. Estado superficial del acero de refuerzo  
en Placa 5 - calicata 1

▪ **Calicata 2:**

Esta calicata se ubica en el mismo eje de la calicata 1, es el pasadizo de descarga de los derrames de ácido sulfúrico y de un área de 1.2 m<sup>2</sup> y se observaron los siguientes signos superficiales:

- La losa presenta manchas de color amarillento en la interfase losa relleno, por otro lado se observan pequeñas oquedades y cierto descascaramiento de la superficie de la losa, no se observó fisuras ni abultamiento.

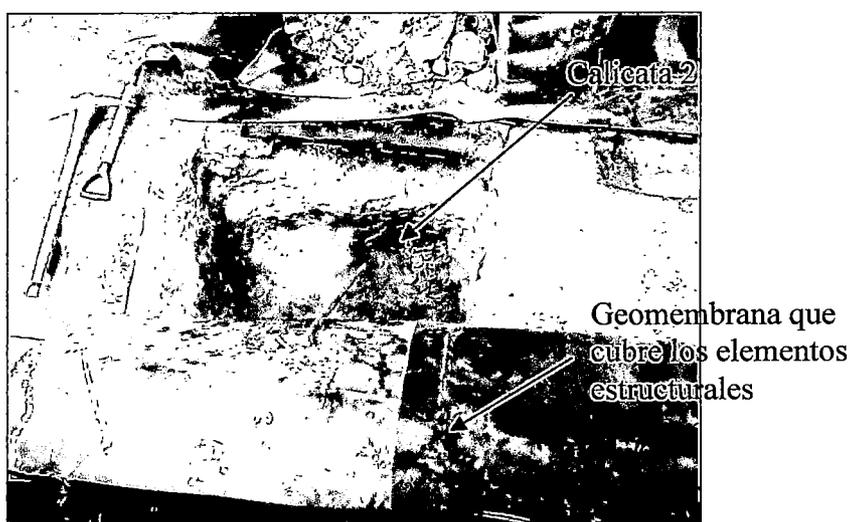


Figura 3.12. Estado superficial – calicata 2

▪ **Calicata 3:**

Esta calicata se ubica en la parte posterior de la calicata 1, en la cara del tanque que mira al mar, se encuentra entre las placas 6 y 7 y de un área aproximadamente de 1.95 m<sup>2</sup> y se observaron los siguientes signos superficiales:

- Se observó en la placa 6 una fisura vertical de 1.5mm de abertura y se ubica a 9 cm. del canto de la placa 6, la misma fisura se observó en la cara del frente de la placa 7 casi en la misma ubicación.
- Se observa desprendimiento del recubrimiento en la parte del filo de la placa, pero no llega a descubrirse el acero.
- Se observa manchas en la superficie del concreto en la cara de la placa 6, se pueden distinguir manchas amarillentas, blancas, negras y óxido.

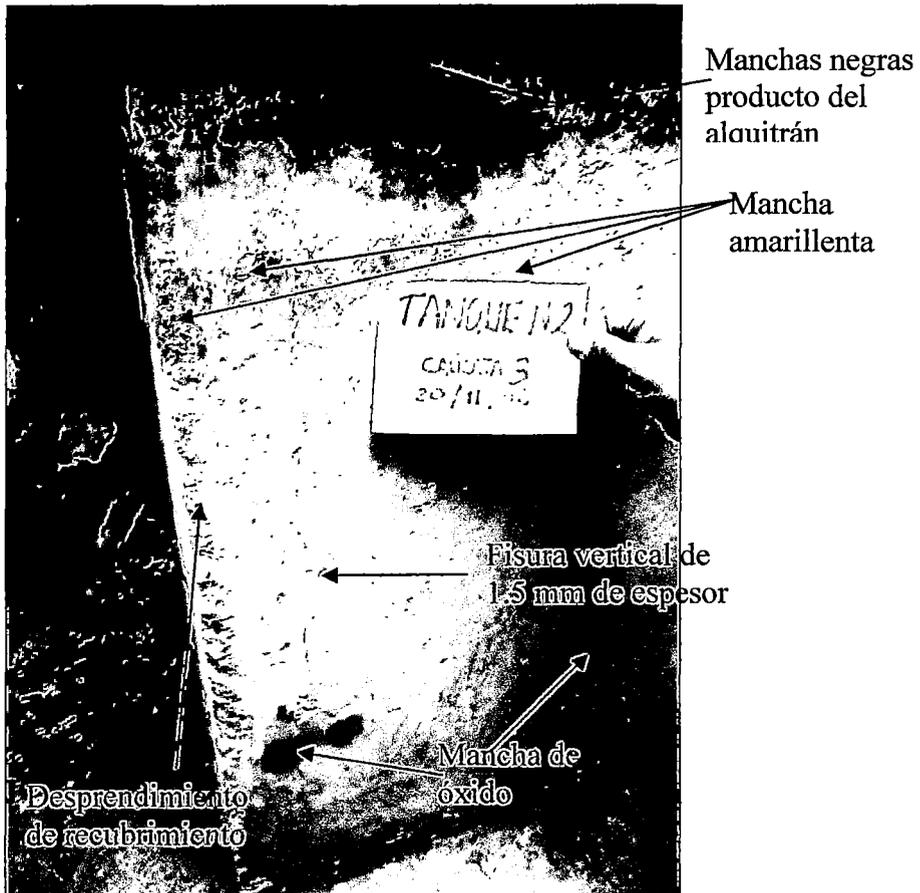


Figura 3.13. Deterioros de una cara de Placa 6 – calicata 3

- La placa 6 presenta abultamiento y una discontinuidad en el acabado, probablemente de un inadecuado encofrado, por el cual se pudo haber infiltrado los agentes agresivos.

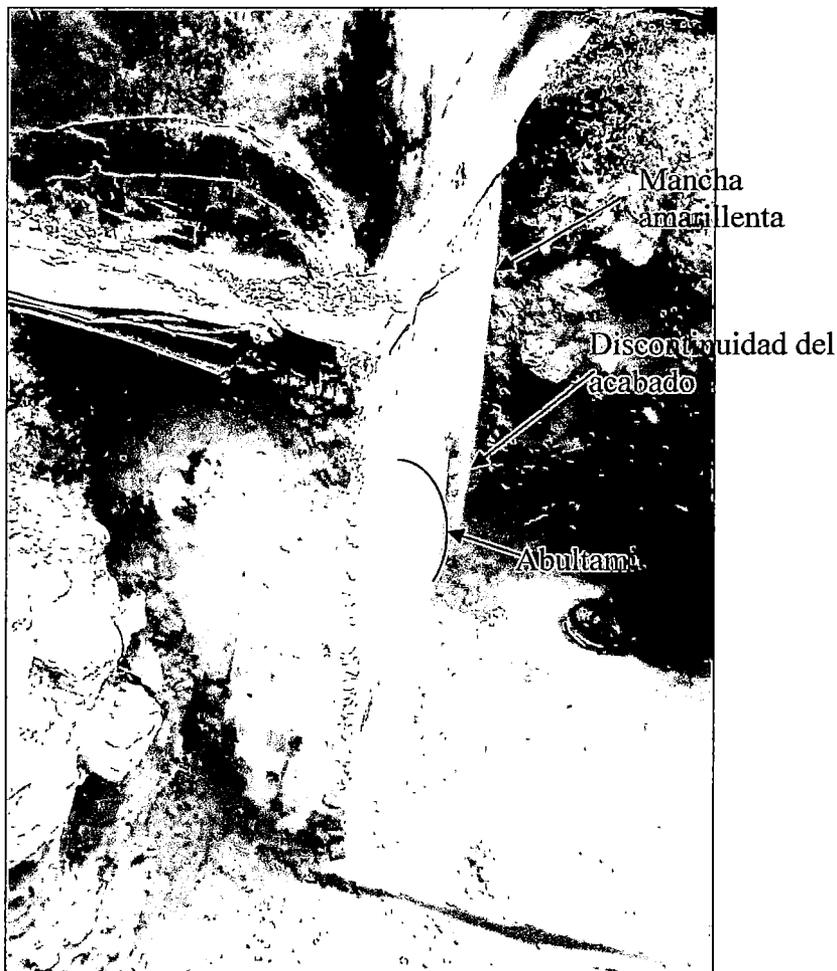


Figura 3.14. Deterioro superficial de una cara de la Placa 6

- En la losa de cimentación de la placa 6 y 7 se ha encontrado decoloraciones sobre todo en la intersección placa – losa, entre los colores característicos son el amarillento oxidado y el óxido en mayor intensidad, también pudimos observar oquedades como poros llenos de material de relleno.

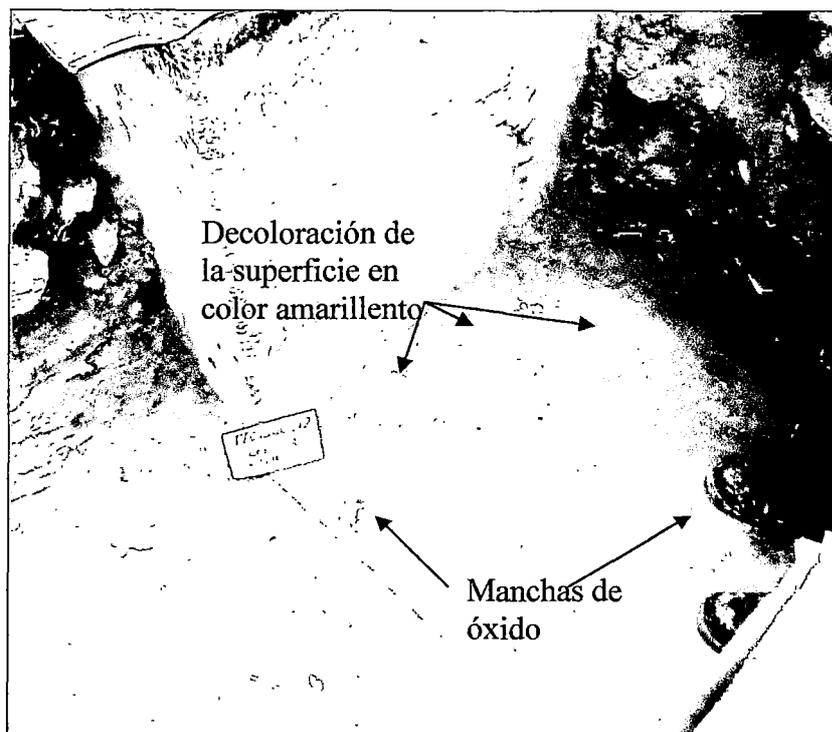


Figura 3.15. Decoloración de la superficie de losa entre placa 6 y 7

### 3.2.- DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD Y LOCALIZACIÓN DE LA ARMADURA

Ubicar el acero de refuerzo en una estructura es de vital importancia para calcular la diferencia de potencial en una estructura de concreto armado, ya que esta medida es la lectura de la transferencia de electrones entre un metal y el medio ambiente en que se encuentra, en este caso entre el acero de refuerzo y los poros de la pasta de cemento. Por tal uno de los requisitos de funcionamiento del equipo es tener conexión al acero de refuerzo de las estructuras a evaluar.

Una de las técnicas de ubicar el acero de refuerzo es mediante información de planos definitivos de la estructura en estudio, de esta manera tener la ubicación exacta del acero, los diámetros de las barras y el espesor del recubrimiento, luego proceder a descubrirlo para su análisis. Otra técnica es mediante aparatos especializados para encontrar el acero y medir el recubrimiento, mediante un sistema de sensores.

Cualquiera de los métodos es válido pero se recomienda utilizar ambos, así tener una mayor probabilidad de encontrar el acero de refuerzo en un tiempo óptimo.

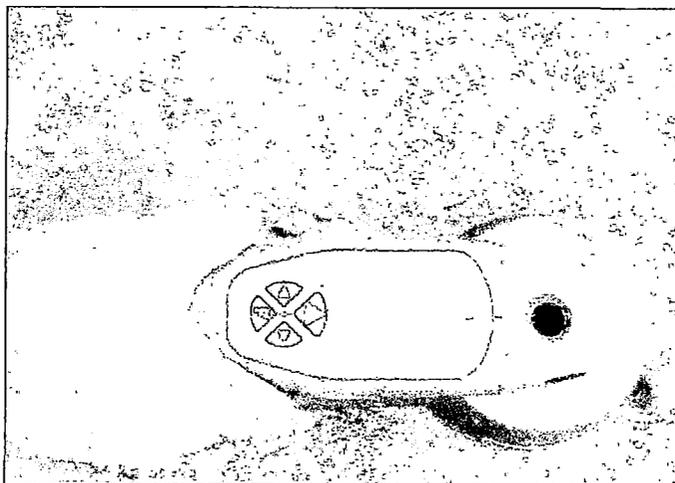


Figura 3.16. Detector de varillas de acero en una estructura de concreto armado

### 3.3.- MEDICIÓN DE POTENCIALES

Para emitir un diagnóstico sobre la probabilidad de corrosión en una estructura se ha utilizado una técnica electroquímica, la cual mediante el equipo "Concrete Corrosion Mapping System" realizar las lecturas in-situ de diferencia de potenciales respecto de un electrodo de referencia en este caso siguiendo la norma ASTM C-876 que basa su estudio con el electrodo  $\text{Cu}/\text{CuSO}_4$ , con estas lecturas obtener un mapa donde se indica las áreas en rangos de corrosión.

Esta técnica realiza las mediciones de la transferencia de electrones entre el acero de refuerzo y los poros de la pasta de cemento de una manera sencilla, sin comprometer la capacidad estructural de la estructura, ya que es una técnica no destructiva. Recordar que esta técnica se basa en la propiedad de la interfase acero/concreto y no del propio acero.

Tener en cuenta que no es posible determinar el valor absoluto del potencial, y por lo tanto, es necesario medir la diferencia de potencial entre la superficie del acero y un electrodo de referencia, que es lo que precisamente proporciona la medición del equipo antes mencionado, cuyo procedimiento se basa en lo que indica la norma ASTM C-876.

En el estudio se realizó el mapeo de 5 elementos estructurales definidos como: Placa 5, Placa 6, Placa 7, losa de placa 5, losa entre placas 6 y 7.

▪ **Placa 5:**

La placa 5 esta ubicada en la calicata 1 y consta de dos partes A y B tal como se ve en la figura.

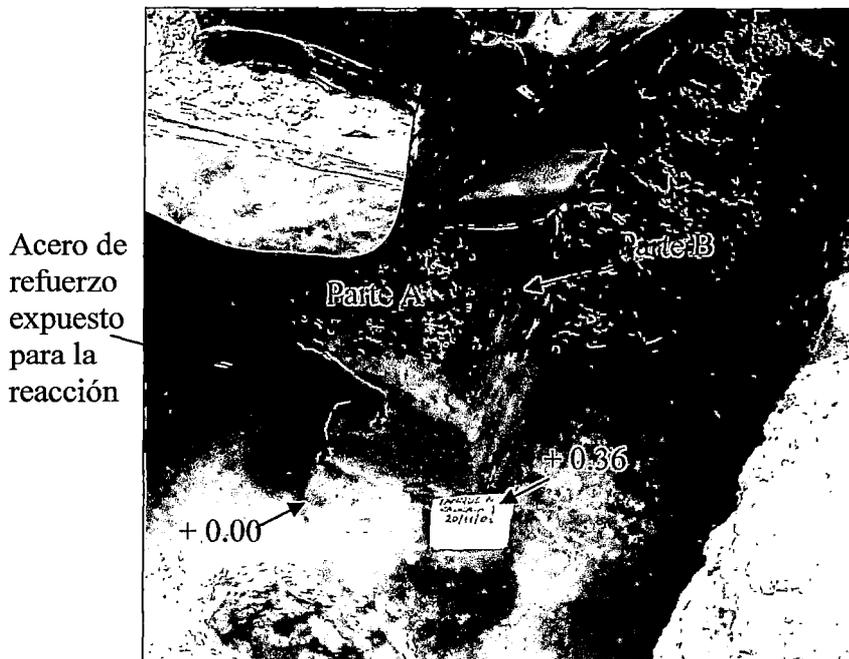


Figura 3.17. Distribución de las caras de la Placa 5 para la toma de diferencia de potenciales

- **Parte A**, se procede a realizar una cuadrícula (6 líneas horizontales cada 14 cm. desde la losa, por otro lado 3 líneas verticales cada 12 cm.).

m.				
+0.84				
+0.70	-0.285v	-0.277v	-0.279v	
+0.56	-0.285v	-0.286v	-0.284v	
+0.42	-0.298v	-0.295v	-0.294v	
+0.28	-0.306v	-0.306v	-0.312v	
+0.14	-0.334v	-0.337v	-0.376v	
+0.00	-0.355v	-0.356v	-0.340v	
	+0.00	+0.12	+0.24	+0.36 m.

Tabla 3.02. Valores de potencial de la cara A de la Placa 5

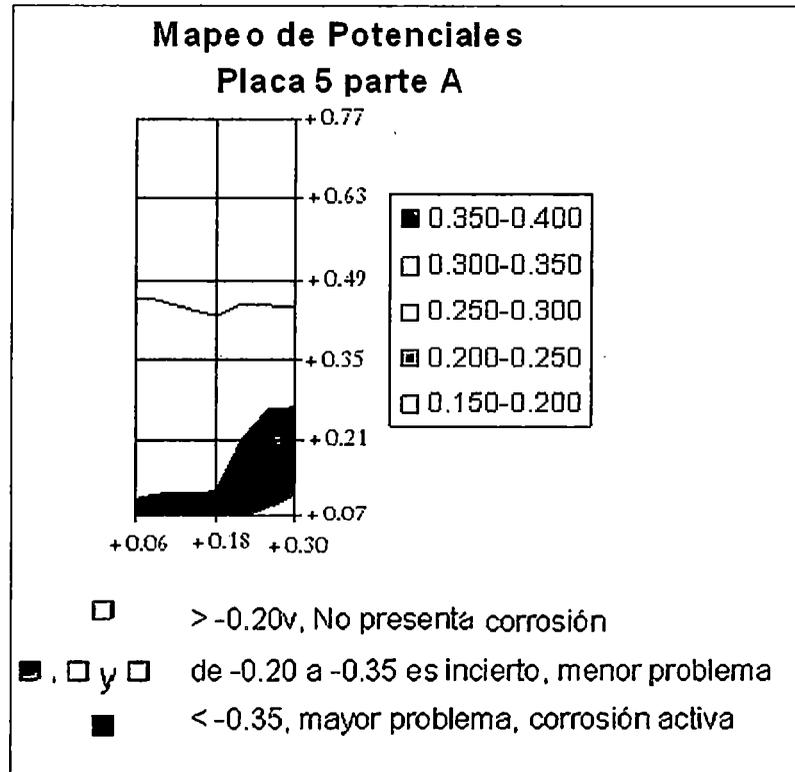


Figura 3.18. Mapeo de diferencia de potenciales en Placa 5 parte A

- o **Parte B**, se procede a realizar una cuadrícula (8 líneas horizontales cada 10 cm. desde la losa, por otro lado 4 líneas verticales cada 12 cm.).

m.				
+0.80				
+0.70	-0.280v	-0.278v	-0.300v	-0.302v
+0.60	-0.280v	-0.277v	-0.285v	-0.295v
+0.50	-0.296v	-0.289v	-0.293v	-0.283v
+0.40	-0.309v	-0.315v	-0.313v	-0.313v
+0.30	-0.329v	-0.327v	-0.330v	-0.320v
+0.20	-0.336v	-0.336v	-0.347v	-0.345v
+0.10	-0.334v	-0.351v	-0.355v	-0.360v
+0.00	-0.334v	-0.355v	-0.373v	-0.363v
	+0.36	+0.48	+0.60	+0.72 +0.84
				m.

Tabla 3.03. Valores de potenciales de la cara B de la Placa 5

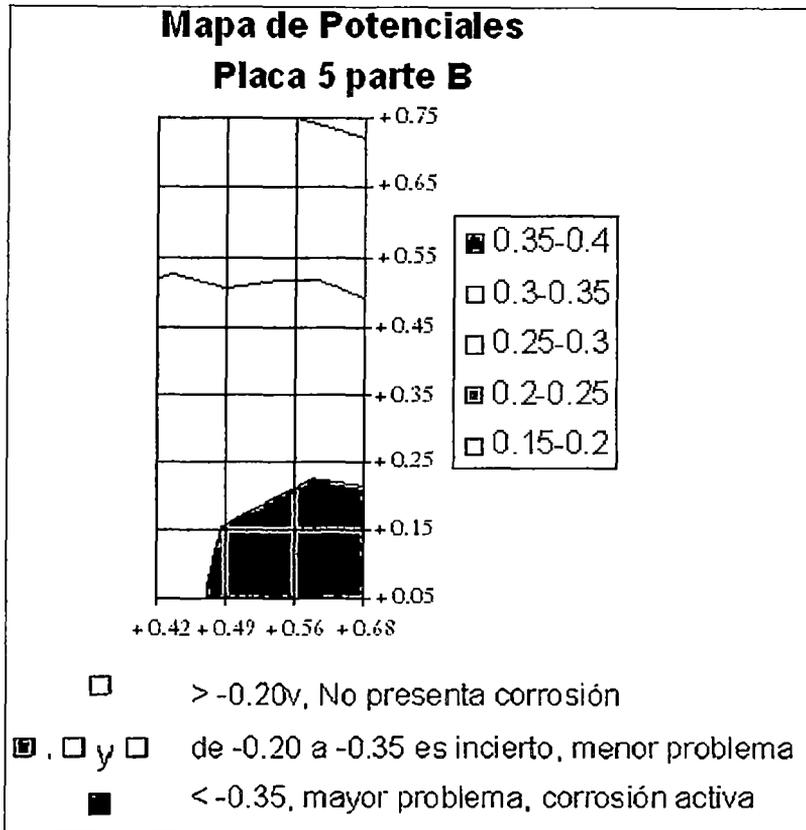


Figura 3.19. Mapeo de Diferencia de Potenciales en Placa 5 parte B

▪ **Losa de Placa 5:**

La losa de la placa 5 está ubicada en la calicata 1, costado del lado B de la Placa 5, en la cual se procede a hacer una cuadrícula de 0.10 x 0.10 para su análisis y respectivo mapeo de potenciales de corrosión.

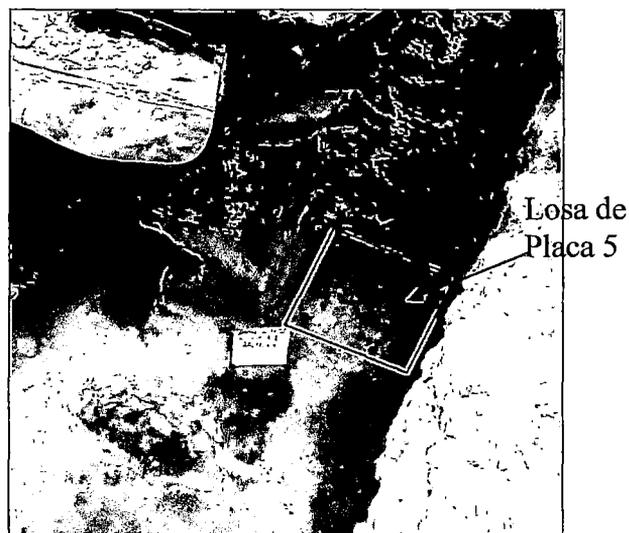


Figura 3.20. Ubicación de área en losa de placa 5 a realizar el mapeo

m. +0.66	-0.357v	-0.346v	-0.340v
+0.56	-0.360v	-0.352v	-0.352v
+0.46	-0.355v	-0.342v	-0.350v
+0.36	+0.36	+0.46	+0.56
			+0.66 m.

Tabla 3.04. Valores de Potenciales en Losa de Placa 5

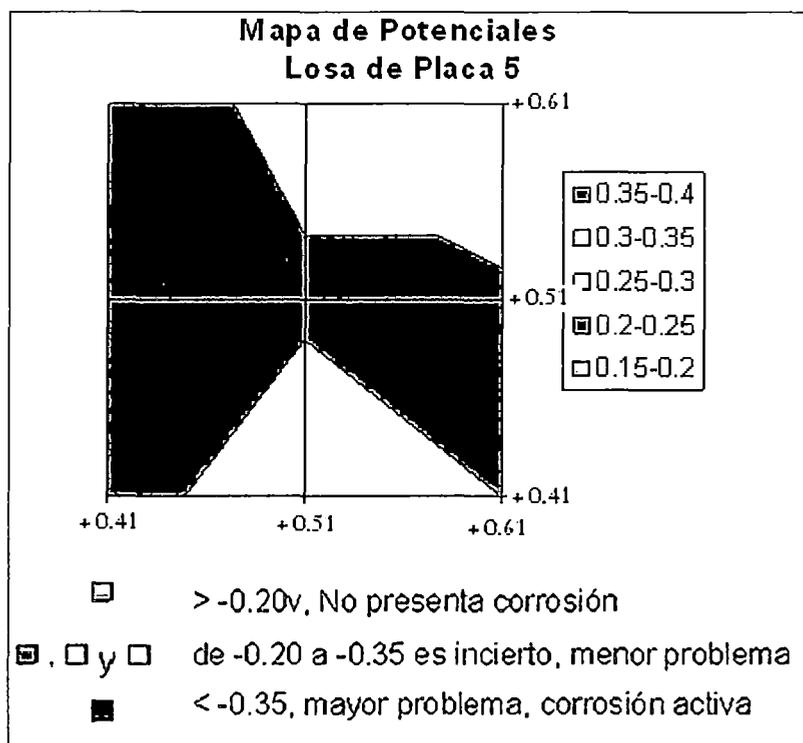


Figura 3.21. Mapeo de Diferencia de potenciales en losa de Placa 5

▪ **Placa 6:**

- **Parte Sup.,** se procede a realizar una cuadrícula (7 líneas horizontales cada 14 cm. desde el borde superior de la placa, por otro lado 3 líneas verticales cada 12 cm.).

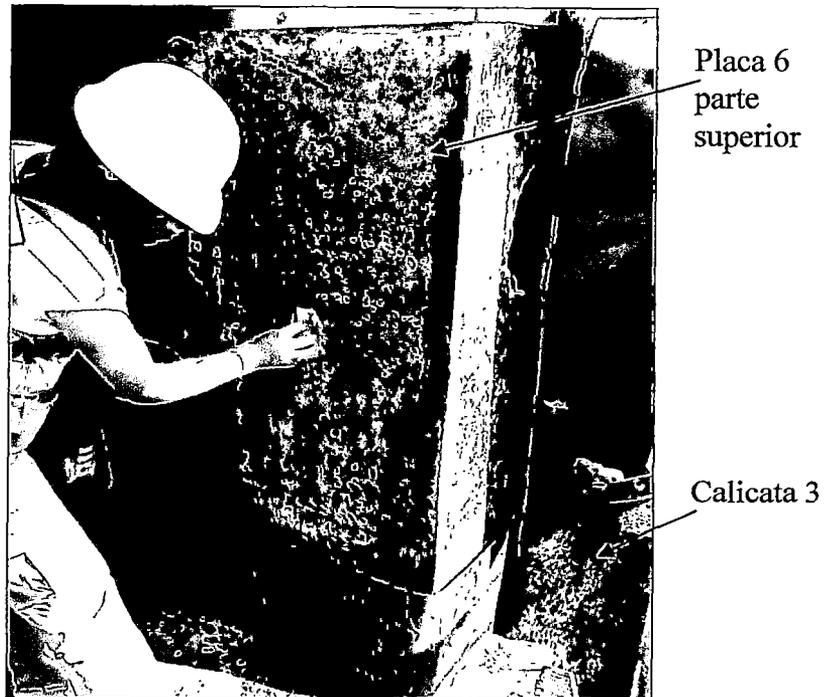


Figura 3.22. Humedecimiento de cara de placa 6 para el ensayo de corrosión.

m.				
+2.40				
	-0.256v	-0.257v	-0.251v	
+2.26				
	-0.246v	-0.254v	-0.243v	
+2.12				
	-0.230v	-0.218v	-0.218v	
+1.98				
	-0.210v	-0.187v	-0.170v	
+1.84				
	-0.183v	-0.157v	-0.154v	
+1.70				
	-0.183v	-0.160v	-0.158v	
+1.56				
	-0.173v	-0.177v	-0.174v	
+1.42				
	+0.36	+0.24	+0.12	+0.00
				m.

Tabla 3.05. Valores de Potenciales en Placa 6 parte superior

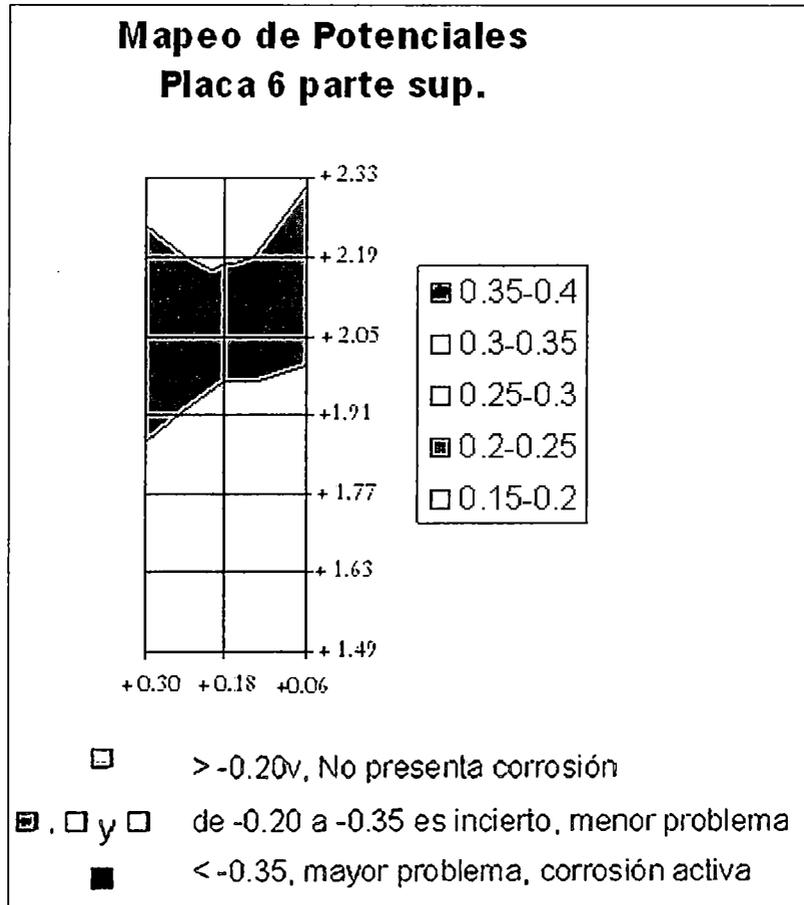


Figura 3.23. Mapeo de Diferencia de Potenciales en Placa 6 parte superior.

- **Parte Inf.**, se procede a realizar una cuadrícula (6 líneas horizontales cada 14 cm. desde el borde superior de la placa, por otro lado 6 líneas verticales cada 12 cm.).



Placa 6 parte inferior, lista para la toma de lecturas.

Figura 3.24. Enmallado para mapeo de potenciales en cara lateral de Placa 6

m.						
+0.84	-0.320v	-0.329v	-0.334v	-0.331v	-0.330v	-0.316v
+0.70	-0.339v	-0.338v	-0.335v	-0.330v	-0.328v	-0.328v
+0.56	-0.358v	-0.347v	-0.339v	-0.336v	-0.332v	-0.336v
+0.42	-0.358v	-0.355v	-0.349v	-0.349v	-0.347v	-0.345v
+0.28	-0.359v	-0.358v	-0.356v	-0.357v	-0.361v	-0.352v
+0.14	-0.370v	-0.366v	-0.365v	-0.362v	-0.372v	-0.365v
+0.00	+0.00	+0.12	+0.24	+0.36	+0.48	+0.60
						+0.72 m.

Tabla 3.06. Valores de Potenciales en Placa 6, parte inferior

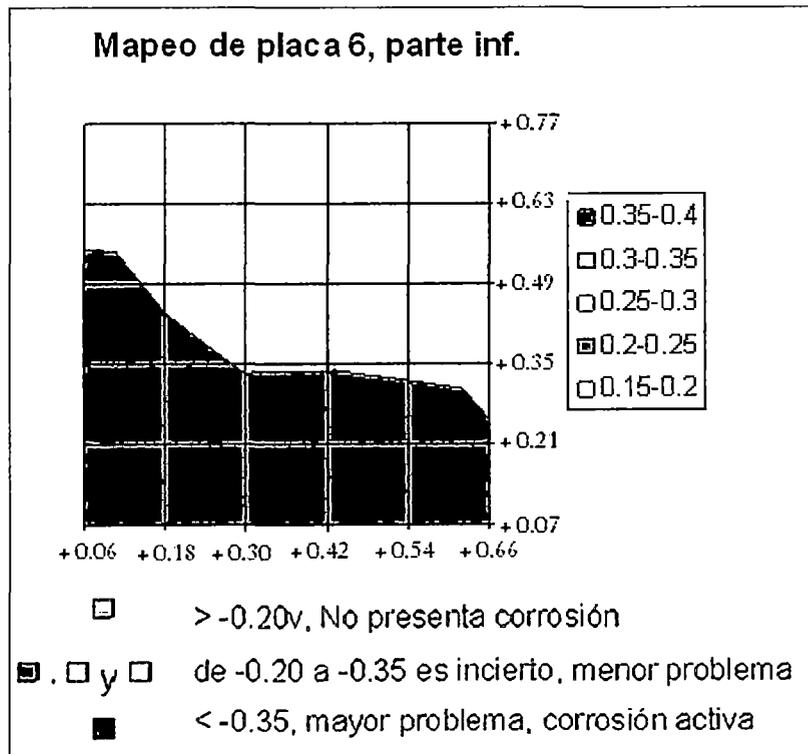


Figura 3.25. Mapeo de Diferencia de Potenciales en placa 6 parte inferior

▪ **Placa 7:**

La placa 7 está ubicada en la calicata 3, en la cual se procedió a hacer una cuadrícula de 0.14 x 0.18 m. para su análisis y respectivo mapeo de potenciales de corrosión.



Figura 3.26. Enmallado para mapeo de potenciales  
 Placa 7 parte inferior.

m.					
+0.56					
	-0.337v	-0.327v	-0.322v	-0.324v	
+0.42					
	-0.333v	-0.332v	-0.334v	-0.341v	
+0.28					
	-0.340v	-0.343v	-0.346v	-0.354v	
+0.14					
	-0.355v	-0.353v	-0.357v	-0.365v	
+0.00					
	+0.00	+0.12	+0.24	+0.36	+0.48
					m.

Tabla 3.07. Valores de Potenciales en Placa 7  
 parte inferior.

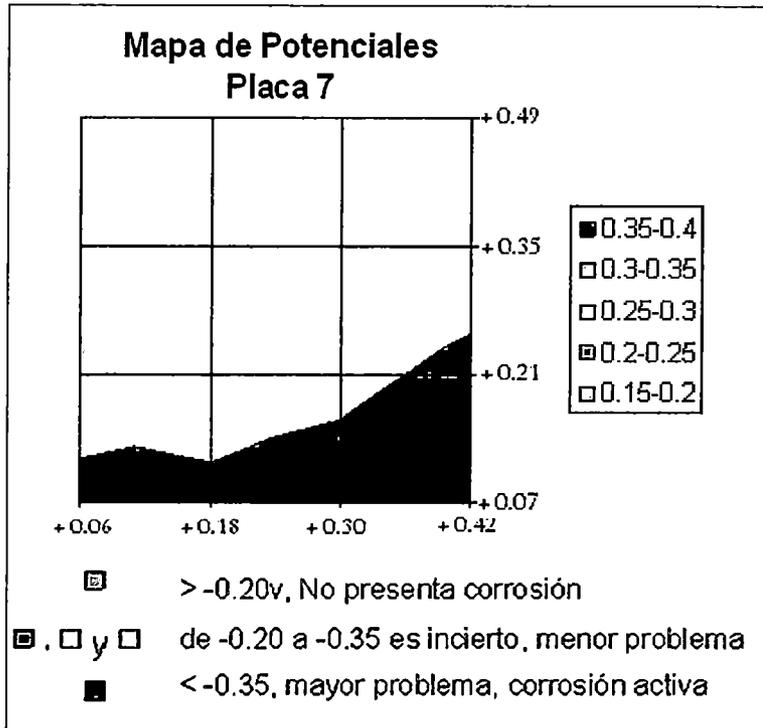


Figura 3.27. Mapeo de diferencia de potenciales en Placa 7

▪ **Losa de cimentación entre Placa 6 y 7:**

La losa de cimentación entre placas 6 y 7 está ubicada en la calicata 3, en la cual se procedió a hacer una cuadrícula de 0.12 x 0.14m. para su análisis y respectivo mapeo de potenciales de corrosión.



Figura 3.28. Medición de potenciales en losa de cimentación entre placas 6 y 7 con equipo "Concrete corrosion Mapping System"

m.							
+0.84							
+0.70	-0.366v	-0.363v	-0.358v	-0.355v	-0.351v	-0.343v	
+0.56	-0.363v	-0.360v	-0.356v	-0.351v	-0.349v	-0.346v	
+0.42	-0.363v	-0.360v	-0.356v	-0.353v	-0.348v	-0.350v	
+0.28	-0.347v	-0.368v	-0.363v	-0.360v	-0.356v	-0.352v	
+0.14	-0.365v	-0.362v	-0.359v	-0.352v	-0.358v	-0.356v	
+0.00	-0.367v	-0.367v	-0.362v	-0.357v	-0.363v	-0.361v	
	+0.00	+0.12	+0.24	+0.36	+0.48	+0.60	+0.72 m.

Tabla 3.08. Valores de Potenciales en losa de cimentación entre placas 6 y 7

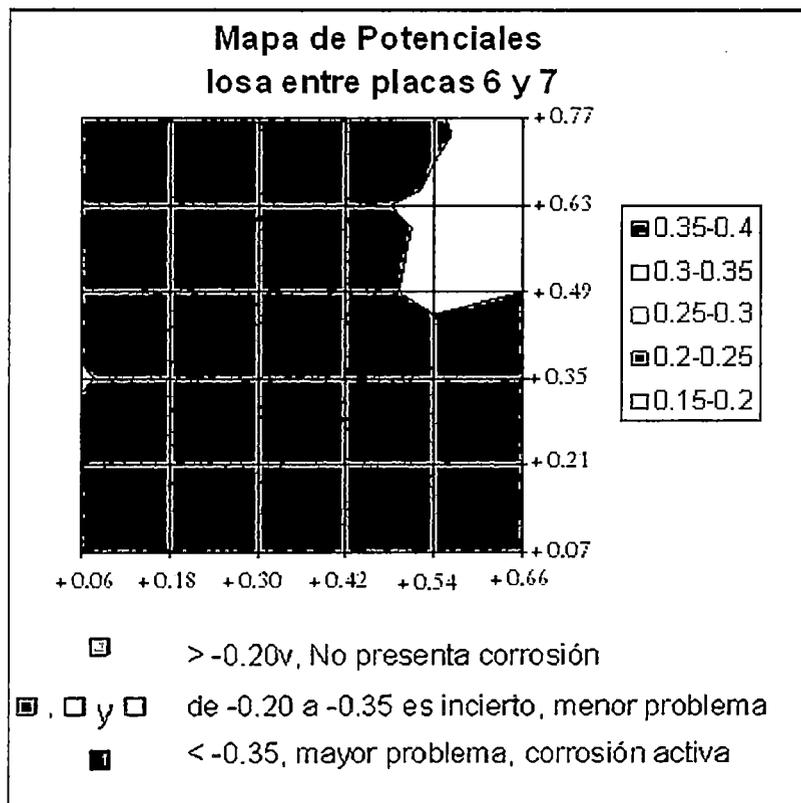


Figura 3.29. Mapeo de diferencia de Potenciales de losa de cimentación entre placas 6 y 7

### 3.4.- MEDIDA DE LA VELOCIDAD DE CORROSIÓN

#### 3.4.1.- Introducción:

La diferencia de potencial del acero respecto a un electrodo de referencia (Cu/CuSO<sub>4</sub>) por sí solo no da una indicación cualitativa sobre el estado de corrosión, es así que la medición de la velocidad de corrosión es una información clave para poder estimar la vida útil de estructuras de concreto armado en servicio. De acuerdo con el modelo de durabilidad propuesto por tutti, la vida útil de una estructura se divide en dos periodos denominados de iniciación y de propagación, donde la duración del periodo de propagación está gobernado fundamentalmente por la velocidad de corrosión de las armaduras.

Existen diversas técnicas para la determinación de la velocidad de corrosión in-situ, entre ellas tenemos la resistencia a la polarización (Rp) y la impedancia electroquímica (EIS), donde la más utilizada por su simplicidad es la técnica de la resistencia a la polarización debido a que es una técnica no destructiva, emplea bajas perturbaciones, proporciona velocidades de corrosión instantánea y la clara interpretación de resultados, también diversos estudios realizados sobre este método muestran una información bastante confiable.

Los métodos antes mencionados presentan diversas complicaciones como: la compensación de la caída ohmica, la presencia de corrosión localizada o de macroceldas, la interferencia con otras señales eléctricas y la determinación del área del acero ensayado, los mismos que pueden llevar a resultados erróneos. Muchos de estos factores han sido analizados y en muchos de ellos exitosamente resueltos.

La resistencia a la polarización se mide aplicándole un pequeño incremento de potencial  $<\Delta E''$  (entre 10 a 20 mv), así de pequeño para no salirse de la zona de relación lineal entre potencial e intensidad. La relación entre ambas variables tiene la dimensión de una resistencia por lo que se denomina también método de resistencia a la polarización y sirve para estimar la velocidad de corrosión mediante la siguiente fórmula propuesta por Stern y Geary.

### 3.4.2.- Definición de Velocidad de Corrosión:

La velocidad de corrosión mide la velocidad con la cual se está generando el proceso de corrosión, es decir que cantidad de acero, en el caso de concreto armado, se está disolviendo en un medio dado por unidad de tiempo. El cual se puede relacionar con la  $i_{corr}$  a través de la fórmula de Stern y Geary.

$$i_{corr} = \frac{B}{R_p}$$

donde:

B: constante (26 – 52 mv)

R<sub>p</sub>: Resistencia a la polarización en  $\Omega \cdot \text{cm}^2$

$i_{corr}$ :  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$

La medición de esta velocidad de corrosión se realiza aplicando un pequeño incremento de potencial “ $\Delta E$ ” (entre 10 a 20 mv), así de pequeño para no salirse de la zona de relación lineal entre potencial e intensidad.

Los valores obtenidos en  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  se pueden transformar en pérdida de espesor/tiempo mediante la ley de Faraday.

$$\frac{\mu\text{m}}{\text{año}} = \frac{M}{\delta \cdot n \cdot F} \cdot i_{corr} = 11.6 * i_{corr}$$

donde:

M: masa atómica del metal

n: N° de electrones transferidos

F: Constante de Faraday (96.500 coulombios)

$\delta$ : Densidad del metal

### 3.4.3.- Técnicas para medir de la Velocidad de Corrosión:

Existen varios métodos para evaluar la resistencia a la polarización, entre los cuales los más apropiados son utilizar campos eléctricos confinados (electrodo de referencia, contraelectrodo central y anillo de guarda) y no confinados (electrodo de referencia y contraelectrodo central). Los mismos que

basan su funcionamiento en un potencióstato, el cual es un instrumento electrónico que permite medir a una muestra metálica que está expuesta a un medio conductor (electrolito), un potencial constante o variable, positivo o negativo respecto a un electrodo de referencia. Uno de los principales motivos de utilizar estas técnicas es que no son destructivas.

#### 3.4.3.1.- Campo eléctrico no confinado, anillo simple (AS):

Este dispositivo de electrodos antiguamente ha sido ampliamente utilizado por su simplicidad y consiste en emplear un anillo metálico como contraelectrodo y un electrodo de referencia (Cu/CuSO<sub>4</sub>) los cuales son colocados sobre la superficie del concreto tal como se muestra la figura 3.30, mientras que los aceros de refuerzo de la estructura funcionan como electrodos de trabajo. Esta configuración de electrodos no provee una distribución uniforme de la señal eléctrica a lo largo de la barra, presentando elevados valores de potencial y densidad de corriente en las zonas aledañas al contraelectrodo y disminuye según se aleja de éste. Para esta técnica es necesario conocer la longitud de la barra sobre la que actúa la corriente, para los ensayos en los que no se cuenta con esta información se dice que el valor obtenido con este método es un valor aparente de la medida de la resistencia a la polarización. Y se calcula de la siguiente manera.

$$R_{p_{(AS)}} (\Omega \text{cm}^2) = \frac{F \cdot \rho}{h \cdot \alpha^2}$$

donde:

F: relación entre área del electrodo de trabajo y superficie de la muestra

$\rho$ : Resistividad eléctrica del concreto

h: altura de las muestras

$\alpha$ : coeficiente que depende de  $R_{p_{ap}}$  y el tamaño del contraelectrodo

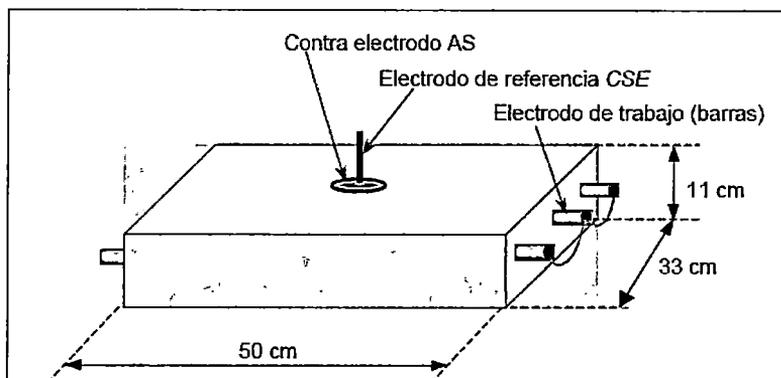


Figura 3.30. Representación esquemática de la probeta de concreto armado durante la prueba de  $R_p$  empleando un contraelectrodo – Fuente Jornadas SAM – CONAMET – ASS 2001

#### 3.4.3.2.- Campo eléctrico confinado, anillo de guarda (AG):

Este método consiste en emplear los mismos elementos que en el punto 3.4.3.2 pero con un adicional, un electrodo de guarda, esto para corregir la no uniformidad de la distribución eléctrica que se presenta en el caso del AS, el anillo de guarda sirve para confinar la señal eléctrica resultante de una configuración de electrodos (contraelectrodo – electrodo de referencia). Esto quiere decir que al colocar el anillo de guarda sobre la superficie hará que las líneas de campo eléctrico en el centro queden limitadas a una zona bien definidas (tal como se muestra en la figura 3.31)

Este método emplea dos anillos metálicos concéntricos como contraelectrodo. El anillo interior es el encargado de drenar la corriente que será empleada para determinar  $R_p$ , mientras que el anillo exterior es el encargado de polarizar el resto de la armadura de modo de obtener un campo eléctrico uniforme en el centro del conjunto.

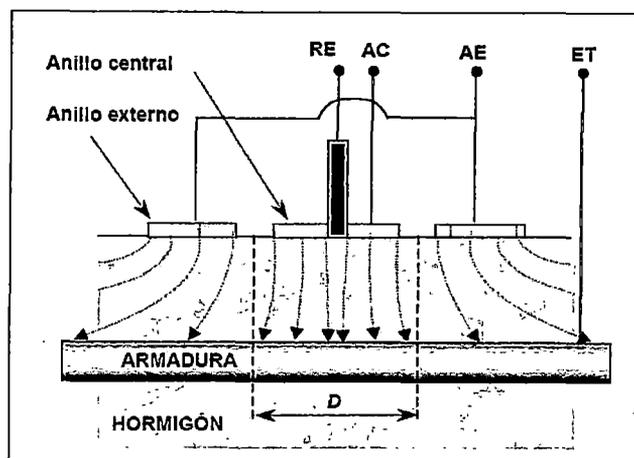


Figura 3.31. Representación del ensayo de  $R_p$  con campo eléctrico confinado - Fuente Jornadas SAM – CONAMET – ASS 2001

#### 3.4.4.- Equipo para la medir de la Velocidad de Corrosión:

Actualmente en el mercado encontramos un equipo novedoso, se trata del nuevo calibrador para medir la velocidad de corrosión de acero en el concreto, basado en toda la teoría de la resistencia a la polarización, este equipo se llama GECOR.

Los trabajos más importantes y con mayor reconocimiento a nivel mundial han sido los desarrollados por Andrade, Feliu y Gonzáles en España, que han trabajado ampliamente con la técnica de la resistencia a la polarización ( $R_p$ ) donde sus resultados les permitieron desarrollar un instrumento que actualmente se emplea en la mayor parte del mundo para determinar la velocidad de corrosión del acero de refuerzo en estructuras de concreto armado. El Gecor es un corrosímetro que emplea la técnica de la resistencia a la polarización y realiza mediciones insitu de una manera sencilla.

Se sabe que el concreto es altamente resistivo, es así que lo que hace este equipo es subestimar la agresividad y obtener una  $R_p$  mayor al concreto que se obtiene producto de una perturbación y para evitar la caída ohmica se procede a compensar el decaimiento de potencial mediante un método simple.

Asegurando que este equipo supere notablemente los actuales métodos de inspección de estructuras. Los actuales métodos de inspección dependen de mediciones de potenciales que indican solamente una posibilidad de la corrosión existente en el acero de refuerzo. Sin embargo, los resultados pueden ser

engañosos, particularmente en estructuras carbonatadas. En tales casos, se tienen que romper algunas áreas del concreto para una inspección visual, a fin de establecer el grado de corrosión del refuerzo existente.

El Gecor 6, es controlado por un microprocesador que incorpora un anillo de guardia que es a su vez controlado por un sensor para asegurar la precisión de las mediciones, opera con la técnica de resistencia de polarización, y automáticamente (entre 2 a 5 minutos) establece la velocidad y el potencial de la corrosión y la resistividad del concreto. Cuenta con un sistema de mando de guía al operador a lo largo del procedimiento de instalación. Puede almacenar cien lecturas que después pueden ser copiadas en una PC para el procesamiento de los datos, o en una impresión para utilizarse en el informe.

Para la interpretación de resultados se considera el siguiente cuadro.

<i>Índice de corrosión / <math>\mu A/cm^2</math></i>	<i>Nivel de corrosión</i>	<i>Tiempo para que la corrosión sea visible</i>
< 0,1	Pasivo	-
0,1- 0,5	Corrosión moderada	> 10 años
0,5 - 1,0	Corrosión elevada	3 - 10 años
> 1,0	Corrosión muy elevada	< 2 años

Tabla 3.09. Rango de velocidades de corrosión para su interpretación según la RED DURAR

No olvidar que estos valores son el resultado de evaluar una estructura que presenta corrosión generalizada, cuando la corrosión es localizada se calcula la penetración local máxima del ataque, multiplicando por 10 el valor medio medido. Así para un valor de  $i_{corr}$  de  $0.3 \mu A/cm^2$ , esto quiere decir  $3 \mu m$  por año de penetración homogénea, se puede calcular que en caso de ataque localizado, la máxima profundidad de picaduras será de  $30 \mu m/año$ .

A continuación se presenta la utilización del equipo Gecor y la facilidad con que esta se desarrolla.

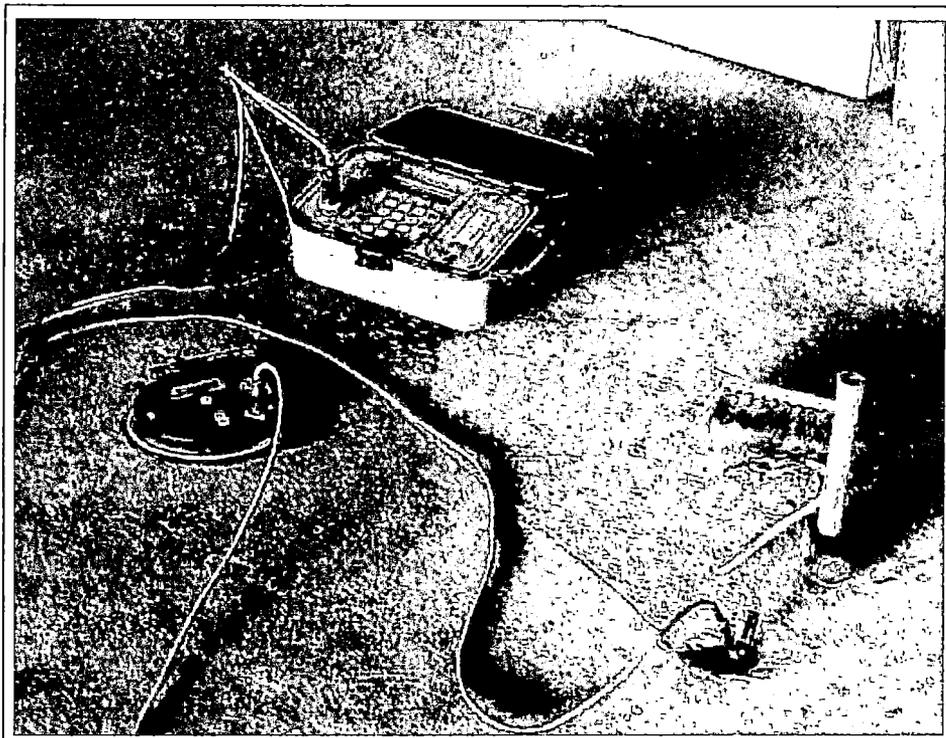


Figura 3.32. Representación de la medición de la velocidad de corrosión con el equipo Gecor 6 – Fuente Degusa, Construction Chemical

#### 3.4.5.- Aplicación del Caso:

Actualmente, el Perú no cuenta con el equipo necesario para medir la velocidad de corrosión utilizando un método no destructivo que es lo que se propone en esta tesis, todos los métodos que se emplean para calcular el grado de corrosión es basado en ensayos destructivos como extracción de testigos en un determinado periodo de tiempo de tal manera de evaluar los rangos obtenidos y poder emitir un diagnóstico y evaluar el tiempo que le queda a la estructura antes del colapso.

Para esta aplicación tomaremos los valores típicos de velocidad de corrosión del acero de refuerzo de una estructura en ambiente marítimo, tal y como se menciona en la norma “British Standard Code of Practice for Maritime Structures” la misma que figura en la tesis doctoral de la Universidad Politécnica de Madrid “Corrosión de las Armaduras del Hormigón armado en ambiente marino”

Zona de exposición	Velocidad de corrosión (mm/año)
Por debajo del lecho marino	0.01
Zona siempre sumergida: del lecho marino al nivel de mareas bajas de la primavera	0.08
Zona sumergida con agua siempre fresca	0.05
Parte inferior de la zona de mareas: entre el nivel de mareas bajas en primavera y con el mar en calma	0.20
Zona de mareas: entre el valor medio de marea baja y el valor medio de marea alta	0.09
Zona de salpicaduras: desde el valor medio de marea alta hasta una altura que es función de la altura de ola y la exposición al viento	0.14
Zona atmosférica: por encima de la zona de salpicaduras y donde no es frecuente la humectación por olas o espuma	0.10

Tabla 3.10. Valores típicos de velocidad de corrosión en ambiente marítimo.

De la tabla 3.10 se obtiene como velocidad de corrosión 0.10 mm/año, para el caso aplicativo de zona atmosférica, quiere decir fuera de la zona de salpicadura y constante humectación.

Para calcular la intensidad de corriente y evaluar el grado de deterioro según la tabla 3.09, es necesario aplicar la fórmula que se menciona en el punto 3.4.2.

$$\frac{\mu\text{m}}{\text{año}} = 11.6 * i_{\text{corr}}$$

$$0.10 \text{ mm/año} = 100 \mu\text{m/año}$$

Recordar que los valores que se muestran en la tabla 3.09 sirve para estructuras que presentan corrosión generalizada, pero nuestro caso se encuentra en un ambiente marítimo, el cual provoca corrosión localizada, es así que se debe hacer una corrección a la velocidad de corrosión tal como se menciona líneas arriba.

La velocidad de corrosión corregida sería de 10  $\mu\text{m/año}$ , entonces aplicando la formula antes mencionada, se obtiene el valor de  $i_{\text{corr}}$ .

$$i_{\text{corr}} = 0.862 \mu\text{A/cm}^2$$

Entonces ubicando este valor en la tabla 3.09, podemos concluir que nos encontramos en un medio bastante agresivo de corrosión elevada.

### 3.5.- ENSAYOS FISICO-QUIMICO:

Una vez identificado las zonas con mayor probabilidad de corrosión, se procede a la realización de ensayos destructivos como la toma de testigos diamantinos, de esta manera corroborar los valores obtenidos con el mapeo de diferencia de potenciales y poder emitir un diagnóstico más acertado.

#### 3.5.1.- Ensayo de Compresión:

Los testigos extraídos fueron sometidos al ensayo de resistencia a la compresión de probetas cilíndricas de concreto, según el procedimiento indicado en la Norma ASTM C-39 “COMPRESSIVE – STRENGTH OF CILYNDRICAL CONCRETE SPECIMENS”. Donde los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla resumen.

MARCA DE IDENTIFICACION	Resistencia compresión ASTM C-42 (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia de Diseño (Kg/cm <sup>2</sup> ) f <sub>c</sub>	85% f <sub>c</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	75% f <sub>c</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	ACI -318
<b>LOSA DE CIMENTACIÓN</b>					
Calicata N° 01 losa	186	210	179	158	cumple
Calicata N° 03 losa	284	210	179	158	cumple
<b>LOSA DE PASADIZO</b>					
Calicata N° 01 pasadizo	257	210	179	158	cumple
Calicata N° 02 pasadizo	208	210	179	158	cumple
<b>PLACA 5</b>					
Calicata N° 01 Placa 5 inferior	170	210	179	158	cumple
Calicata N° 01 Placa 5 - superior	208	210	179	158	cumple
<b>PLACA 6</b>					
Calicata N° 03 placa 6-superior	94	210	179	158	No cumple
Calicata N° 03 Placa 6 - inferior	110	210	179	158	No cumple
<b>PLACA 7</b>					
Calicata N° 03 Placa 7	171	210	179	158	cumple
<b>PEDESTAL</b>					
Calicata N° 03 pedestal	299	210	179	158	cumple

Tabla 3.11. Valores de resistencia a la compresión del concreto de los elementos estructurales en estudio

### 3.5.2.- Ensayo de Peso Unitario de Concreto endurecido:

Este ensayo se realizó bajo la Norma ASTM C138 STANDARD TEST METHOD FOR UNIT WEIGHT, YIELD, AND AIR CONTENT (GRAVIMETRIC OF CONCRETE).

Ítem	Identificación	Elemento estructural	Peso de muestra kg.	Volumen de muestra m <sup>3</sup>	Peso Unitario kg/m <sup>3</sup>
01	Calicata N° 02 TQ-2-pasadizo	Losa	1,600.50	0.000679	2,355
02	Calicata N° 01 TQ-2 - losa	Losa	1,229.50	0.000524	2,344
03	Calicata N° 03 TQ-2 - Placa 6	Placa	1,609.00	0.000689	2,337
04	Calicata N° 01 TQ-2 - Placa 5	Placa	1,699.00	0.000670	2,534
05	Calicata N° 01 TQ-2 - pasadizo	Losa	1,705.50	0.000693	2,460
06	Calicata N° 03 TQ-2 pedestal	Pedestal	1,569.00	0.000666	2,357
07	Calicata N° 03 TQ-2 - losa	Losa	1,636.50	0.000643	2,545
08	Calicata N° 03 TQ-2 - Placa 7	Placa	1,385.00	0.000575	2,410
09	Calicata N° 01 TQ-2 - Placa 5 sup	Placa	1,233.50	0.000502	2,459
10	Placa 6 parte sup.		1,670.50	0.000670	2,492

Tabla 3.12. Valores de peso unitario de concreto endurecido realizado a los testigos extraídos de los elementos en estudio

Corresponde a un concreto de peso normal ( 2,200 a 2,400 kg/cm<sup>2</sup>)

- Peso Unitario máximo obtenido = 2,545 kg/m<sup>3</sup>
- Peso Unitario mínimo obtenido = 2,337 kg/m<sup>3</sup>

### 3.5.3.- Ensayo de pH:

El pH es una medida del grado de acidez o alcalinidad de las sustancias. El concreto es altamente alcalino y su valor varía entre 12 y 13 después de las reacciones de hidratación del cemento, el mismo que es atacado por la presencia de ácidos en este caso sulfúricos con un pH menor a 7.

Se presenta los valores obtenidos de los ensayos realizados a los testigos extraídos.

ELEMENTOS ESTRUCTURALES			Prof. Muestra (cm.)	pH Concreto	E (v) Concreto
PLACAS	Placa 5	inferior	3.2	10.34	-0.32
			8.1	10.24	-0.31
			13.1	9.62	-0.30
		Superior	3.1	9.75	-0.22
	Placa 6	Inferior	3.5	9.18	-0.35
			8.6	9.47	-0.35
			13.2	9.71	-0.35
		Superior	3.1	9.53	-0.22
	Placa 7	inferior	3.1	9.27	-0.34
LOSAS	Losa en placa 5		3.5	9.41	-0.34
	Losa entre placas 6 y 7		3.5	9.14	-0.35
	Losa de pasadizo 1		2.4	10.06	-0.30
	Losa de pasadizo 2		2.1	12.47	-0.30
			7.2	12.28	-0.30
			12.3	9.53	-0.30
PEDESTAL	Pedestal		3.6	9.05	-0.30

Tabla 3.13. Valores de pH y Potencial de corrosión de los testigos extraídos de los elementos estructurales estudiados.

### 3.5.4.- Profundidad de Carbonatación:

Se realizó el ensayo sobre todos los testigos extraídos aplicando la sustancia de Fenolftaleína a cada uno de éstos, siguiendo el procedimiento de la norma RILEM CPC – 18, obteniendo en casi todos nula la profundidad de carbonatación excepto por el testigo extraído en el pedestal entre la placa 6 y 7, que es la zona más cercana al mar, que se obtuvo una profundidad de carbonatación de 1½". Se muestran los resultados en las fotografías siguientes.

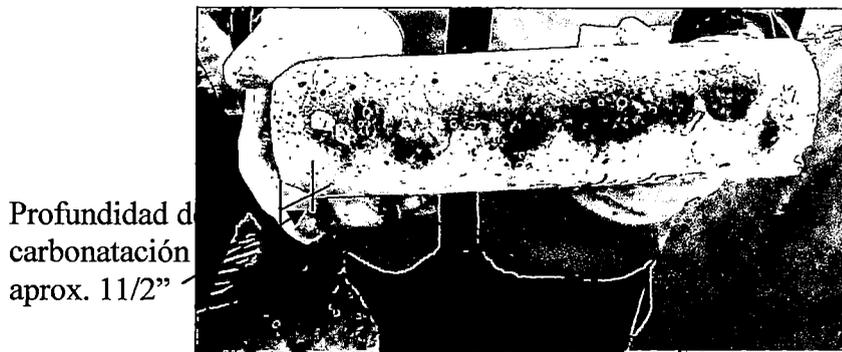


Figura 3.33. Aplicación de Fenolftaleína al testigo del pedestal entre la placa 6 y 7.

A continuación se presenta las muestras representativas de la coloración púrpura de la totalidad de los testigos lo que indica que no presenta carbonatas en la masa de concreto.



Figura 3.34. Color púrpura en los testigos representativos de los elementos en estudio.

### 3.5.5.- Concentración de Sulfatos:

Se realizó los análisis de determinación de concentración de sulfatos en los testigos extraídos de los elementos estructurales en estudio siguiendo el procedimiento de las normas ASTM E 275: 2001 y NTP 339.178.2002.

En el concreto la cantidad de sulfatos esta limitado debido al aporte de las aguas y de los agregados que esta contiene, por lo que es necesario evitar

exceder en los límites debido a las reacciones químicas expansivas indeseables, debido al crecimiento de cristales de sales de sulfato. A continuación los valores permisibles de sulfato en el concreto para que no exista daño según la norma del ACI 318 – Tabla 4.3.1 “Requisitos para concretos expuestos a soluciones que contienen sulfatos”.

A continuación los valores obtenidos de los ensayos en laboratorio:

ELEMENTOS ESTRUCTURALES			ENSAYOS QUIMICOS		
			Prof. Muestra (cm.)	Cant. Sulfatos (ppm) Muestra	Riesgo de Daño ACI - 318
PLACAS	Placa 5	inferior	3.2	1391	Moderado
			8.1	1729	<b>Severo</b>
			13.1	1521	<b>Severo</b>
	Placa 6	Inferior	3.1	1573	<b>Severo</b>
			3.5	1418	Moderado
			8.6	2146	<b>Severo</b>
	Placa 7	inferior	13.2	792	Moderado
			3.1	1443	Moderado
			3.1	662	Moderado
LOSAS	Losas en placa 5		3.5	401	Moderado
	Losas entre placas 6 y 7		3.5	1807	<b>Severo</b>
	Losas de pasadizo 1		2.4	6205	<b>Severo</b>
	Losas de pasadizo 2		2.1	9487	<b>Severo</b>
			7.2	291	Moderado
			12.3	334	Moderado
PEDESTAL	Pedestal		3.6	323	Moderado

Tabla 3.14. Concentración de sulfatos de los testigos en estudio.

### 3.5.6.- Concentración de Cloruros:

Se realizó los análisis de determinación de presencia de cloruros, respecto a las normas: ASTM D 3370:1999 y NTP 177.2002, para lo cual se tomó diferentes profundidades de los testigos extraídos de tal manera de identificar el perfil de penetración de cloruros, para nuestro caso se han cortado rodajas de aproximadamente 4.5 cm de espesor.

La cantidad máxima de cloruros presentes en la masa de concreto sin dañar la durabilidad de ésta se ha tomado de las normas ACI – 318, específicamente de la tabla 4.2.3 “Requisitos para concreto expuesto a productos químicos”

A continuación los valores obtenidos en laboratorio, para lo cual se ha tomado como datos la densidad del concreto de 2300 Kg/cm<sup>2</sup> y un peso de cemento por m<sup>3</sup> de 297.5kg/m<sup>3</sup>.

ELEMENTOS ESTRUCTURALES			ENSAYOS QUIMICOS			
			Prof. Muestra (cm.)	Cant. Cloruros (ppm) Muestra	Cant. Cloruros (Kg/m <sup>3</sup> ) Muestra	Cant. Max. Cloruros 0.15%*297.50= 0.446(Kg/m <sup>3</sup> )
PLACAS	Placa 5	inferior	3.2	154	0.154	Cumple
			8.1	132	0.132	Cumple
			13.1	132	0.132	Cumple
	Placa 6	Inferior	3.1	176	0.176	Cumple
			3.5	306	0.306	Cumple
			8.6	198	0.198	Cumple
	Placa 7	Superior	13.2	286	0.286	Cumple
			3.1	242	0.242	Cumple
			3.1	374	0.374	Cumple
LOSAS	Losa en placa 5		3.5	220	0.22	Cumple
	Losa entre placas 6 y 7		3.5	154	0.154	Cumple
	Losa de pasadizo 1		2.4	264	0.264	Cumple
	Losa de pasadizo 2		2.1	308	0.308	Cumple
			7.2	110	0.110	Cumple
			12.3	90	0.090	Cumple
PEDESTAL	Pedestal		3.6	451	0.451	No Cumple

Tabla 3.15. Valores obtenidos de cantidad de cloruros en las muestras extraídas

### 3.5.7.- Perfil de Profundidad de penetración de Cloruros:

Para calcular el perfil de profundidades de penetración de cloruros se procede a realizar dos cortes a los testigos de aproximadamente 4.5cm de espesor. A continuación los perfiles que se obtuvieron de la información de la tabla 3.15.

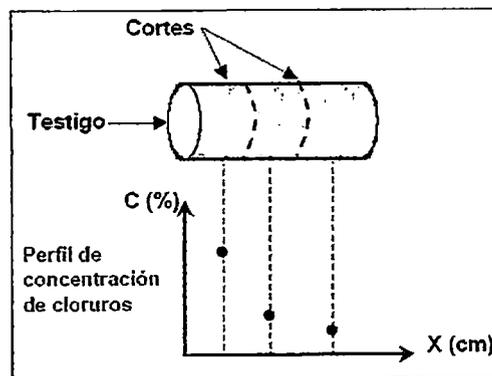


Figura 3.35. Procedimiento de corte de los testigos para perfil de concentración de cloruros.

- Placa 5 parte inferior:

Prof. Muestra (cm.)	Cant. Cloruros (Kg/m3) Muestra
0 - 4.5	0.154
4.5 - 9.8	0.132
9.8 - 14.7	0.132

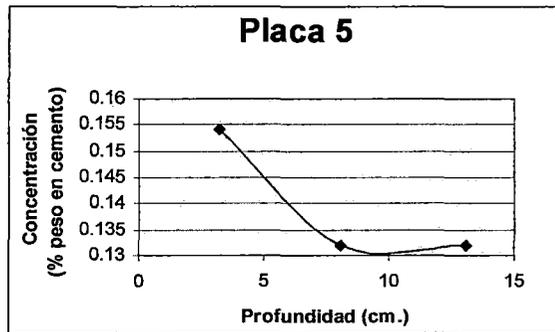


Figura 3.36. Perfil de concentración de cloruros de Placa 5 parte inferior

- Placa 6 parte inferior:

Prof. Muestra (cm.)	Cant. Cloruros (Kg/m3) Muestra
0 - 5.1	0.306
5.1 - 10.0	0.198
10.0 - 15.1	0.286

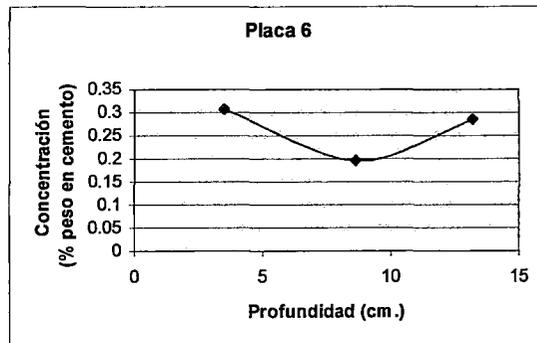


Figura 3.37. Perfil de concentración de cloruros de Placa 6 parte inferior

- Losa de Pasadizo 2

Prof.	Cant.
0 - 5.1	0.308
5.1 - 10.0	0.110
10.0 - 14.9	0.090

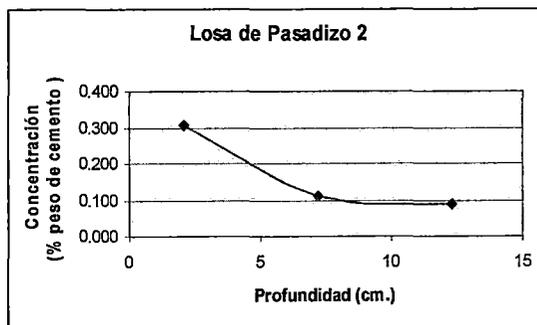


Figura 3.38. Perfil de concentración de cloruros de Losa de pasadizo.

## **CAPITULO 4: DIAGNOSTICO GENERAL**

### **4.1.- GENERALIDADES**

Para emitir un diagnóstico del nivel de degradación de una estructura afectada por corrosión se debe proceder al desarrollo de la metodología planteada en esta tesis (capítulo 3) que consta de una inspección visual y un análisis físico - químico y electroquímico, cabe resaltar que no basta con aplicar un solo procedimiento para describir el grado de deterioro de una estructura, ya que el uso de un solo procedimiento aparentemente puede indicar un grave deterioro, cuando en realidad estamos frente a un caso de deterioro medio.

El diagnóstico es el análisis de todos los resultados obtenidos en cada uno de los ensayos antes mencionados, dicho análisis debe hacerse con mucho cuidado y de preferencia estar dirigido por profesionales especialistas en el tema de durabilidad.

A continuación una figura que pretende ordenar el procedimiento a seguir para emitir un diagnóstico propuesto por la RED DURAR.

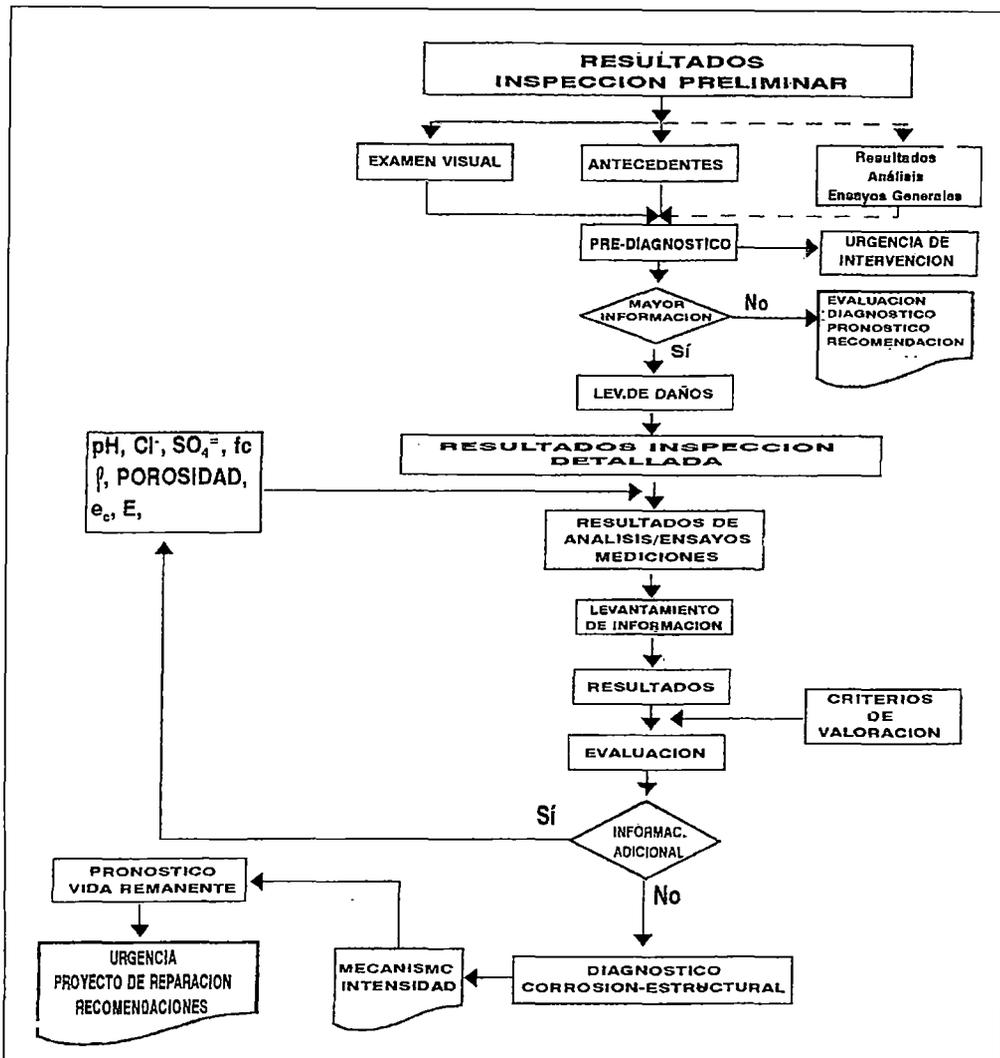


Figura 4.01. Procedimiento de evaluación de estructuras de concreto armado

## 4.2.- BASES DEL DIAGNÓSTICO

El diagnóstico de una estructura se formula en base a la información proporcionada o recopilada de las características de servicio de la estructura (estado actual de la estructura y medio ambiente al que está expuesto), a las anomalías encontradas en la inspección visual y en los análisis de los resultados de los ensayos físico - químico - electroquímico.

Todos estos factores se deben evaluar y analizar con mucha cautela y establecer la presencia de corrosión, de ser así, proponer su rehabilitación oportuna según sea el caso.

Al efectuar las evaluaciones se pueden presentar varias posibilidades, que involucran la presencia o no de corrosión del acero de refuerzo en el

concreto sano o deteriorado. La figura 4.01 nos muestra de manera general los pasos que debemos seguir para la emisión del diagnóstico básico.

Al analizar la estructura a nivel estructural puede no revelar daños de importancia para este tipo de diagnóstico, por tal debemos analizar de manera paralela el ambiente al cual está expuesto la estructura e identificar los tipos de corrosión que puedan desarrollarse en el futuro.

#### **4.3.- PROCEDIMIENTO GENERAL DEL DIAGNÓSTICO**

Para emitir un diagnóstico se debe partir por conseguir toda la información referente a la estructura, desde la carga que soporta, hasta las sustancias que están en contacto con ella, tal como se definen en los capítulos anteriores.

Se debe proceder a la ayuda de métodos no destructivos como las medidas de la diferencia de potencial del acero de refuerzo. Este método nos proporcionará el área con mayor probabilidad de corrosión. Una vez identificado la presencia de corrosión en una estructura, es necesario identificar el tipo de corrosión existente, el mecanismo de acción y de propagación, luego se procederá con los métodos destructivos como extracción de testigos diamantinos para su análisis físico – químico, los cuales se extraerán en las áreas identificadas por el análisis electroquímico (método de potenciales de corrosión) conocidos como críticos.

Luego de obtener los resultados de las inspecciones y evaluaciones, se procederá a la enumeración de las condiciones, características o evidencias que hayan ocasionado la corrosión del acero de refuerzo, para posteriormente establecerse la magnitud y morfología del daño existente, así como un análisis detallado en el tiempo de tal manera de establecer parámetros como velocidades de propagación del daño y se pueda obtener el tiempo que esta estructura llegara al colapso.

Es importante establecer el origen de los agentes agresivos y de los factores que favorecen al proceso de corrosión. De esta manera garantizar que la reparación que se pueda hacer sea la más adecuada para corregir el daño existente.

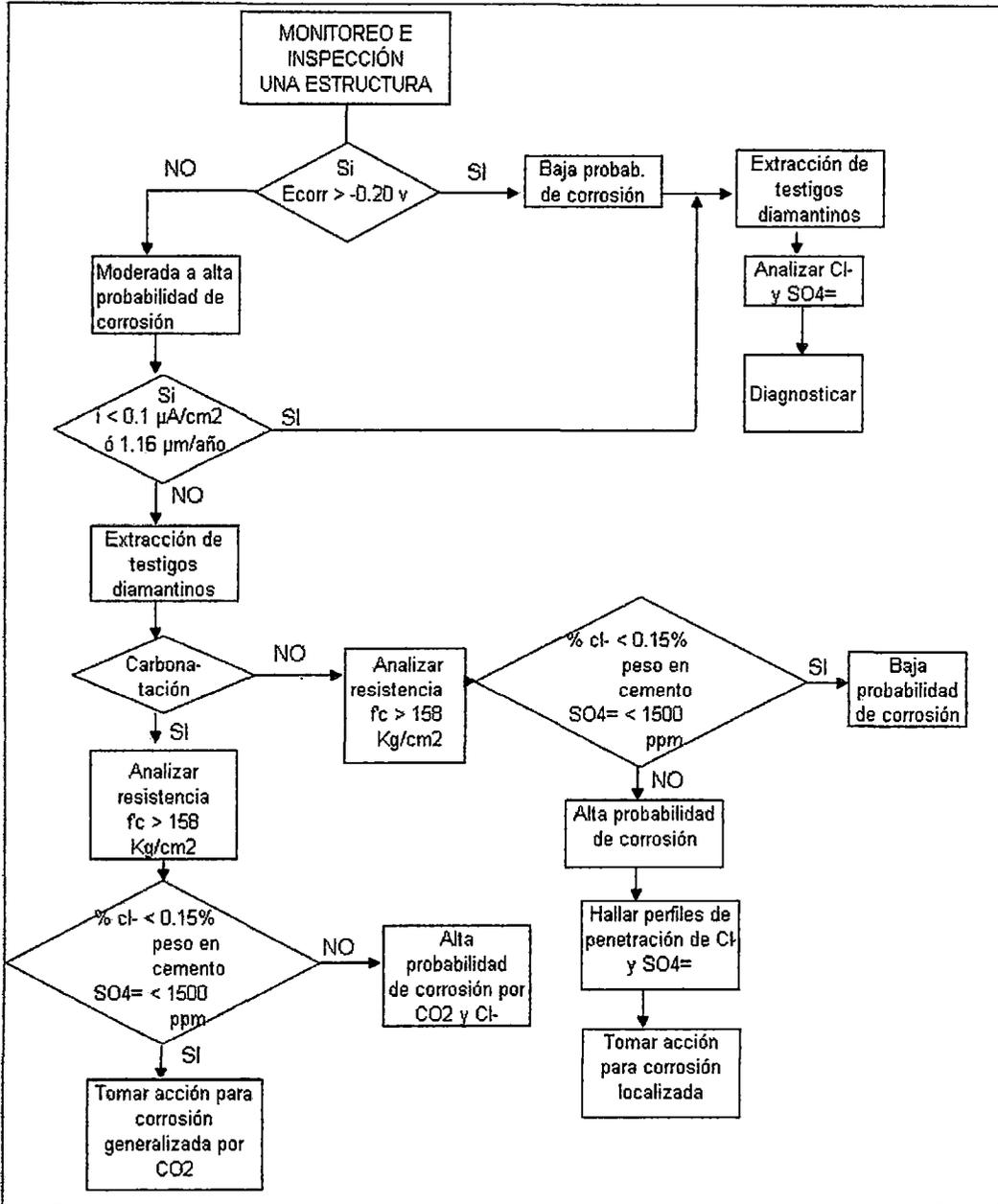


Figura 4.02. Procedimiento de Monitoreo e inspección de estructuras de concreto armado – referencia – RED DURAR

#### 4.3.1.- Diagnóstico de la Estructura en estudio:

Se realizó la evaluación de los elementos estructurales de la cimentación del tanque N° 2 de la planta de ácido sulfúrico de Matarani - Arequipa, cuyos resultados figuran en el capítulo 3, y procedimiento se detalla a continuación:

Se procedió a la recopilación de datos tanto de las características de la estructuras como del medio donde se desempeña (ver punto 3.1.4.1), con esos

datos de referencia se procedió a realizar un reconocimiento de campo con una inspección visual de los deterioros superficiales y se procedió a hacer un registro de las principales anomalías encontradas (ver punto 3.1.4.2).

Esta información sirvió para identificar a grosso modo las posibles áreas afectadas por corrosión, para lo cual se pasó a corroborar este pre-diagnóstico con un mapeo de diferencia de potenciales en éstas áreas (ver punto 3.3), esto nos permitió seguir hallando zonas críticas que pasamos a evaluar tanto físicamente como químicamente, y así, poder emitir un diagnóstico basado en toda la información proporcionada, en los diferentes métodos utilizados y en la experiencia que se ha adquirido al desarrollar esta tesis.

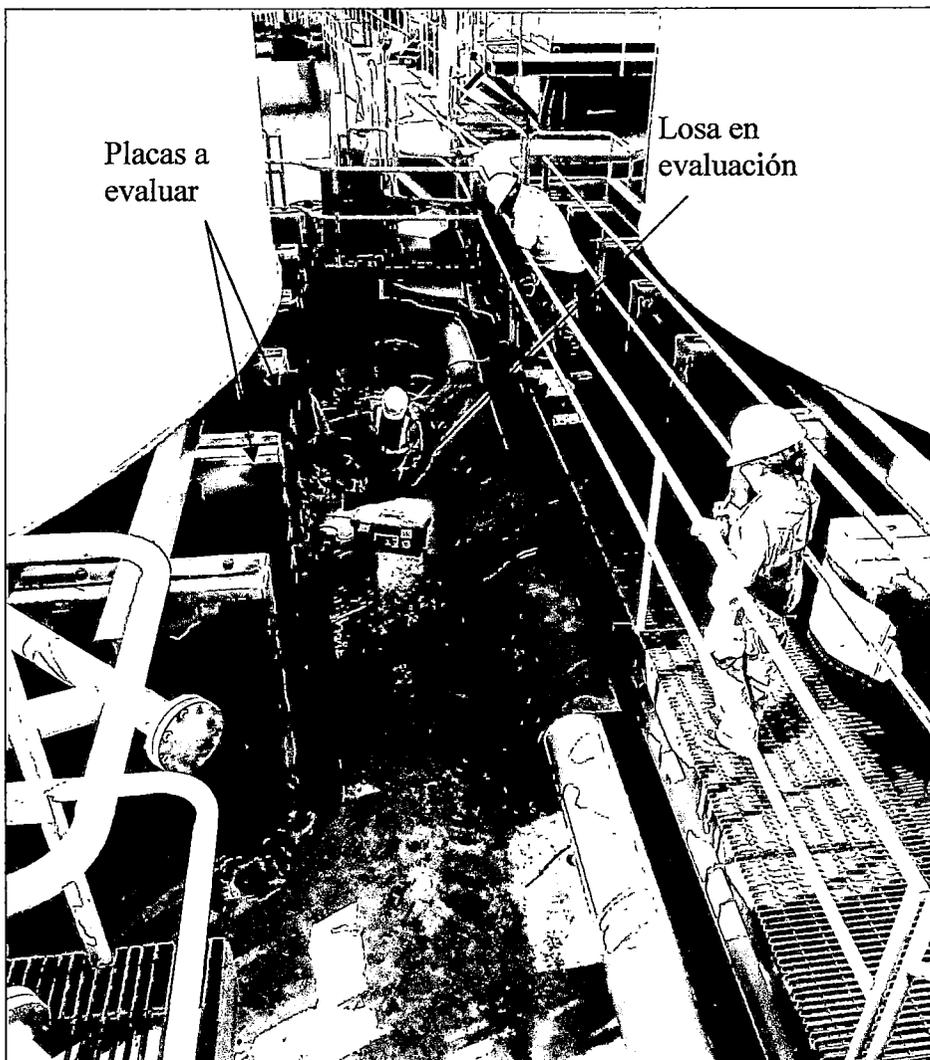


Figura 4.03. Elementos estructurales en estudio Placas – Losa de cimentación del tanque N°2 de ácido sulfúrico

### 4.3.2.- Análisis de los Resultados:

A partir de los resultados obtenidos en los diferentes ensayos (físicos, químicos y electroquímicos), obtenemos las principales características del concreto endurecido que fueron analizadas junto con las distintas tablas de clasificación cualitativas de las propiedades del concreto (Normas ACI, ASTM, ect.).

Para un mejor entendimiento de resultados se ha dividido los elementos estructurales en tres tipos: Placas, Losa de cimentación y Losa de pasadizo.

- **Placas:**

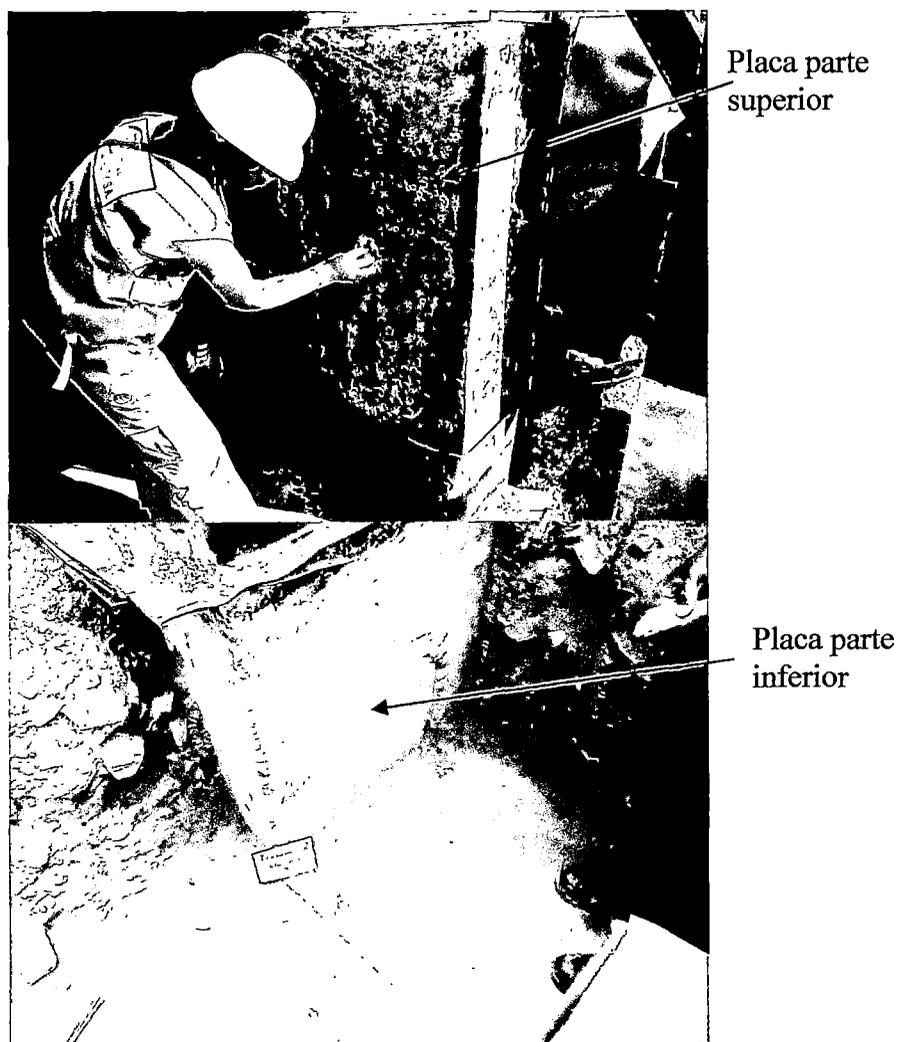


Figura 4.04. Preparación de la superficie de las placas  
Matarani - Arequipa

### **Resistencia a la compresión**

- Se ha observado que de todas las placas evaluadas (placa 5, placa 6 y placa 7) solo las placas 5 y 7 han pasado los valores mínimos de condiciones de exposición que manda la norma ACI – 318, la cual menciona que la resistencia mínima obtenida en los testigos deberán ser el 75% del la resistencia del diseño, en este caso los valores resultaron mayores que  $158\text{Kg/cm}^2$ , mientras que la placa 6 se obtuvo valores por debajo del mínimo, tal como se observa en la tabla 3.11.
- Se extrajeron 2 testigos de la placa 6, la parte superior y la parte inferior (la zona en contacto con el relleno), y se obtuvieron valores de resistencia a la compresión en los dos casos menores a los que indica la norma.

### **Peso Unitario**

- Los valores obtenidos en la tabla 3.12, muestran valores en el rango de lo normal, según los estándares para los concretos endurecidos, ya que los valores de densidad del concreto se encuentra entre  $2200 - 2400 \text{ Kg/m}^3$ .

### **Ensayos Electroquímicos**

- Los valores que indican una alta probabilidad de corrosión son los menores que  $-0.35\text{v}$ , mientras que los que indica que no hay presencia de corrosión son los mayores que  $-0.20\text{v}$ . En los estudios se han observado los siguientes rangos de valores.
- En la Placa 5 parte inferior que es la zona que está en contacto con el relleno se observa que son las áreas que presentan alto grado de probabilidad de corrosión, esto debido al contacto directo con un material bastante contaminado, exactamente la zona más afectada se encuentra en el límite con la losa de cimentación, mientras que las demás áreas se encuentran en un estado incierto, quiere decir que hay un 50% de probabilidad que haya iniciado el proceso de corrosión.
- En la placa 6 parte superior por los valores encontrados se observa que el acero se encuentra pasivado, pero la parte que está en

contacto con las vigas metálicas son los más afectados aunque no llegan a los valores críticos.

- En la placa 6 parte inferior exactamente la que se encuentra en contacto con el relleno, tal como en la placa 5 las áreas más afectadas son las intersecciones con la losa de cimentación, mientras que la demás área se encuentra también en peligro si bien es cierto no llega a pasar los límites pero los valores son altos.
- En la Placa 7 parte inferior, igualmente que en la placa 5 y 6 tienen el mismo comportamiento.
- Losa entre las placas 6 y 7, todos los valores se encuentran bastante altos y la gran mayoría está por debajo de  $-0.35$ , lo que indica que casi toda la losa se encuentra con alta probabilidad de corrosión.

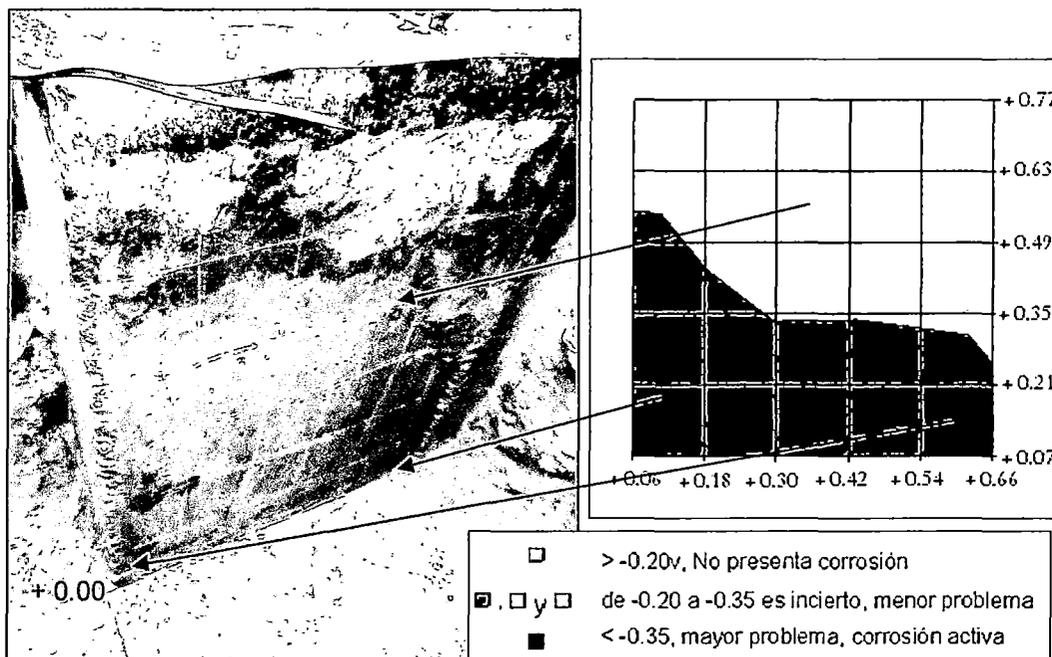


Figura 4.05. Detalle de mapeo de la placa 6 parte inferior, ubicando las zonas más afectadas. Matarani - Arequipa

## Ensayos Químicos

### pH

- Se considera un concreto en buen estado a aquellos que presenten un pH en el rango de 12 a 14, éstos cumplirán con la función de protección del acero de refuerzo, en nuestro caso los valores

encontrados en todas las muestras no llegan al mínimo, esto quiere decir que el concreto perdió la característica de protector del acero de refuerzo ante cualquier ataque. Esta pérdida de alcalinidad del concreto se debe en gran parte al ataque de los constantes derrames de ácido sulfúrico que hubo en la zona, antes de cubrir la superficie con geomembrana.

### **Sulfatos**

- Los valores obtenidos en cada uno de los testigos son altos y según los valores de la Norma ACI – 318, los mismos que se muestran en la tabla 3.14, estamos en algunos casos en exposiciones de daño moderado y en otros severos.
- Para el análisis de difusión de los sulfatos, se procedió a analizar los testigos a las diferentes profundidades, de tal manera de saber la cantidad de sulfatos en el interior del testigo.
- En la Placa 5 parte inferior, se encontró una exposición severa de sulfatos a una profundidad de 13.10 cm., esto debido a la contaminación del relleno hacia las paredes de la placa.
- Mientras que en la misma placa pero en la parte superior se encontró un cantidad alta de sulfatos por lo que se ubica en una condición severa de exposición.
- En la Placa 6, de la misma manera que en la placa 5.
- En la placa 7 se muestra un ataque moderado, a una profundidad de 3 cm.

### **Carbonatación**

- Se puede concluir que no se encontró presencia de carbonatos en los testigos extraídos, ya que al aplicar la sustancia de fenolftaleína todo el área se tornó púrpura que indica la no presencia de carbonatos.

## Cloruros

- Al igual que para los sulfatos se partieron los testigos a diferentes profundidades de tal manera de identificar los perfiles de concentración de cloruros a estas profundidades, de tal manera de identificar cualitativamente el coeficiente de difusión de éstos, recordar que no podremos entrar en más detalle puesto que las formulas de Fick son de uso limitado. Además los valores obtenidos en la superficie de los testigos arrojaron valores menores a los indicados en la norma ACI – 318.
- El testigo extraído en el pedestal es el único que ha pasado el límite de cloruros totales que debe estar en la masa de concreto, pero no es una cantidad muy agresiva.

- **Losa de Cimentación:**



Figura 4.06. Preparación de la superficie de la losa de cimentación  
Matarani - Arequipa

### **Resistencia a la compresión**

- Se ha observado que todas los testigos extraídos de la losa de cimentación han pasado los valores mínimos de condiciones de exposición que manda la norma ACI – 318, la cual menciona que la resistencia mínima obtenida en los testigos deberán ser el 75% del la resistencia del diseño, en este caso los valores resultaron mayores que  $158\text{Kg/cm}^2$ , tal como se observa en la tabla 3.11.

### **Peso Unitario**

- Los valores obtenidos en la tabla 3.12, muestran valores en el rango de lo normal, según los estándares para los concretos endurecidos, ya que los valores de densidad del concreto se encuentra entre 2200 – 2400 Kg/m<sup>3</sup>.

### **Ensayos Electroquímicos**

- Los valores que indican una alta probabilidad de corrosión son los menores que  $-0.35\text{v}$ , mientras que los que indica que no hay presencia de corrosión son los mayores que  $-0.20\text{v}$ . En los estudios se han observado los siguientes rangos de valores.
- En la mayoría de las áreas de la Losa de cimentación evaluadas, se observa gran probabilidad que haya iniciado el proceso de corrosión ya que los valores obtenidos son menores que  $-0.35\text{v}$ . Esto quiere decir que las zonas más afectadas han sido la losa de cimentación.
- Existen zonas en las que los valores han salido en el rango de  $-0.30$  a  $-0.35$  que indica una zona incierta, pero con alto riesgo de inicio de corrosión, estas áreas se encuentran en el centro de la losa, ya que las que están en contacto con las placas son las más afectadas.

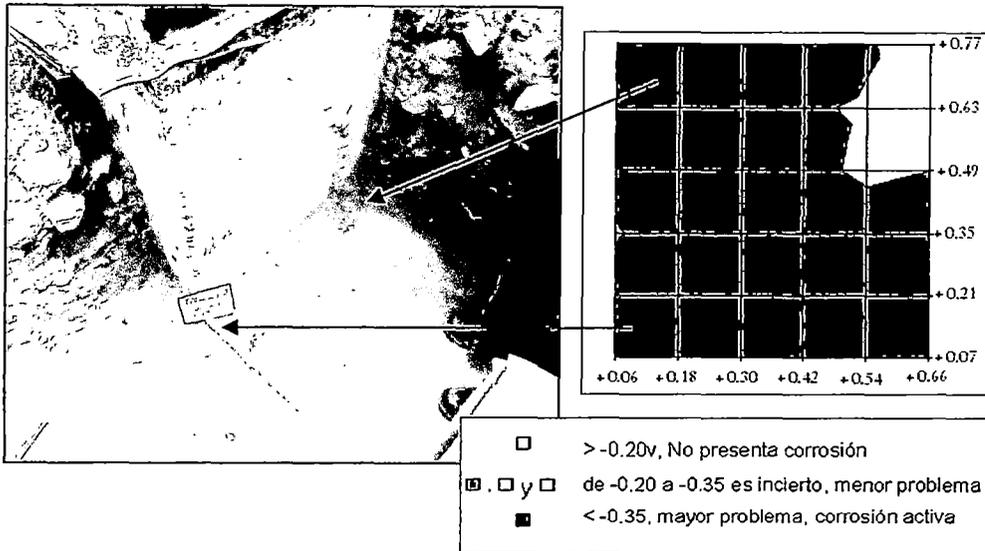


Figura 4.07. Detalle de mapeo de la losa de cimentación entre las placas 6 y 7 parte inferior, ubicando las zonas más afectadas. Matarani – Arequipa

## Ensayos Químicos

### pH

- Se considera un concreto en buen estado a aquellos que presenten un pH en el rango de 12 a 14, éstos cumplirán con la función de protección del acero de refuerzo, en nuestro caso los valores encontrados en todas las muestras no llegan al mínimo, esto quiere decir que el concreto perdió la característica de protector del acero de refuerzo ante cualquier ataque. Esta pérdida de alcalinidad del concreto se debe en gran parte al ataque de los constantes derrames de ácido sulfúrico que hubo en la zona, antes de cubrir la superficie con geomembrana.

### Sulfatos

- Los valores obtenidos en cada uno de los testigos son bastante altos según los valores de la Norma ACI – 318, los mismos que se muestran en la tabla 3.14, estamos en algunos casos en exposiciones de daño moderado y en otros severos.

- Para el análisis de difusión de los sulfatos, se procedió a analizar los testigos a las diferentes profundidades, de tal manera de saber la cantidad de sulfatos en el interior del testigo.
- Las losas se encuentran en un estado severo de exposición en la superficie, exactamente la zona en contacto con el relleno, para lo cual se analizó a una profundidad de 12 cm. los cuales resultaron en exposición moderada de daño.

### **Carbonatación**

- Se puede concluir que no se encontró presencia de carbonatos en los testigos extraídos, ya que al aplicar la sustancia de fenolftaleína todo el área se tornó púrpura que indica la no presencia de carbonatos.

### **Cloruros**

- Al igual que para los sulfatos se partieron los testigos a diferentes profundidades de tal manera de identificar los perfiles de concentración de cloruros a estas profundidades, de tal manera de identificar cualitativamente el coeficiente de difusión de éstos, recordar que no podremos entrar en más detalle puesto que las formulas de Fick son de uso limitado. Además los valores obtenidos en la superficie de los testigos arrojaron valores menores a los indicados en la norma ACI – 318.
- Los valores de cloruros obtenidos en los testigos de la losa se encuentran en los rangos permitidos en la norma antes mencionada (ver tabla 3.15).

- **Losa de pasadizo:**

### **Resistencia a la compresión**

- Se ha observado que todas los testigos extraídos de la losa de pasadizo han pasado los valores mínimos de condiciones de exposición que manda la norma ACI – 318, la cual menciona que la resistencia mínima obtenida en los testigos deberán ser el 75% del la

resistencia del diseño, en este caso los valores resultaron mayores que  $158\text{Kg/cm}^2$ , tal como se observa en la tabla 3.11.

### **Peso Unitario**

- Los valores obtenidos en la tabla 3.12, muestran valores en el rango de lo normal, según los estándares para los concretos endurecidos, ya que los valores de densidad del concreto se encuentra entre 2200 – 2400 Kg/m<sup>3</sup>.

### **Ensayos Químicos**

#### **pH**

- Se considera un concreto en buen estado a aquellos que presenten un pH en el rango de 12 a 14, éstos cumplirán con la función de protección del acero de refuerzo, en nuestro caso los valores encontrados en todas las muestras no llegan al mínimo, esto quiere decir que el concreto perdió la característica de protector del acero de refuerzo ante cualquier ataque. Esta pérdida de alcalinidad del concreto se debe en gran parte al ataque de los constantes derrames de ácido sulfúrico que hubo en la zona, antes de cubrir la superficie con geomembrana.

#### **Sulfatos**

- Los valores obtenidos en cada uno de los testigos son bastante altos según los valores de la Norma ACI – 318, los mismos que se muestran en la tabla 3.14, estamos en los casos más extremos de contaminación, por lo menos superficialmente, ya que mediante el análisis de perfil de penetración de cloruros y sulfatos, podemos concluir que es un ataque superficial.
- Para el análisis de difusión de los sulfatos, se procedió a analizar los testigos a las diferentes profundidades, de tal manera de saber la cantidad de sulfatos en el interior del testigo.
- Las losas se encuentran en un estado severo de exposición en la superficie, exactamente la zona en contacto con el relleno, para lo

cual se analizó a una profundidad de 12 cm. los cuales resultaron en exposición moderada de daño.

### **Carbonatación**

- Se puede concluir que no se encontró presencia de carbonatos en los testigos extraídos, ya que al aplicar la sustancia de fenolftaleína todo el área se tornó púrpura que indica la no presencia de carbonatos.

### **Cloruros**

- Al igual que para los sulfatos se partieron los testigos a diferentes profundidades de tal manera de identificar los perfiles de concentración de cloruros a estas profundidades, de tal manera de identificar cualitativamente el coeficiente de difusión de éstos, recordar que no podremos entrar en más detalle puesto que las formulas de Fick son de uso limitado. Además los valores obtenidos en la superficie de los testigos arrojaron valores menores a los indicados en la norma ACI – 318.
- Los valores de cloruros obtenidos en los testigos de la losa se encuentran en los rangos permitidos en la norma antes mencionada (ver tabla 3.15).

En conclusión, evaluando cada uno de los ensayos en conjunto podemos decir que nos encontramos frente un caso moderado de daño y que el proceso de corrosión ya se ha iniciado, es por ello que debemos elegir un método de reparación cuanto antes, ya que a más tiempo la reparación puede ser más costosa.

## **CAPITULO 5: PRONÓSTICO Y EVALUACION DE LA VIDA RESIDUAL DE LA ESTRUCTURA**

### **5.1.- INTRODUCCION**

En el apartado 1.5.2.3 del capítulo 1, se define la vida útil como el periodo donde la estructura conserva los requisitos del proyecto sobre seguridad, funcionalidad y estética. En el momento que pierde cualquiera de las características antes mencionadas se puede decir que la estructura a iniciado su etapa remanente o residual, la cual se puede identificar mediante inspecciones visuales constantes a las diferentes estructuras. Una de las técnicas para detectar la iniciación de esta etapa es la detección de síntomas de degradación como: grietas anchas de espesor mayor a 0.1mm, delaminaciones de la cobertura del concreto, pérdida visible de la sección del acero, etc.

Existe una etapa después de la etapa útil y antes de la etapa remanente que es el periodo de propagación de la corrosión que comprende desde el inicio de la corrosión hasta la manifestación de daños externos como manchas de óxido, grietas superficiales cuya dirección es paralela a la dirección del acero de refuerzo (las grietas no deben pasar la abertura de 0.1mm), de lo contrario se considera que la estructura ya se encuentra en la etapa remanente.

Para evaluar si la estructura se encuentra en las etapas antes mencionadas no basta con el desarrollo de una inspección visual, si no, es

necesario desarrollar un diagnóstico más detallado la cual debe incluir ensayos tanto no destructivos como destructivos, para esta última se debe emplear la extracción de testigos diamantinos y de esta manera obtener las características del concreto endurecido, así como las concentraciones de sustancias agresivas como: cloruro, sulfatos, etc.

La evaluación rigurosa de cada uno de estas patologías que se pueden presentar en la estructura no es todavía posible ya que no existen modelos analíticos que relacionan correctamente el avance de los daños que se producen producto del inicio del proceso de corrosión.

## **5.2.- PRONOSTICO DE LA VIDA RESIDUAL DE LA ESTRUCTURA**

En el apartado 1.5.2.4 del capítulo 1, se define la vida residual al periodo durante el cual la estructura se degrada debido a la corrosión paulatina del acero de refuerzo, en otras palabras es el momento en que la estructura alcanza su vida útil. Por tal, se debe identificar a tiempo esta etapa para proceder a la reparación de la estructura a la brevedad posible antes del colapso.

A continuación se muestra los pasos a seguir para la correcta identificación y estimación de la vida residual según el “Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado”

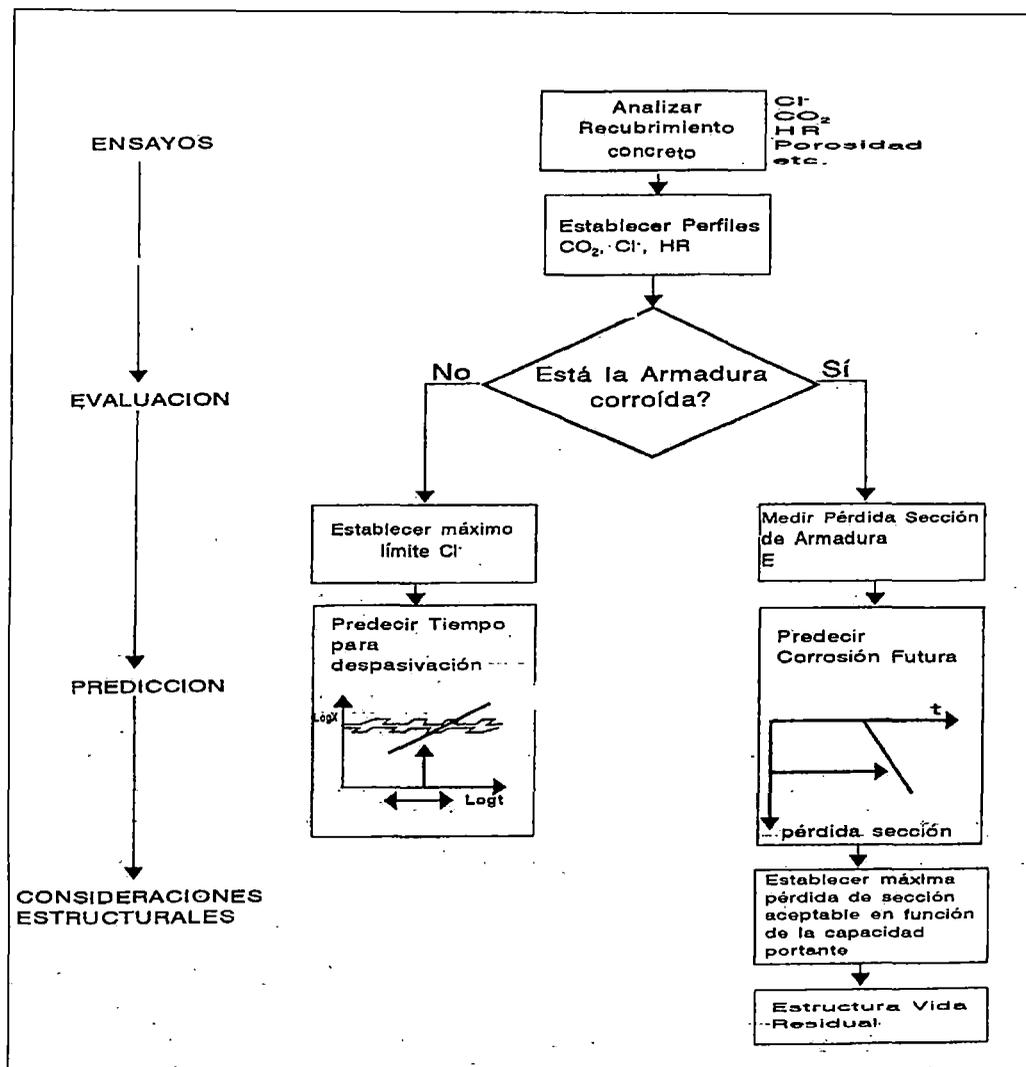


Figura 5.01. Diagrama de flujo para la estimación de la vida residual de una estructura.

El inicio del proceso de corrosión afecta la capacidad portante de la estructura ya que ésta produce: pérdida en la adherencia acero/concreto, pérdida de ductilidad del acero, pérdida de sección del acero, fisuración del recubrimiento y su posible desprendimiento, etc. Éste último producto de la expansión que sufre el acero de refuerzo al incrementar su volumen por el proceso de corrosión.

A pesar de la incertidumbre de encontrar un buen método que nos permita calcular con exactitud la cantidad de tiempo que le queda a la estructura desde la iniciación de la corrosión hasta su colapso, existen grupos de profesionales que realizan este tipo de diagnóstico, éstos se basan en la experiencia y ciertos criterios empíricos, ya que comparan el grado de deterioro que se observa con los parámetros geométricos de los elementos estructurales

tal y como se mencionan en las normas tanto peruanas como americanas (ASTM, NTP, ACI, etc.). Emitiendo así un dictamen sobre la urgencia de intervención de la estructura.

Bibliográficamente se ha identificado dos métodos que nos pueden llevar a la emisión del diagnóstico antes mencionado estos son: basada en el uso de “indicadores del daño” y aquella en la que se acomete el cálculo de la capacidad portante en base a las secciones residuales de acero y de concreto.

### **5.2.1.- Método del Uso de Indicadores del daño:**

Este método se basa en las diferentes patologías encontradas en la estructura en estudio, producto de una inspección visual. Se procede a realizar una lista con los daños de la estructura entre ellos se pueden destacar los más importantes a tener en cuenta en la evaluación: existencia de manchas de óxido, cantidad de fisuras o deformaciones inducidas por la corrosión, desprendimiento de partes del recubrimiento y pérdida de la sección del acero de refuerzo. Para esto se ha establecido un nivel para cada grado de deterioro de tal manera de establecer una escala de riesgo en la que se encuentra la estructura.

- Nivel I: Rotura de estribos y desprendimiento del recubrimiento en las esquinas.
- Nivel II: Fisuras longitudinales en las esquinas, algunos estribos sin recubrimiento.
- Nivel III: Algunas fisuras en las zonas de los estribos y manchas de óxido en las esquinas.
- Nivel IV: Sin daños aparentes.

Con estos niveles de riesgo establecidos, el profesional se encuentra listo para emitir la urgencia de intervención de la estructura, ya sea de reparación o de demolición.

### **5.2.2.- Método de Modelos Estructurales:**

Este método cuantifica el grado de deterioro que se encuentra en cada etapa de la inspección y principalmente se basa en tres principios:

- Pérdida de sección tanto del acero de refuerzo como del concreto, con este método se procede a calcular la cantidad de sección que se ha perdido a lo largo del tiempo y llevarlo a una gráfica pérdida de sección versus el tiempo e identificar el tiempo crítico de intervención de la estructura.
- Conocimiento de la velocidad de corrosión, ya que ésta nos permite calcular la velocidad del deterioro.
- El grado de pérdida de adherencia acero/concreto, con este valor se puede intervenir a tiempo a la estructura.

Se puede tomar como referencia el cálculo de la pérdida progresiva del diámetro del acero de refuerzo en función de la velocidad de corrosión tal como se mencionan en el “Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de corrosión en estructuras de Concreto armado”.

Donde la pérdida de sección se expresa de la siguiente forma:

$$\varnothing_t = \varnothing_i - 0.023 i_{\text{corr}} \cdot t$$

donde:

t: es en años

$i_{\text{corr}}$ : en  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$

$\varnothing_t$ : diámetro en el tiempo t en mm.

$\varnothing_i$ : diámetro inicial en mm.

A continuación un gráfico para las velocidades de corrosión de 0.1, 1, 10 y  $100\mu\text{A}/\text{cm}^2$ . Según el manual antes mencionado.

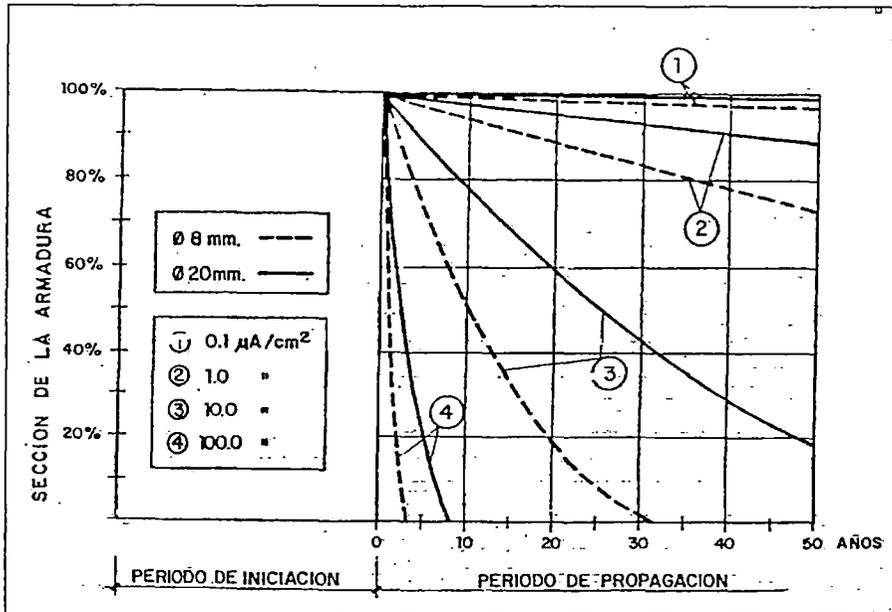


Figura 5.02. Pérdida de sección del acero de refuerzo (para dos diámetros diferentes) en función de la velocidad de corrosión – Fuente RED DURAR

Para el caso del cálculo del agrietamiento de la superficie del concreto de un elemento estructural se debe considerar que las primeras fisuras aparecen para pérdidas de diámetro del acero de 10 a 50 $\mu\text{m}$ , es así que si se descubre que se ha generado una pérdida de la superficie de acero en el rango antes mencionado lo más probable es que se encuentren fisuras en la superficie de concreto. Para que se prolongue el avance de la corrosión y con ella el aumento de la anchura de la grieta dependerá de diversos factores entre ellos la calidad del concreto (buenas características del concreto endurecido).

Cuando se registran estas primeras fisuras, también ocurre debido a que la interfase acero/concreto ha sufrido una anomalía, perdiéndose ésta la adherencia entre ellos. Se debe tener cuidado al momento de identificar estas anomalías en las estructuras, ya que un avance progresivo en el deterioro del acero podría generar la fragilidad de éste y por ende la rotura de la misma, en todo caso el límite elástico del hacer debe ser evaluado constantemente.

Es así que para proceder a emitir un diagnóstico sobre el momento de la intervención de ésta es necesario tener en cuenta todos los factores antes mencionados, efectuando cualquiera de los métodos (de preferencia ambos).

A continuación se presenta un gráfico que mide la disminución del momento flector de la sección indicada en función de la velocidad de corrosión,

respecto al "Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de corrosión en estructuras de Concreto armado".

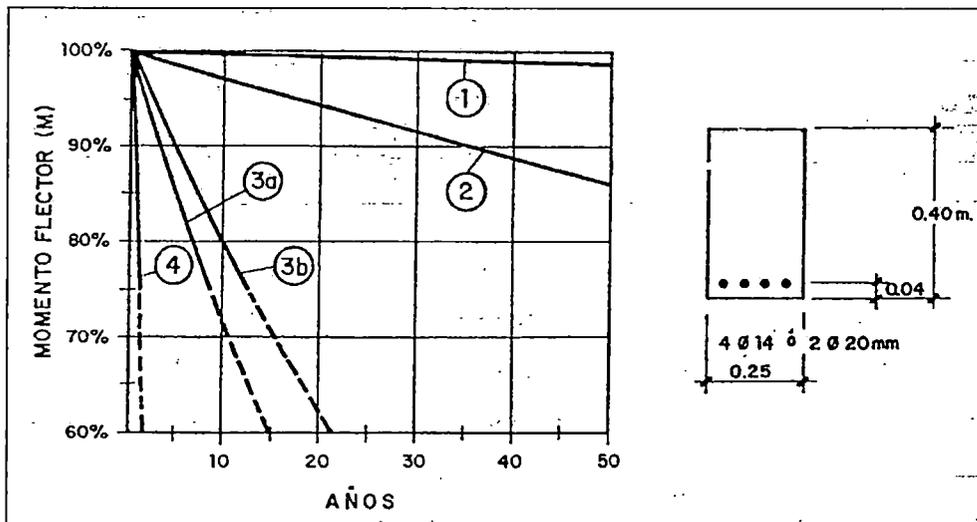


Figura 5.03. Disminución del momento flector de la sección indicada en función de la velocidad de corrosión - Fuente RED DURAR

Como ya se mencionó con anterioridad, no existe una regla o método exacto que nos permite calcular la vida residual de una estructura, sin embargo basándonos en la bibliografía proporcionada por el manual de la RED DURAR y la experiencia que se ha adquirido en el desarrollo de la tesis, se puede proceder a estimar la urgencia de reparación para los elementos estructurales de la cimentación de la Planta de ácido sulfúrico de Matarani – Arequipa.

Por las anomalías observadas en la primera etapa del monitoreo se puede describir lo siguiente:

- Manchas de óxido en las paredes de la placa, exactamente en la interfase de losa – placa, así como a 0.50 cm. de la superficie de la losa.
- Fisuras verticales en los lados de la placas que están más cercanos al mar, éstas se encuentran aproximadamente a 8 cm. del borde y tienen una abertura aprox. de 1.5 mm.
- Esquinas de recubrimiento se está empezando a desprender (también puede ser desgaste por tiempo de servicio de la estructura).
- La losa de cimentación superficialmente está decolorada (tono amarillento), presenta pequeñas oquedades y en laboratorio se comprobó la alta contaminación de sulfatos.

Resumiendo, dichas anomalías corresponderían a un grado de deterioro moderado y siguiendo el nivel de daños mencionados anteriormente se puede deducir que estamos frente un grado de corrosión entre el Nivel II y III, esto quiere decir, que la urgencia de reparación es media, que equivale a decir que debemos reparar en un tiempo menor de 10 años (valor basado en la experiencia e interpretación de daños). Por otro lado siguiendo el procedimiento de modelos estructurales, se procedió al cálculo de la velocidad de corrosión que es de  $0.8 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ , el mismo que se evaluó como riesgo elevado de corrosión según la tabla 3.09.

Por los daños observados y según los conceptos del punto 1.5.2.3 podemos decir que los elementos estructurales en estudio han sobre pasado el límite de vida útil, encontrándose ésta en su etapa residual, por tal es necesario determinar el tiempo aproximado antes del colapso.

Recordando la teoría de corrosión localizada tal como indica en el punto 1.2.3, cuando la estructura muestra daños superficiales, posiblemente el grado de corrosión sea irreparable, por tal cuando se analiza estructuras afectadas por corrosión localizada se debe considerar los tiempos mínimos de aparición de daños para una reparación.

Basados en la información propuesta por esta tesis y analizando la tabla 3.09, para la velocidad de corrosión hallada le correspondería un tiempo de 3 a 10 años en que los daños se harán visibles.

En conclusión el tiempo de vida residual analizando los dos métodos antes mencionados, se puede considerar en 10 años.

No olvidar que estamos ante un caso de corrosión localizada y esperar que se cumpla la etapa residual para iniciar la etapa de reparación puede ser mucho más costoso.

A continuación un gráfico donde se esquematiza las etapas de una estructura y el estado actual de la estructura en estudio.

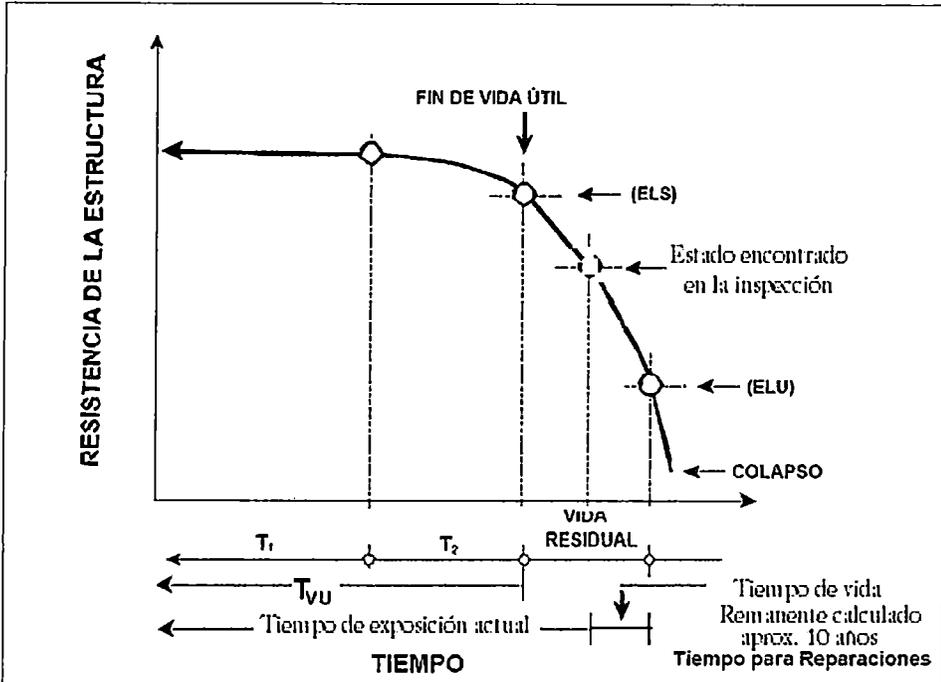


Figura 5.04. Esquema de las etapas de vida de la estructura en estudio

## **CAPITULO 6: MANUAL Y ORIENTACION PARA LA REPARACION Y REHABILITACION**

### **6.1.- MANUAL PARA DETERMINAR EL ESTADO DE CORROSIÓN EN UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO**

La corrosión del acero de refuerzo en una estructura de concreto armado es el principal problema económico de las construcciones civiles, la corrosión puede presentarse en una estructura como dos etapas bien definidas: la primera “de iniciación” durante la cual la velocidad de corrosión es lenta y “de propagación” periodo en el cual los procesos se aceleran sensiblemente y la capacidad portante de la estructura se reduce drásticamente.

Para determinar el grado de deterioro de la estructura de concreto armado afectada por procesos de corrosión, se han identificado actualmente ensayos no destructivos como la medición de potenciales electroquímicos de corrosión que en este trabajo se ha estudiado.

Es importante mencionar que un adecuado estudio de la condición de la estructura de Concreto Armado es el primer paso para su rehabilitación.

Por tal razón se presenta a continuación una guía que nos servirá para dar un diagnóstico de una estructura afectada por estos procesos.

## 1° - Condiciones de Exposición.

Cuando se inicia la evaluación de una estructura, lo primero que se debe identificar son las condiciones ambientales y estructurales en las que ésta se encuentra, es por ello que se debe reunir toda la información necesaria que nos pueda ayudar en el análisis tales como:

- Temperatura (alta – baja, Frecuencia, duración, etc.)
- Humedad (rango de Humedad Relativa, Tipo de contacto, Frecuencia)
- Sustancia Química en contacto (Tipo de sustancia, concentración)
- Carga Estructural (Móvil, estático, impacto, vibración)
- Información respecto al concreto utilizado
- Reparaciones anteriores
- Etc.

<b>FICHA DE INSCRIPCIÓN Y ANTECEDENTES DE LA ESTRUCTURA</b>	
<b>I.- Información referente a la Estructura</b>	
I.1.-	Tipo de Estructura: _____
I.2.-	Uso general: _____
I.3.-	Fecha de Construcción: _____
I.4.-	Fecha de Puesta en Servicio: _____
I.5.-	Resistencia del concreto a la compresión: _____
I.6.-	Propiedades de materiales: _____
I.7.-	Anomalías observadas en la construcción: _____ _____ _____
I.8.-	Anomalías anteriormente detectadas: _____ _____ _____
I.9.-	Tipos de mantenimiento: _____ _____
I.10.-	Reparaciones: _____ _____
I.11.-	Información adicional: _____ _____
<b>II.- Información referente al Medio de Servicio</b>	
II.1.-	Tipo de Atmósfera (rural, urbana, marina, industrial): _____
II.2.-	Agua en Contacto con Estructura: _____
II.3.-	Tipo de suelo (natural o relleno): _____
II.4.-	Humedad Relativa del medio: _____
II.5.-	Temperatura zona (frecuencia, duración): _____
II.6.-	Sustancia Química en contacto (tipo, concentración, frecuencia, duración): _____ _____ _____
II.7.-	% cont. Cloruros en Agua: _____
II.8.-	Nivel Freático: _____
Fecha	Elaborado por:
Nombre de la Institución: _____	

Tabla 6.01. Formato para Datos de Antecedentes de Estructuras en servicio

Fuente – RED DURAR XV.B

## **2°- Inspección visual para identificar los defectos de superficie.**

Una vez obtenido toda la información de las condiciones de servicio de una estructura, se debe proceder a la inspección visual de la superficie de ésta de tal manera de registrar los signos aparentes de corrosión.

Entre los signos superficiales que uno debe tener en cuenta son:

- Deterioros como: Fisuras, desintegración del concreto, desprendimiento del recubrimiento.
- Grado de porosidad, humedad superficial, filtración por juntas o grietas.
- Deflexiones, cargas presentes
- Manchas de herrumbre
- Exposición de barras de refuerzo
- Color de los Aceros expuestos
- Decoloraciones del concreto.
- Presencia de pintura o epóxico en el acero de refuerzo

De todos los signos que puede presentar la estructura de concreto armado, es necesario conocer al detalle la ubicación, dirección y dimensiones de los mismos, lo mismo que nos lleva a preparar un cuadro ubicando exactamente los deterioros que presenta la estructura en estudio.

<b>INSPECCIÓN VISUAL GENERAL DE LA ESTRUCTURA</b>	
Tipo de Estructura: _____	Edad: _____
Ubicación _____	Ambiente: _____
<b>a) Tipificación de daños y Localización en la estructura en estudio</b> (Croquis de la estructura con levantamientos de daños generales)	
<b>b) Registro Fotográfico</b>	
Fecha de Inspección: _____	Elaborado: _____
Nombre de la Institución: _____	

Tabla 6.02. Formato Fotográfico y Tipificación de daños de Estructuras en servicio – Fuente RED DURAR XV.B

### 3°- Localización de áreas delaminadas en el concreto.

Es necesario ubicar las zonas donde el concreto ha sufrido delaminaciones en el interior, quiere decir que el concreto se ha desprendido del acero de refuerzo embebido. Un método práctico y rápido es darle unos golpes con un martillo a la superficie de Concreto y escuchar el sonido, cuando se escucha un sonido agudo quiere decir que el concreto se encuentra compacto y probablemente no haya sufrido ninguna imperfección, mientras que si el sonido es profundo como si hiciera un eco (sonido hueco) significará que hay presencia de imperfecciones como delaminaciones. En ese momento se debe proceder a marcar la zona para un estudio más detallado, ya que a pesar que no hay manifestación de daños aún, nos certifica que el acero está corroído y que el desprendimiento es ocasionado por el cambio volumétrico del producto de corrosión afectando la capacidad resistente de la estructura.

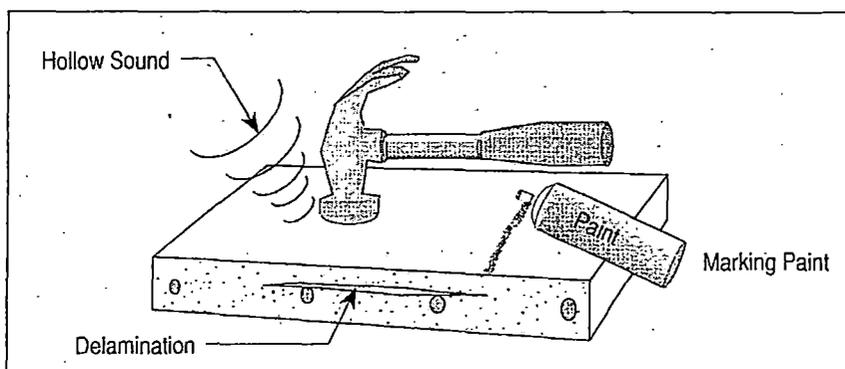


Figura 6.01. Ensayo para determinar delaminaciones del concreto

### 4°- Medición del potencial de corrosión mediante un electrodo de referencia para determinar la agresividad del medio.

El equipo Concrete Corrosion Mapping System realiza una prueba de continuidad basada sobre potenciales de electricidad, el cual consta de los siguientes accesorios: un alto voltímetro de impedancia (MCM LC-4), un electrodo de referencia portátil (MCM la Serie de REF Cu/CuSO<sub>4</sub>), un carrete de cable aislado de prueba de plomo, y cables de prueba para interconectar al aparato. Este equipo requiere la conexión directa al acero de refuerzo embebido en el concreto. Las conexiones pueden ser hechas en áreas donde el acero está expuesto, áreas rehabilitadas o excavaciones hechas para el objetivo de prueba.

Las conexiones deben ser limpias de cualquier imperfección quiere decir sin piedras, productos de corrosión y capas o películas.

Este equipo basa su método en la Norma ASTM C-876 cuyo procedimiento de prueba consiste en los siguientes pasos:

- Colocar el electrodo de referencia ( $\text{Cu}/\text{CuSO}_4$ ) sobre la superficie de concreto en el área delimitada para la evaluación, de tal manera que haga contacto la esponja y el concreto.
- Conectar el electrodo de referencia al voltímetro de alta impedancia.
- Conectar uno de los cables de prueba, por un extremo al acero de refuerzo expuesto y por el otro extremo conectar al voltímetro.
- Usando el LC-4 voltmeter, mida y registre la diferencia potencial entre el electrodo de referencia y el acero de refuerzo.
- Repite el ensayo las veces que sea necesario para obtener datos suficientes.

#### **Procedimiento Detallado de Ensayo: Medida de diferencia de Potenciales**

- El área delimitada para el análisis debe estar limpia y de encontrarse alguna sustancia en contacto debe ser removida, ya sea pintura, óxido, restos de sustancias orgánicas, acabado que protege al concreto, etc.
- Para realizar la medición de diferencia de potenciales, es necesario que el equipo tenga contacto con el acero de refuerzo de la estructura. De no tener las condiciones necesarias para la medición se debe picar la superficie de concreto quitando el recubrimiento hasta encontrar el acero de refuerzo, para lo cual se usa un cincel. El acero de refuerzo descubierto será usado como un punto de conexión para la medición.



Figura 6.02. Picado de la superficie de concreto  
para encontrar el acero de refuerzo, vigas  
de techo del LEM

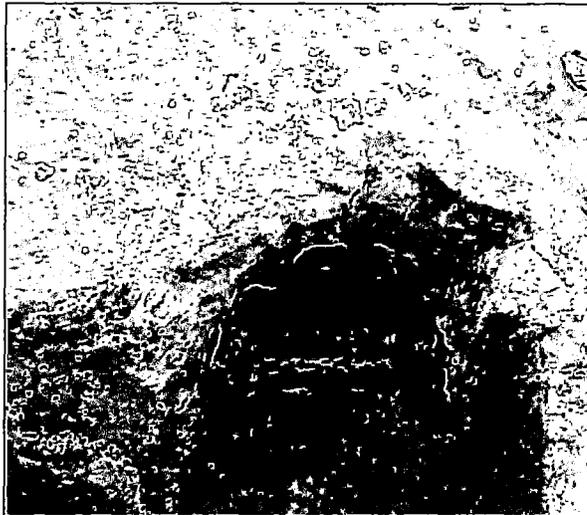


Figura 6.03. Acero descubierto para el ensayo, vigas  
de techo del LEM

- Se procede a preparar el equipo "Concrete Corrosion Mapping System" para iniciar la medición.

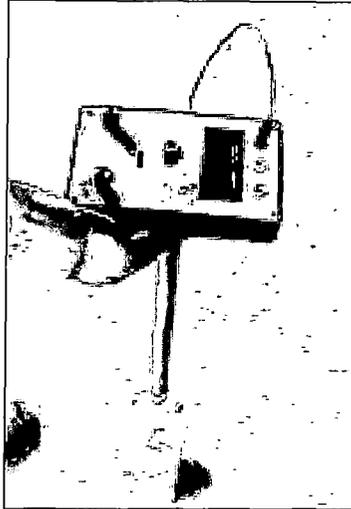


Figura 6.04. Equipo "Concrete Corrosion Mapping System".

- Sacar el gorro de la parte superior del electrodo de referencia (electrodo de  $\text{Cu}/\text{CuSO}_4$ ) y colocarlo en la parte inferior del electrodo.
- Desatornillar la parte superior del electrodo y llenar hasta el tope con la solución anticongelante (Antifreeze Solution).



Electrodo de referencia  
Gorro de electrodo

Figura 6.05. Preparación del electrodo de referencia  $\text{Cu}/\text{CuSO}_4$   
LEM - UNI.

- Atornillar la parte superior del electrodo fuertemente. Sacudir el electrodo por un par de minutos y luego asegurarse que haya todavía algunos cristales de sulfato de cobre indisueltos en el tubo. Si no, retirar la tapa del electrodo y añadir algunos cristales más. Tener cuidado con la cantidad de cristales indisueltos, demasiados cristales afectan la reacción y alteran los resultados.

- No quitar el gorro plástico protector del electrodo hasta que éste, esté listo para ser usado. Se sugiere que el electrodo  $\text{Cu}/\text{CuSO}_4$  esté preparado, de preferencia un día antes del programado a la prueba. Esto permitirá que el enchufe poroso del electrodo este completamente saturado con la solución de sulfato de cobre.

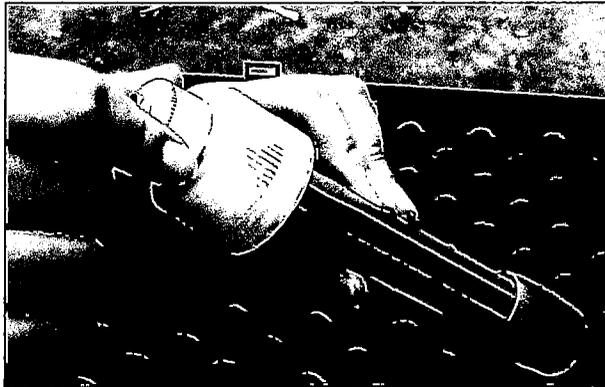


Figura 6.06. Electrodo de Referencia ( $\text{Cu}/\text{CuSO}_4$ ).

LEM - UNI

- Preparar la solución que servirá como contacto eléctrico entre el concreto y el electrodo de referencia, esta sustancia está compuesta por agua y detergente líquido casero con la siguiente proporción (para cada litro de agua agregar dos (2) cucharaditas de detergente líquido).



Figura 6.07. Sustancia neutralizadora del concreto (detergente líq. + agua) – vigas de techo LEM - UNI

- Humedezca el área a evaluar con esta solución (agua-detergente), verificar que el concreto esté totalmente humedecido.



Figura 6.08. Humedeciendo área a evaluar con solución  
(agua-detergente líquido) – Matarani – Arequipa.

- Retirar el gorro del enchufe poroso del electrodo de referencia  $\text{Cu}/\text{CuSO}_4$  y colocar el electrodo en el envase de plástico que contiene la esponja. Llene el envase hasta las  $\frac{3}{4}$  partes de capacidad con la sustancia anteriormente preparada (agua-detergente líquido). Trabajar de preferencia en temperaturas menores de  $15^\circ\text{C}$ .
- Colocar el equipo sobre el concreto de tal manera que la esponja húmeda entre en contacto con el concreto, al principio será incomodo por el exceso de solución que caerá por la esponja, pero al pasar los segundos se crea un vacío dentro de la cédula de referencia y solo caerá la solución necesaria para la reacción.
- Es importante mantener la cédula de referencia en posición vertical ya que los errores de lectura que se pueden generar es básicamente por la mala colocación de éste.
- Una vez la cédula de referencia esta ubicado sobre el concreto, se procede a colocar las adaptaciones de altura para colocar el voltímetro.
- Atornillar la primera adaptación de 15" en la parte superior de la cédula de referencia, inmediatamente atornille el segundo y por último coloque

sobre éstas el plato que servirá de base para colocar el voltímetro de alta impedancia.



Figura 6.09. Colocando los adaptadores del voltímetro.

- Colocar el voltímetro sobre el plato instalado anteriormente, el plato tiene unas almohadillas pegables que servirán para sujetar al voltímetro y evitar que éste pueda deslizarse.
- Así mismo el plato cuenta con un cable que sirve para conectar el electrodo de referencia con el voltímetro y ésta a su vez sirve para la medida de diferencia de potencial, este cable se conecta en la posición negativa o de color negro.
- Previa a la colocación se procede a la preparación del voltímetro, que es colocar el interruptor de función en la posición de corriente continua, colocar el interruptor de selector de gama a 2V la escala y colocar el interruptor de selector de resistencia de entrada a la posición de 25 megohmios.



Figura 6.10. Voltímetro de Alta impedancia  
LEM - UNI

- Cuando el equipo este listo para la toma de medida, se procede a conectar el equipo al acero de refuerzo que se hará mediante un cable de prueba, este cable tiene dos terminales el primero una especie de alicata la misma que servirá para abrazar al acero de refuerzo, y el otro será conectado al voltímetro en la posición central o de color rojo.
- Si la conexión eléctrica entre la barra de refuerzo y el voltímetro es la adecuada y la interfase superficie de concreto y cédula de referencia está totalmente humedecida, una lectura estable entre -0.010 y -0.60 voltios debería ser obtenida en el voltímetro dentro de los 5 segundos de iniciado la reacción (este valor no debe de fluctuar, es decir debe mostrarse el mismo valor en un tiempo aproximadamente de 5 minutos).
- Este equipo tiene un rango de error de  $\pm 0.020$  V, es así que si el equipo está operando correctamente, la segunda lectura en la misma posición debe ser en el rango de  $\pm 0.020$  V la lectura inicial.
- Si se ha seguido correctamente todos los pasos anteriores, todo el procedimiento incluido la lectura de la diferencia de potencial con respecto al acero de refuerzo es rápido (menos de 1 minuto).



Figura 6.11. Técnica para medir la diferencia de potencial en un punto.

### 5°- Interpretación de resultados de mediciones de Potenciales

Una vez tomadas las lecturas de los diferentes puntos a evaluar, se procede a la evaluación de los resultados de tal manera de dar un diagnóstico de los puntos estudiados y poder recomendar una posible reparación de los puntos más críticos de la estructura en evaluación.

Se tiene que tener en cuenta los siguientes rangos de las lecturas tomadas.

- Potenciales menos negativos que -0.20 voltios indican generalmente, el 90 % de probabilidad que el área evaluado no presenta ningún signo de corrosión en el momento de la prueba.
- Potenciales en el rango de -0.20 a -0.35 voltios indican un medio inconcluyente.
- Potenciales mayor que -0.35 voltios generalmente indican, el 90 % de probabilidad que el área evaluado presenta signos de corrosión activa en el momento de la prueba.

- Tener cuidado de obtener potenciales positivos, ya que generalmente indican la insuficiente humedad en el concreto y no debería ser considerado válido. Sin embargo, hay otros factores que pueden causar estas lecturas positivas como corrientes continuas vagas, es por eso que debe preocuparse en verificar cada uno de los accesorios que componen el equipo de medición de potenciales.

**6°- Trazar un mapa de lecturas de potenciales en una determinada área**

Una vez obtenido las medidas de potenciales de las áreas establecidas para evaluación se procede a la construcción de un mapa equipotencial acotado, de esta manera obtener las lecturas de potenciales dibujados a una escala.

Para dibujar el mapa se toma una hoja de papel y en ella se realiza una cuadrícula cuyos rangos se establecen en el punto 3.1.3 o en el manual del equipo (ver anexo), se ubican las lecturas obtenidas en el paso anterior y se unen los puntos iguales e interpolando valores, es así que se formarán figuras que representarán el estado de daño que pueda presentar una estructura.

m.					
+0.80					
+0.70	-0.280v	-0.278v	-0.300v	-0.302v	
+0.60	-0.280v	-0.277v	-0.285v	-0.295v	
+0.50	-0.296v	-0.289v	-0.293v	-0.283v	
+0.40	-0.309v	-0.315v	-0.313v	-0.313v	
+0.30	-0.329v	-0.327v	-0.330v	-0.320v	
+0.20	-0.336v	-0.336v	-0.347v	-0.345v	
+0.10	-0.334v	-0.351v	-0.355v	-0.360v	
+0.00	-0.334v	-0.355v	-0.373v	-0.363v	
	+0.36	+0.48	+0.60	+0.72	+0.84
					m.

Tabla 6.03. Valores obtenidos de diferencia de potenciales acotados en la placa 5 parte B de la estructura en estudio, Matarani – Arequipa.

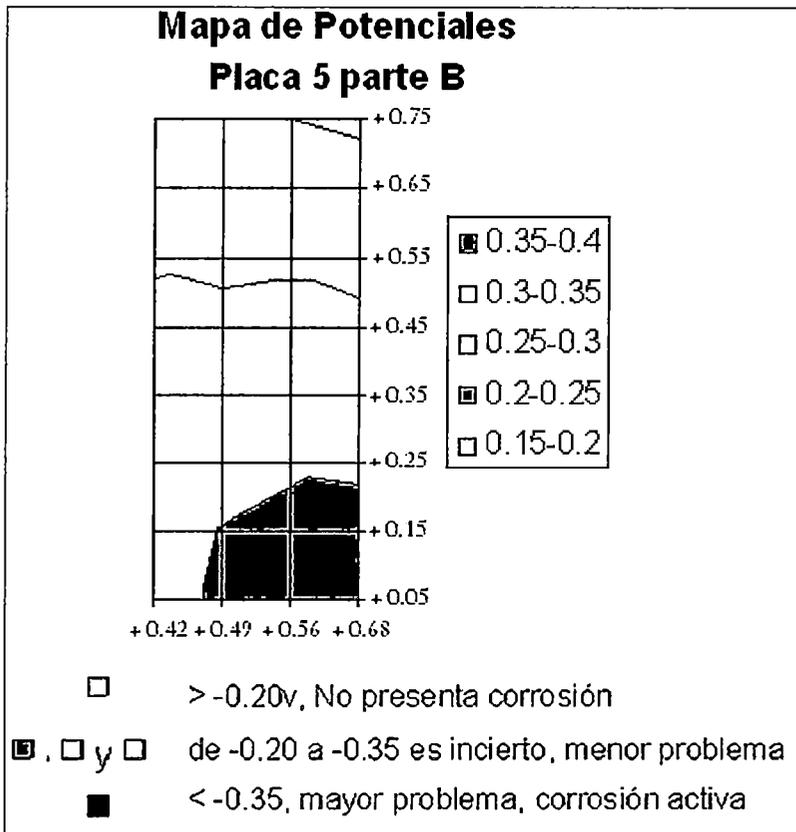


Figura 6.12. Mapa de potenciales en la placa 5 parte B de la estructura en estudio

### 7°- Extracción de Testigos diamantinos

Una vez identificado las zonas con mayor probabilidad de corrosión, se procede a la realización de ensayos destructivos como la toma de testigos diamantinos, de esta manera corroborar los valores obtenidos con el mapeo de diferencia de potenciales y poder emitir un diagnóstico más acertado.

Las perforaciones se realizan con un taladro y broca diamantada de 3" de diámetro refrigerado con agua.



Figura 6.13. Extracción de testigos con perforadora diamantina  
Eq. De LEM - UNI - Matarani - Arequipa

Los testigos extraídos se deben someter al ensayo de resistencia a la compresión de probetas cilíndricas de concreto, según el procedimiento indicado en la Norma ASTM C-39 "COMPRESSIVE – STRENGTH OF CILYNDRICAL CONCRETE SPECIMENS". De esta manera complementar y reforzar los ensayos químicos y electroquímicos.

### **8°- Profundidad de Carbonatación de una estructura**

Existen diversos métodos para determinar la profundidad de carbonatación en una estructura, uno de ellos es emplear el indicador de pH del concreto, denominado Fenolftaleína, este método consiste en aplicar la fenolftaleína (sustancia par ácido-base conjugado) a la superficie de concreto libre.

La manera más sencilla de determinar la profundidad de carbonatación en una estructura es extraer un pedazo de concreto o un testigo en el área identificada (ver pasos anteriores) y se aplica la fenolftaleína (solución de 1% de fenolftaleína en alcohol de 70°) sobre el concreto. Las áreas carbonatadas del concreto ( $\text{pH} < 9$ ) no cambiarán de color al reaccionar con dicha sustancia,

mientras que las carbonatadas ( $\text{pH} > 9$ ) se tornarán un fucsia oscuro. Este cambio muy apreciable de color muestra la profundidad a la cual se ha desarrollado el frente carbonatado. Es así que en la figura 6.14 muestra el avance del frente de carbonatación de más de 40mm.

La carbonatación natural del concreto es un proceso inevitable en el que el anhídrido carbónico ( $\text{CO}_2$ ) que se encuentra en el aire, combinado con el hidróxido de calcio  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  del cemento hidratado, forma el carbonato de calcio  $\text{CaCO}_3$ . Esta reacción se acelera debido a la presencia de cloruros en el concreto.



Figura 6.14. Aplicación de Fenolftaleína al concreto



Figura 6.15. Reacción del concreto frente a la Fenolftaleína, testigo del pedestal entre la placa 6 y 7.

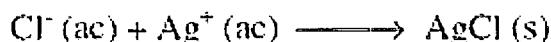
Debemos tener en cuenta que el CO<sub>2</sub> se encuentra en el aire, es así que las mediciones deben realizarse inmediatamente de sacado la muestra (no mayor a 15 minutos) o de lo contrario cubrir el testigo de concreto con un envase hermético, de esta manera evitar que el CO<sub>2</sub> presente en el momento del ensayo reaccione con el concreto y decolore gradualmente el tono fucsia.

### **9°- Cantidad de Cloruros presentes en una estructura**

La principal causa de deterioro de los ambientes marinos son la presencia de iones cloruros ya sea en el agua de mar, la brisa marina o el empleo de agregados contaminados con sales. Como se ha estudiado anteriormente existe una cantidad en exceso de iones cloruro los cuales producen un gran daño a la estructura si no se detectan a tiempo.

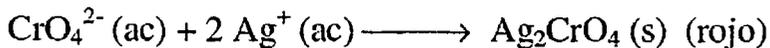
Con los testigos obtenidos en el paso 7°, se procede a calcular la cantidad de cloruros presentes en los mismos. Existen diversos métodos que permiten obtener este valor, pero en nuestro caso utilizaremos el método "Titulación por Volhard", que es el método utilizado por el laboratorio de química de la FIC-UNI, el cual consiste en determinar la concentración de cloruros los cuales se precipitan cuando reaccionan con el nitrato de plata (AgNO<sub>3</sub>).

El procedimiento consiste en obtener una muestra pulverizada de 10gr. aproximadamente con una finura tal que pase por el tamiz # 20. Diluir la muestra en 50ml de agua destilada y hervir por 5 minutos, luego saturar por 24 horas, después de ese periodo se filtra la solución y se deja reposar. Comprobar que la muestra tenga un pH entre 7 y 9, de no ser así se procede a acidular la muestra con NaOH. Se añade de 2 a 3 gotas de cromato potásico, con lo que la disolución tomará una coloración amarilla esto ayudará para saber el término de la reacción. Con la ayuda de la bureta añadida gota a gota de Nitrato de Plata (AgNO<sub>3</sub>) y agite hasta que el precipitado coagule, al añadir la solución de Nitrato de Plata los cloruros van precipitando en forma de cloruro de plata, tal como se muestra en la siguiente reacción.



Proseguir la misma operación hasta que la muestra cambie de color de amarillo a rojo, esto indicará el final de la reacción quiere decir que ya no hay

cloruros que puedan precipitar con el nitrato de plata, esto se explica en la siguiente ecuación.



Determinar entonces el gasto de disolución de nitrato de plata y calcule la cantidad de cloruros presentes en el agua mediante la siguiente operación:

$$\text{mg.l}^{-1} \text{ de Cloruros} = A \cdot 355$$

donde, "A" es el gasto de Nitrato de plata en ml.

### 10°- Perfil de profundidad de penetración de Cloruros

Para calcular el perfil de profundidades de penetración de cloruros se procede a realizar dos cortes a los testigos de aproximadamente 4.5cm de espesor. A continuación los perfiles que se obtuvieron de la información de la tabla 3.15.

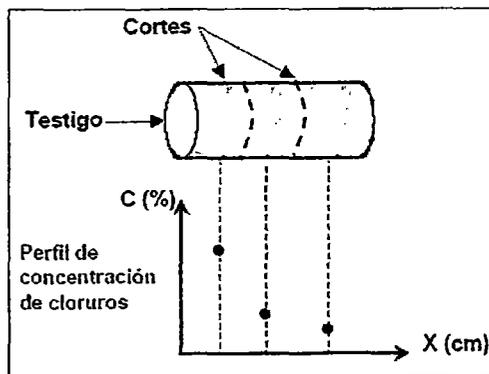


Figura 6.16. Procedimiento de corte de los testigos para perfil de concentración de cloruros.

- Ejemplo: Placa 5 parte inferior del elemento en estudio Matarani - Arequipa:

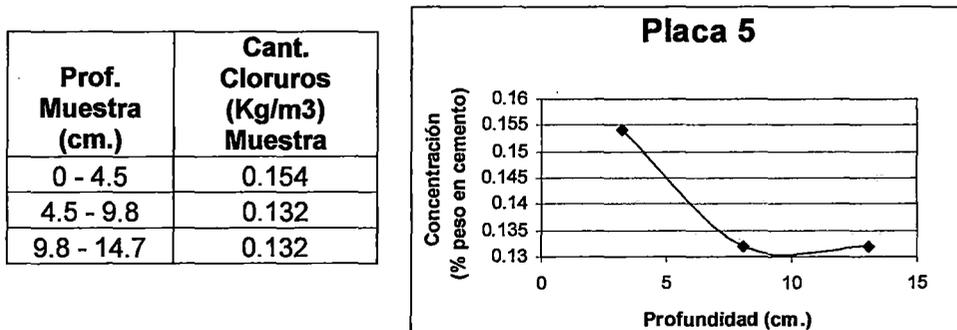


Figura 6.17. Perfil de concentración de cloruros de Placa 5 parte inferior

## 11°- Velocidad de penetración de Cloruros

Los cloruros se difunden a través del concreto, esta difusión puede ser lenta o rápida, esto dependerá de factores como la calidad del concreto, las condiciones ambientales de exposición (inmerso en ambiente marino, etc.), de la composición química del cemento y de su contenido en el concreto.

La velocidad con que los iones cloruros penetran en el interior del concreto, es una función de la raíz cuadrada del tiempo, ya que tanto los procesos de difusión pura como los de absorción capilar, siguen una ley potencial.

$$X_{Cl} = K_{Cl} \sqrt{t}$$

donde:

$X_{Cl}$ : profundidad alcanzada por una cierta proporción de cloruros

t: tiempo

$K_{Cl}$ : constante que depende del concreto y del medio en el que está expuesto.

Calcular el valor  $X_{Cl}$  ha sido muy complejo ya que dependen de muchos factores que hacen variar la formula de la raíz cuadrada del tiempo como calidad del concreto, composición química de cemento, condiciones ambientales de exposición (inmerso, ambiente marino, etc.), por tales razones para obtener valores más reales de velocidad de los iones cloruro debe ser calculada mediante la determinación del coeficiente efectivo de difusión de cloruros ( $Def$ ) cuyos procesos están gobernados por la segunda ley de Fick.

$$\frac{\partial C}{\partial t} = Def \times \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

donde:

C: concentración de iones cloruros,

X: profundidad alcanzada por los cloruros

$Def$ : coeficiente de difusión de los cloruros

t: tiempo

Las ecuaciones que propone Fick son basadas en estructuras de concreto armado homogéneas y  $Def$  es independiente de la humedad del

concreto, de la concentración de cloruros y de la temperatura. Aún así esta ecuación tiene uso limitado debido a la anomalía de penetración de los cloruros.

Con fines prácticos, utilizaremos la simple ley de la raíz cuadrada tal como se indica líneas arriba, ya que engloba en forma aproximada todos los mecanismos posibles

### 11°- Medida de Velocidad de Corrosión

La velocidad de corrosión mide la velocidad con la cual se está generando el proceso de corrosión, es decir que cantidad de acero, en el caso de concreto armado, se está disolviendo en un medio dado por unidad de tiempo. El cual se puede relacionar con la  $i_{corr}$  a través de la fórmula de Stern y Geary.

$$i_{corr} = \frac{B}{R_p}$$

donde:

B: constante (26 – 52 mv)

Rp: Resistencia a la polarización en  $\Omega \cdot \text{cm}^2$

$i_{corr}$ :  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$

La medición de esta velocidad de corrosión se realiza aplicando un pequeño incremento de potencial “ $\Delta E$ ” (entre 10 a 20 mv), así de pequeño para no salirse de la zona de relación lineal entre potencial e intensidad.

Los valores obtenidos en  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  se pueden transformar en pérdida de espesor/tiempo mediante la ley de Faraday.

$$\frac{\mu\text{m}}{\text{año}} = \frac{M}{\delta \cdot n \cdot F} \cdot i_{corr} = 11.6 \cdot i_{corr}$$

donde:

M: masa atómica del metal

n: N° de electrones transferidos

F: Constante de Faraday (96.500 coulombios)

$\delta$ : Densidad del metal

Existen diversos equipos con los cuales se podrá obtener estos valores necesarios para el diagnóstico de una estructura afectada por corrosión. Estos métodos serán destructivos o no destructivos, eso dependerá de la magnitud del proyecto y del tipo de equipo con que se cuente para dicho ensayo.

## **6.2.- ORIENTACION PARA LA REPARACION Y REHABILITACIÓN**

Inmediatamente de identificar una estructura en proceso de corrosión se debe proceder a su reparación y/o rehabilitación. Existen numerosos métodos de reparación de estructuras corroídas, utilizar uno de ellos dependerá del grado de corrosión, el tipo de corrosión que presenta el acero, la agresividad del ambiente, en fin un sin número de factores que deben quedar bien definidos antes de escoger el método adecuado a seguir. Por tal no existe una regla para recomendar una técnica de reparación, pero recomendaremos las más importantes y que se adecuan a los factores ya estudiados como alta concentración de cloruros.

La elección de un sistema de reparación es difícil, en su análisis juegan importante papel los factores técnicos y económicos, así como la disponibilidad de los materiales, la facilidad de aplicación y mantenimiento futuro.

La figura 6.18 muestra los criterios que se deben tener en cuenta como mínimo antes de tomar una decisión de reparar una estructura, tal como se explica, se deben evaluar cada punto con toda la información que se ha podido adquirir no solo de la estructura si no también del ambiente al cual está expuesto.

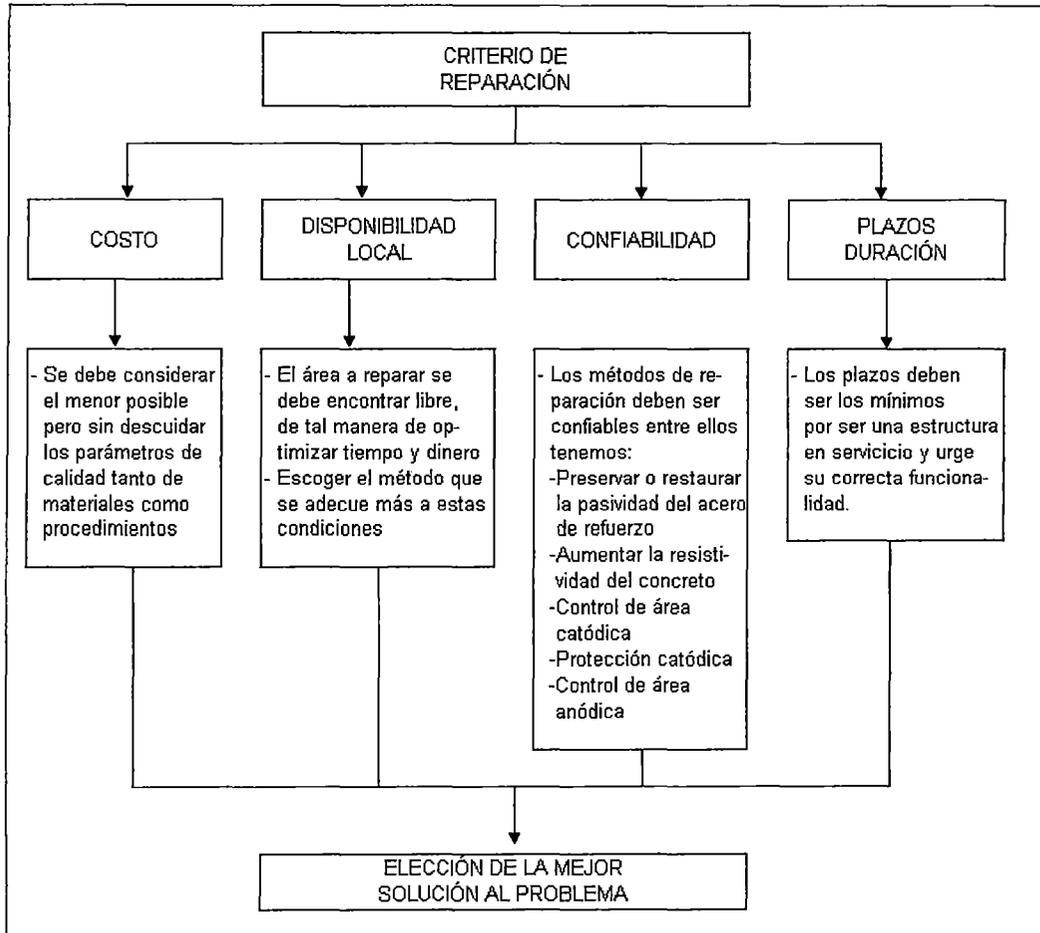


Figura 6.18. Criterios de selección a tener en cuenta al escoger un método de reparación de una estructura

Existen diversas maneras de luchar contra la corrosión, a continuación presentamos algunos métodos de reparación:

- a) Preservar a restaurar la pasividad del acero de refuerzo.
- b) Aumentar la resistividad del concreto.
- c) Protección catódica,
- d) Control del área anódica

### 6.2.1.- Preservar o restaurar la pasividad del acero de refuerzo:

El acero de refuerzo se encuentra estable o pasivo cuando está protegido por una capa de óxido, la misma que se destruye por los mecanismos de corrosión como carbonatación y presencia de cloruros, es por ello que se necesita que este proceso de degradación se interrumpa o en su defecto se retrase, de esta manera garantizar la estabilidad de la película protectora.

Para conservar la alcalinidad se debe proceder a remover y sustituir el concreto contaminado (ya sea por carbonatos o cloruros) por uno nuevo que cumpla con los requisitos mínimos de durabilidad, tal como se estudió en el capítulo 2 (resistente a la difusión de oxígeno, sulfatos cloruros y dióxido de carbono; permeabilidad al vapor de agua; resistente a los cambios de temperatura; resistente a los ataques químicos; resistente a la abrasión).

De ser necesario se debe limpiar la superficie del acero de refuerzo con cualquier método de limpieza (generalmente se utiliza el granallado), en algunos casos que la corrosión es muy severa se debe proceder a la sustitución del acero de refuerzo.

En conclusión, sustituir el concreto carbonatado por material alcalino asegura la repasivación del acero de refuerzo, sin embargo sustituir todo el concreto contaminado por cloruros es más complicado por que el daño es local y reparar sólo estas zonas puede afectar las zonas adyacentes.

Por otro lado, existen métodos electroquímicos que contribuyen a preservar la pasividad del acero de refuerzo, tratando de reducir la velocidad de la reacción anódica en el acero de refuerzo mediante el mantenimiento del potencial eléctrico a niveles suficientemente bajos como para evitar la formación o crecimiento de picaduras, entre ellos tenemos:

- Realcalinización electroquímica del concreto carbonatado, consiste en colocar una malla metálica sobre la superficie del concreto con una sustancia que puede ser un carbonato alcalino (carbonato sódico o potásico) el cual funcionará como electrolito. Esta sustancia penetra al concreto por absorción o difusión y eleva la alcalinidad del recubrimiento en el concreto.
- Extracción electroquímica de cloruros, se trata de hacer actuar a todo el acero de refuerzo como cátodo para lo cual se aplica una polarización (corriente) mucho mayor que para la protección catódica, con la función de obligar a los iones cloruros a emigrar hacia el ánodo, este ánodo se coloca en la superficie del concreto.

### **6.2.2.- Aumentar la Resistividad del Concreto:**

Consiste en limitar el contenido de humedad del concreto mediante tratamientos superficiales, revestimientos revestimientos o aislamientos, tener cuidado por que este método es muy usado para casos de carbonatación,

además de ser un método de reparación, también considerado como método preventivo.

Entre los revestimiento del concreto a usar tenemos: polímeros orgánicos, polímeros orgánicos con cemento como filler, etc., este revestimiento consiste en crear una capa protectora (con las sustancias mencionadas) en la superficie de concreto adicional al del recubrimiento, ésta actuará como una barrera ante la penetración de dióxido de carbono y cloruros.

Otro tipo de revestimiento son los impermeabilizantes, que son los que se encargan de cubrir todos los poros que presenta la superficie de concreto y evitar de esta manera el ingreso de cualquier sustancia agresiva principalmente el agua.

### **6.2.3.- Sistema de Protección Catódica**

Consiste en el cambio del sentido de la corriente en la pila de corrosión. La protección catódica se basa en colocar un ánodo en la parte externa del concreto, este ánodo suministra corriente al concreto armado para polarizar el acero de refuerzo y protegerlo. Básicamente la protección catódica controla la corrosión del acero haciendo uso de una corriente directa controlada, proveniente del ánodo externo, la corriente fluye a través del concreto hasta el acero, transportando electrones y depositándolos sobre el metal protegido. Este flujo de corriente controla el desarrollo y progreso de la corrosión convirtiendo las áreas anódicas existentes en áreas catódicas.

Debido a que la corrosión es por naturaleza una reacción electroquímica si se controla la corriente de la reacción, se puede entonces controlar la corrosión en sí.

Existen dos tipos de protección catódica:

- a) Sistema de corriente impresa, utilizan una fuente de corriente externa a partir de un rectificador que suministra corriente continua a bajo voltaje al metal protegido. El terminal positivo de la fuente de corriente se conecta al ánodo auxiliar (ver grafito 6.16) localizado a cierta distancia de la estructura a proteger, y el terminal negativo se conecta a la estructura metálica que se desea proteger. Es indispensable la existencia del electrolito, que completa el circuito. Este tipo de sistema trae consigo el beneficio de que los materiales

que se utilizan como ánodos se consumen a velocidades menores, por lo que se pueden descargar mayores cantidades de corriente y mantener una vida más amplia, además de ser baratos. Los materiales más empleados como ánodos auxiliares son el grafito, la chatarra de hierro, y el ferrosilicio entre otros.

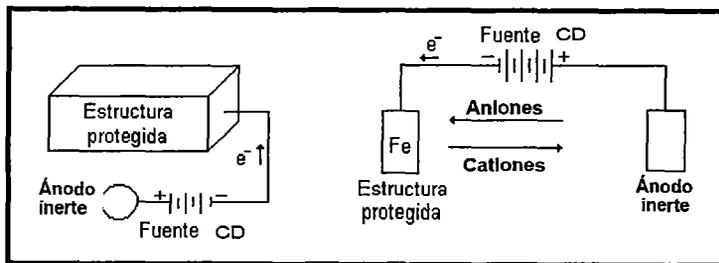


Figura 6.19. Sistema de corriente impresa

- b) Sistema de protección Galvánica, utiliza un metal de protección eléctrico más alto que del metal a proteger para producir la corriente de protección. En este caso los electrones son donados por el metal ánodo lo que genera un gradual deterioro del ánodo. El ánodo galvánico se coloca embebido en el concreto, de esta manera protege las barras cercanas a las zonas donde el concreto no se ha removido. Se han empleado ánodos de magnesio, aluminio, zinc y sus aleaciones, ya que tienen un potencial muy negativo que protege a la varilla de acero, tienen poca tendencia a la polarización, y además presentan una corrosión uniforme. En los últimos años se ha incrementado la investigación en el uso de ánodos de sacrificio para la protección catódica de la armadura en estructuras de concreto armado, debido principalmente a la simplicidad de su aplicación y el bajo mantenimiento que este sistema requiere.

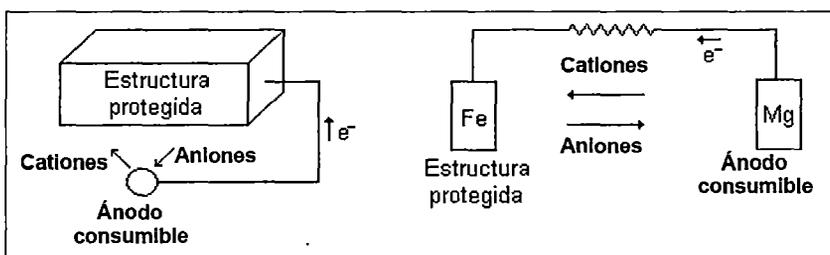


Figura 6.20. Sistema de protección galvánica

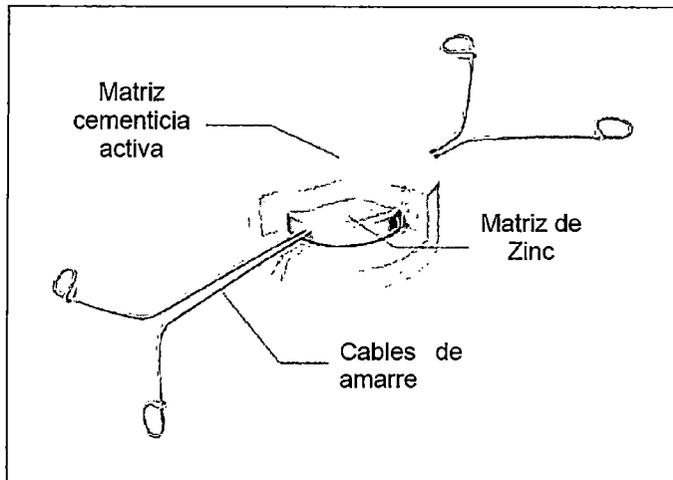


Figura 6.21. Elementos del Sistema de protección galvánica

#### 6.2.4.- Control de áreas anódicas:

Para controlar las zonas anódicas se debe revestir los aceros de refuerzo con pinturas o resinas epóxicas, las pinturas deben tener pigmentos con zinc u otro tipo de inhibidor. Tener mucho cuidado con esta técnica, ya que ésta puede limitar el uso de otro sistema de protección cuando esta técnica ya no sea efectiva, como lo es la protección catódica.

# ANEXOS

ANEXO 1: Resultados de Ensayos Físico – Químicos .....	167
ANEXO 2: Normas Utilizadas .....	184
ANEXO 3: Memoria Fotográfica .....	188
ANEXO 4: Guía de Referencia del Equipo “Concrete Corrosion Mapping System” .....	195

# Resultados de Ensayos Físico - Químico



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**Facultad de Ingeniería Civil**

LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

ANALISIS FISICO-QUIMICO

SOLICITANTE: FULL QUALITY

ASUNTO: "INSPECCION Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO DE LAS VIGAS Y LOSA DE CONCRETO".  
ARMADO-ALMACEN DE ACIDO SULFURICO DE MINERA CERRO VERDE"

UBICACIÓN: PUERTO DE MATARANI-AREQUIPA

TIPO DE MUESTRA: PLACA 5- CALICATA 1- MUESTRA 1

FECHA DE RECEPCION DE LA MUESTRA: 27-11-08

ANALISIS DE :	SULFATOS (SO <sub>4</sub> ) <sup>2-</sup>	CLORUROS Cl <sup>-</sup>	pH
	ASTM E 275:2001	ASTMD 3370 :1999	MTC E- 129-2000
	NTP339.178.2002	NTP.177.2002	NTP.176.2002
	ppm	ppm	
MUESTRA:  PLACA5  CALICATA 1  MUESTRA 1	1 521	132	10,34

Lima 28 de Noviembre del 2008

  
Ing. Ricardo Terreros  
Jefe del Laboratorio Químico de la FIC



Av. Tupac Amaru 210, Lima 25, Peru  
Apartado Postal 1301 Lima 100 - Peru Telefax: (511) 481-9845  
Central Telefonica: 481-1070 Anexo: 295



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

ANALISIS FISICO-QUIMICO

SOLICITANTE: FULL QUALITY

ASUNTO: "INSPECCION Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO DE LAS VIGAS Y LOSA DE CONCRETO".  
ARMADO-ALMACEN DE ACIDO SULFURICO DE MINERA CERRO VERDE"

UBICACIÓN: PUERTO DE MATARANI-AREQUIPA

TIPO DE MUESTRA: PLACA 5 -CALICATA 1- MUESTRA 2

FECHA DE RECEPCION DE LA MUESTRA: 27-11-08

ANALISIS DE :	SULFATOS (SO <sub>4</sub> ) <sup>=</sup>	CLORUROS Cl <sup>-</sup>	pH
	ASTM E 275:2001 NTP339.178.2002 ppm	ASTMD 3370 :1999 NTP.177.2002 ppm	MTC E- 129-2000 NTP.176.2002
MUESTRA: PLACA 5 CALICATA 1 MUESTRA 2	1 729	132	10,24

Lima 28 de Noviembre del 2008

  
Ing. Ricardo Terreros Lazo  
Jefe del Laboratorio Químico de la FIC





**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**Facultad de Ingeniería Civil**

LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

ANALISIS FISICO-QUIMICO

SOLICITANTE: FULL QUALITY

ASUNTO: "INSPECCION Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO DE LAS VIGAS Y LOSA DE CONCRETO".  
ARMADO-ALMACEN DE ACIDO SULFURICO DE MINERA CERRO VERDE"

UBICACIÓN: PUERTO DE MATARANI-AREQUIPA

TIPO DE MUESTRA: PLACA 5- CALICATA 1- MUESTRA 3

FECHA DE RECEPCION DE LA MUESTRA: 27-11-08

ANALISIS DE :	SULFATOS (SO <sub>4</sub> ) <sup>=</sup>	CLORUROS Cl <sup>-</sup>	pH
	ASTM E 275:2001 NTP339.178.2002 ppm	ASTMD 3370 :1999 NTP.177.2002 ppm	MTC E- 129-2000 NTP.176.2002
MUESTRA: PLACA 5 CALICATA 1 MUESTRA 3	1 391	154	9,62

Lima 28 de Noviembre del 2008

  
Ing. Ricardo Terreros Lazo  
Jefe del Laboratorio Químico de la FIC





# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

ANALISIS FISICO-QUIMICO

SOLICITANTE: FULL QUALITY

ASUNTO: "INSPECCION Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO DE LAS VIGAS Y LOSA DE CONCRETO".  
ARMADO-ALMACEN DE ACIDO SULFURICO DE MINERA CERRO VERDE"

UBICACIÓN: PUERTO DE MATARANI-AREQUIPA

TIPO DE MUESTRA: PLACA 6- CALICATA 3

FECHA DE RECEPCION DE LA MUESTRA: 27-11-08

ANALISIS DE :	SULFATOS (SO <sub>4</sub> ) <sup>-</sup>	CLORUROS Cl <sup>-</sup>	pH
	ASTM E 275:2001 NTP339.178.2002 ppm	ASTMD 3370 :1999 NTP.177.2002 ppm	MTC E- 129-2000 NTP.176.2002
MUESTRA: PLACA 6 CALICATA 3	792	286	9,18

Lima 28 de Noviembre del 2008

  
Ing. Ricardo Terreros Loza  
Jefe del Laboratorio Químico de la FIC





**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**Facultad de Ingeniería Civil**

LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

ANALISIS FISICO-QUIMICO

SOLICITANTE: FULL QUALITY

ASUNTO: "INSPECCION Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO DE LAS VIGAS Y LOSA DE CONCRETO"  
ARMADO-ALMACEN DE ACIDO SULFURICO DE MINERA CERRO VERDE"

UBICACIÓN: PUERTO DE MATARANI-AREQUIPA

TIPO DE MUESTRA: PLACA 6- CALICATA 3- MUESTRA 2

FECHA DE RECEPCION DE LA MUESTRA: 27-11-08

ANALISIS DE :	SULFATOS (SO <sub>4</sub> ) <sup>-</sup>	CLORUROS Cl <sup>-</sup>	pH
	ASTM E 275:2001 NTP339.178.2002 ppm	ASTMD 3370 :1999 NTP.177.2002 ppm	MTC E- 129-2000 NTP.176.2002
MUESTRA: PLACA 6 CALICATA 3 MUESTRA 2	2 146	198	9,47

Lima 28 de Noviembre del 2008

  
Ing. Ricardo Terreros Lazo  
Jefe del Laboratorio Químico de la FIC





# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

ANALISIS FISICO-QUIMICO

SOLICITANTE: FULL QUALITY

ASUNTO: "INSPECCION Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO DE LAS VIGAS Y LOSA DE CONCRETO".  
ARMADO-ALMACEN DE ACIDO SULFURICO DE MINERA CERRO VERDE"

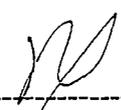
UBICACIÓN: PUERTO DE MATARANI-AREQUIPA

TIPO DE MUESTRA: PLACA 6- CALICATA 3- MUESTRA 3

FECHA DE RECEPCION DE LA MUESTRA: 27-11-08

ANALISIS DE :	SULFATOS (SO <sub>4</sub> ) <sup>=</sup>	CLORUROS Cl <sup>-</sup>	pH
	ASTM E 275:2001 NTP339.178.2002 ppm	ASTMD 3370 :1999 NTP.177.2002 ppm	MTC E- 129-2000 NTP.176.2002
MUESTRA: PLACA 6 CALICATA 3 MUESTRA 3	1 418	306	9,71

Lima 28 de Noviembre del 2008

  
Ing. Ricardo Terreros Lazo  
Jefe del Laboratorio Químico de la FIC





# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

ANALISIS FISICO-QUIMICO

SOLICITANTE: FULL QUALITY

ASUNTO: "INSPECCION Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO DE LAS VIGAS Y LOSA DE CONCRETO".  
ARMADO-ALMACEN DE ACIDO SULFURICO DE MINERA CERRO VERDE"

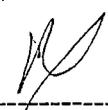
UBICACIÓN: PUERTO DE MATARANI-AREQUIPA

TIPO DE MUESTRA: LOSA DE PASADIZO- CALICATA 2

FECHA DE RECEPCION DE LA MUESTRA: 27-11-08

ANALISIS DE :	SULFATOS (SO4) <sup>=</sup>	CLORUROS Cl <sup>-</sup>	pH
	ASTM E 275:2001 NTP339.178.2002 ppm	ASTMD 3370 :1999 NTP.177.2002 ppm	MTC E- 129-2000 NTP.176.2002
MUESTRA:  LOSA DE PASADIZO  CALICATA 2	9 487	308	12,47

Lima 28 de Noviembre del 2008

  
Ing. Ricardo Terreros Lazo  
Jefe del Laboratorio Químico de la FIC

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
DPTO. ACADEMICO DE CIENCIAS BASICAS  
LABORATORIO DE QUIMICA FISICA  
INGENIERIA CIVIL



# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

ANALISIS FISICO-QUIMICO

SOLICITANTE: FULL QUALITY

ASUNTO: "INSPECCION Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO DE LAS VIGAS Y LOSA DE CONCRETO",  
ARMADO-ALMACEN DE ACIDO SUIFURICO DE MINERA CERRO VERDE"

UBICACIÓN: PUERTO DE MATARANI-AREQUIPA

TIPO DE MUESTRA: LOSA PASADIZO CALICATA 2 MUESTRA 1

FECHA DE RECEPCION DE LA MUESTRA: 28-11-08

ANALISIS DE :	SULFATOS (SO <sub>4</sub> ) <sup>-</sup>	CLORUROS Cl <sup>-</sup>	pH
	ASTM E 275:2001 NTP339.178.2002 ppm	ASTMD 3370 :1999 NTP.177.2002 ppm	MTC E- 129-2000 NTP.176.2002
MUESTRA: LOSA PASADIZO CALICATA 2 MUESTRA 1	291	110	9.53

Lima 04 de Diciembre del 2008

  
Ing. Ricardo Terreros Lazo  
Jefe del Laboratorio Químico de la FIC





# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

ANALISIS FISICO-QUIMICO

SOLICITANTE: FULL QUALITY

ASUNTO: "INSPECCION Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO DE LAS VIGAS Y LOSA DE CONCRETO".  
ARMADO-ALMACEN DE ACIDO SULFURICO DE MINERA CERRO VERDE"

UBICACIÓN: PUERTO DE MATARANI-AREQUIPA

TIPO DE MUESTRA: LOSA PASADIZO CALICATA 2 MUESTRA 2

FECHA DE RECEPCION DE LA MUESTRA: 28-11-08

ANALISIS DE :	SULFATOS (SO <sub>4</sub> ) <sup>-</sup>	CLORUROS Cl <sup>-</sup>	pH
	ASTM E 275:2001 NTP339.178.2002 ppm	ASTMD 3370 :1999 NTP.177.2002 ppm	MTC E- 129-2000 NTP.176.2002
MUESTRA: LOSA PASADIZO CALICATA 2 MUESTRA 2	334	90	12.28

Lima 04 de Diciembre del 2008

  
Ing. Ricardo Terreros Lazo  
Jefe del Laboratorio Químico de la FIC





# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

ANALISIS FISICO-QUIMICO

SOLICITANTE: FULL QUALITY

ASUNTO: "INSPECCION Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO DE LAS VIGAS Y LOSA DE CONCRETO".  
ARMADO-ALMACEN DE ACIDO SULFURICO DE MINERA CERRO VERDE"

UBICACIÓN: PUERTO DE MATARANI-AREQUIPA

TIPO DE MUESTRA: PLACA 6- PARTE SUPERIOR- CALICATA 3

FECHA DE RECEPCION DE LA MUESTRA: 27-11-08

ANALISIS DE :	SULFATOS (SO <sub>4</sub> ) <sup>-</sup>	CLORUROS Cl <sup>-</sup>	pH
	ASTM E 275:2001 NTP339.178.2002 ppm	ASTMD 3370 :1999 NTP.177.2002 ppm	MTC E- 129-2000 NTP.176.2002
MUESTRA:  PLACA 6 PARTE SUPERIOR  CALICATA 3	1 443	242	9,53

Lima 28 de Noviembre del 2008

  
Ing. Ricardo Terreros Lazo  
Jefe del Laboratorio Químico de la FIC





**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**Facultad de Ingeniería Civil**

LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

ANALISIS FISICO-QUIMICO

SOLICITANTE: FULL QUALITY

ASUNTO: "INSPECCION Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO DE LAS VIGAS Y LOSA DE CONCRETO".  
ARMADO-ALMACEN DE ACIDO SULFURICO DE MINERA CERRO VERDE"

UBICACIÓN: PUERTO DE MATARANI-AREQUIPA

TIPO DE MUESTRA: LOSA DE PLACA 6 Y 7- CALICATA 3

FECHA DE RECEPCION DE LA MUESTRA: 27-11-08

ANALISIS DE :	SULFATOS (SO4) <sup>=</sup>	CLORUROS Cl <sup>-</sup>	pH
	ASTM E 275:2001 NTP339.178.2002 ppm	ASTMD 3370 :1999 NTP.177.2002 ppm	MTC E- 129-2000 NTP.176.2002
MUESTRA: LOSA DE PLACA PLACA 6 Y 7 CALICATA 3	1 807	154	9,14

Lima 28 de Noviembre del 2008

  
Ing. Ricardo Terreros Lazo  
Jefe del Laboratorio Químico de la FIC





**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**Facultad de Ingeniería Civil**

LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

ANALISIS FISICO-QUIMICO

SOLICITANTE: FULL QUALITY

ASUNTO: "INSPECCION Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO DE LAS VIGAS Y LOSA DE CONCRETO".  
ARMADO-ALMACEN DE ACIDO SULFURICO DE MINERA CERRO VERDE"

UBICACIÓN: PUERTO DE MATARANI-AREQUIPA

TIPO DE MUESTRA: LOSA DE CIMENTACION PASADIZO- CALICATA 1

FECHA DE RECEPCION DE LA MUESTRA: 27-11-08

ANALISIS DE :	SULFATOS (SO <sub>4</sub> ) <sup>=</sup>	CLORUROS Cl <sup>-</sup>	pH
	ASTM E 275:2001	ASTMD 3370 :1999	MTC E- 129-2000
	NTP339.178.2002	NTP.177.2002	NTP.176.2002
	ppm	ppm	
MUESTRA:  LOSA DE CIMENTACION PASADIZO  CALICATA 1	6 205	264	10,06

Lima 28 de Noviembre del 2008

  
Ing. Ricardo Terreros Lazo  
Jefe del Laboratorio Químico de la FIC





# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

ANALISIS FISICO-QUIMICO

SOLICITANTE: FULL QUALITY

ASUNTO: "INSPECCION Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO DE LAS VIGAS Y LOSA DE CONCRETO".  
ARMADO-ALMACEN DE ACIDO SULFURICO DE MINERA CERRO VERDE"

UBICACIÓN: PUERTO DE MATARANI-AREQUIPA

TIPO DE MUESTRA: LOSA DE PLACA 5- CALICATA 1

FECHA DE RECEPCION DE LA MUESTRA: 27-11-08

ANALISIS DE :	SULFATOS (SO4) <sup>=</sup>	CLORUROS Cl <sup>-</sup>	pH
	ASTM E 275:2001 NTP339.178.2002 ppm	ASTMD 3370 :1999 NTP.177.2002 ppm	.MTC E- 129-2000 NTP.176.2002
MUESTRA: LOSA DE PLACA 5 CALICATA 1	401	220	9,41

Lima 28 de Noviembre del 2008

  
Ing. Ricardo Terreros Lazo  
Jefe del Laboratorio Químico de la FIC





**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**Facultad de Ingeniería Civil**

LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

ANALISIS FISICO-QUIMICO

SOLICITANTE: FULL QUALITY

ASUNTO: "INSPECCION Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO DE LAS VIGAS Y LOSA DE CONCRETO"  
ARMADO-ALMACEN DE ACIDO SULFURICO DE MINERA CERRO VERDE"

UBICACIÓN: PUERTO DE MATARANI-AREQUIPA

TIPO DE MUESTRA: PLACA 5-PARTE SUPERIOR

FECHA DE RECEPCION DE LA MUESTRA: 27-11-08

ANALISIS DE :	SULFATOS (SO <sub>4</sub> ) <sup>-</sup>	CLORUROS Cl <sup>-</sup>	pH
	ASTM E 275:2001 NTP339.178.2002 ppm	ASTMD 3370 :1999 NTP.177.2002 ppm	MTC E- 129-2000 NTP.176.2002
MUESTRA:  PLACA 5  PARTE SUPERIOR	1 573	176	9,75

Lima 28 de Noviembre del 2008

  
Ing. Ricardo Terreros Lazo  
Jefe del Laboratorio Químico de la FIC





# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

ANALISIS FISICO-QUIMICO

SOLICITANTE: FULL QUALITY

ASUNTO: "INSPECCION Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO DE LAS VIGAS Y LOSA DE CONCRETO".  
ARMADO-ALMACEN DE ACIDO SULFURICO DE MINERA CERRO VERDE"

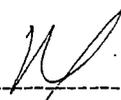
UBICACIÓN: PUERTO DE MATARANI-AREQUIPA

TIPO DE MUESTRA: PLACA 7 PARTE INFERIOR

FECHA DE RECEPCION DE LA MUESTRA: 27-11-08

ANALISIS DE :	SULFATOS (SO <sub>4</sub> ) <sup>2-</sup>	CLORUROS Cl <sup>-</sup>	pH
	ASTM E 275:2001 NTP339.178.2002 ppm	ASTMD 3370 :1999 NTP.177.2002 ppm	MTC E- 129-2000 NTP.176.2002
MUESTRA:			
PLACA 7 PARTE INFERIOR	662	374	9,27

Lima 28 de Noviembre del 2008

  
Ing. Ricardo Terreros Lazo  
Jefe del Laboratorio Químico de la FIC





# UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

## Facultad de Ingeniería Civil

LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

ANALISIS FISICO-QUIMICO

SOLICITANTE: FULL QUALITY

ASUNTO: "INSPECCION Y DIAGNOSTICO DEL ESTADO DE LAS VIGAS Y LOSA DE CONCRETO"  
ARMADO-ALMACEN DE ACIDO SULFURICO DE MINERA CERRO VERDE"

UBICACIÓN: PUERTO DE MATARANI-AREQUIPA

TIPO DE MUESTRA: PEDESTAL CALICATA 3

FECHA DE RECEPCION DE LA MUESTRA: 27-11-08

ANALISIS DE :	SULFATOS (SO <sub>4</sub> ) <sup>=</sup>	CLORUROS Cl <sup>-</sup>	pH
	ASTM E 275:2001 NTP339.178.2002 ppm	ASTMD 3370 :1999 NTP.177.2002 ppm	MTC E- 129-2000 NTP.176.2002
MUESTRA: PEDESTAL CALICATA 3	323	451	9.05

Lima 28 de Noviembre del 2008

  
Ing. Ricardo Terreros Lazo  
Jefe del Laboratorio Químico de la FIC



# Normas Utilizadas

# PART 3 — CONSTRUCTION REQUIREMENTS

## CHAPTER 4 — DURABILITY REQUIREMENTS

### CODE

### COMMENTARY

#### 4.0 — Notation

$f'_c$  = specified compressive strength of concrete, psi

Chapters 4 and 5 of earlier editions of the code were reformatted in 1989 to emphasize the importance of considering durability requirements before the designer selects  $f'_c$  and cover over the reinforcing steel.

Maximum water-cementitious materials ratios of 0.40 to 0.50 that may be required for concretes exposed to freezing and thawing, sulfate soils or waters, or for preventing corrosion of reinforcement will typically be equivalent to requiring an  $f'_c$  of 5000 to 4000 psi, respectively. Generally, the required average concrete strengths,  $f'_{cr}$ , will be 500 to 700 psi higher than the specified compressive strength,  $f'_c$ . Since it is difficult to accurately determine the water-cementitious materials ratio of concrete during production, the  $f'_c$  specified should be reasonably consistent with the water-cementitious materials ratio required for durability. Selection of an  $f'_c$  that is consistent with the water-cementitious materials ratio selected for durability will help ensure that the required water-cementitious materials ratio is actually obtained in the field. Because the usual emphasis on inspection is for strength, test results substantially higher than the specified strength may lead to a lack of concern for quality and production of concrete that exceeds the maximum water-cementitious materials ratio. Thus an  $f'_c$  of 3000 psi and a maximum water-cementitious materials ratio of 0.45 should not be specified for a parking structure, if the structure will be exposed to deicing salts.

The code does not include provisions for especially severe exposures, such as acids or high temperatures, and is not concerned with aesthetic considerations such as surface finishes. These items are beyond the scope of the code and should be covered specifically in the project specifications. Concrete ingredients and proportions are to be selected to meet the minimum requirements stated in the code and the additional requirements of the contract documents.

#### 4.1 — Water-cementitious materials ratio

4.1.1 — The water-cementitious materials ratios specified in Tables 4.2.2 and 4.3.1 shall be calculated using the weight of cement meeting ASTM C 150, C 595, C 845, or C 1157 plus the weight of fly ash and other pozzolans meeting ASTM C 618, slag meeting ASTM C 989, and silica fume meeting ASTM C 1240, if any, except that when concrete is exposed to deicing chemicals, 4.2.3 further limits the amount of fly ash, pozzolans, silica fume, slag, or the combination of these materials.

#### R4.1 — Water-cementitious materials ratio

R4.1.1 — For concrete exposed to deicing chemicals the quantity of fly ash, other pozzolans, silica fume, slag, or blended cements used in the concrete is subject to the percentage limits in 4.2.3. Further, in 4.3 for sulfate exposures,<sup>4.1</sup> the pozzolan should be Class F by ASTM C 618, or have been tested by ASTM C 1012<sup>4.2</sup> or determined by service record to improve sulfate resistance.

## CODE

## 4.2 — Freezing and thawing exposures

4.2.1 — Normalweight and lightweight concrete exposed to freezing and thawing or deicing chemicals shall be air-entrained with air content indicated in Table 4.2.1. Tolerance on air content as delivered shall be  $\pm 1.5$  percent. For specified compressive strength  $f'_c$  greater than 5000 psi, reduction of air content indicated in Table 4.2.1 by 1.0 percent shall be permitted.

TABLE 4.2.1—TOTAL AIR CONTENT FOR FROST-RESISTANT CONCRETE

Nominal maximum aggregate size, in.	Air content, percent	
	Severe exposure	Moderate exposure
3/8	7.5	6
1/2	7	5.5
3/4	6	5
1	6	4.5
1-1/2	5.5	4.5
2 <sup>†</sup>	5	4
3 <sup>†</sup>	4.5	3.5

\* See ASTM C 33 for tolerance on oversize for various nominal maximum size designations.

<sup>†</sup> These air contents apply to total mix, as for the preceding aggregate sizes. When testing these concretes, however, aggregate larger than 1-1/2 in. is removed by handpicking or sieving and air content is determined on the minus 1-1/2 in. fraction of mix (tolerance on air content as delivered applies to this value.). Air content of total mix is computed from value determined on the minus 1-1/2 in. fraction.

4.2.2 — Concrete that will be subject to the exposures given in Table 4.2.2 shall conform to the corresponding maximum water-cementitious materials ratios and minimum specified concrete compressive strength requirements of that table. In addition, concrete that will be exposed to deicing chemicals shall conform to the limitations of 4.2.3.

TABLE 4.2.2—REQUIREMENTS FOR SPECIAL EXPOSURE CONDITIONS

Exposure condition	Maximum water-cementitious materials ratio*, by weight, normalweight aggregate concrete	Minimum $f'_c$ , normalweight and lightweight aggregate concrete, psi*
Concrete intended to have low permeability when exposed to water	0.50	4000
Concrete exposed to freezing and thawing in a moist condition or to deicing chemicals	0.45	4500
For corrosion protection of reinforcement in concrete exposed to chlorides from deicing chemicals, salt, salt water, brackish water, seawater, or spray from these sources.	0.40	5000

\* When both Table 4.3.1 and Table 4.2.2 are considered, the lowest applicable maximum  $w/cm$  and highest applicable minimum  $f'_c$  shall be used.

## COMMENTARY

## R4.2 — Freezing and thawing exposures

R4.2.1 — A table of required air contents for frost-resistant concrete is included in the code, based on "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete" (ACI 211.1).<sup>4,3</sup> Values are provided for both severe and moderate exposures depending on the exposure to moisture or deicing salts. Entrained air will not protect concrete containing coarse aggregates that undergo disruptive volume changes when frozen in a saturated condition. In Table 4.2.1, a severe exposure is where the concrete in a cold climate may be in almost continuous contact with moisture prior to freezing, or where deicing salts are used. Examples are pavements, bridge decks, sidewalks, parking garages, and water tanks. A moderate exposure is where the concrete in a cold climate will be only occasionally exposed to moisture prior to freezing, and where no deicing salts are used. Examples are certain exterior walls, beams, girders, and slabs not in direct contact with soil. Section 4.2.1 permits 1 percent lower air content for concrete with  $f'_c$  greater than 5000 psi. Such high-strength concretes will have lower water-cementitious materials ratios and porosity and, therefore, improved frost resistance.

R4.2.2 — Maximum water-cementitious materials ratios are not specified for lightweight aggregate concrete because determination of the absorption of these aggregates is uncertain, making calculation of the water-cementitious materials ratio uncertain. The use of a minimum specified strength will ensure the use of a high-quality cement paste. For normalweight aggregate concrete, use of both minimum strength and maximum water-cementitious materials ratio provide additional assurance that this objective is met.

## CODE

## COMMENTARY

**4.2.3** — For concrete exposed to deicing chemicals, the maximum weight of fly ash, other pozzolans, silica fume, or slag that is included in the concrete shall not exceed the percentages of the total weight of cementitious materials given in Table 4.2.3.

**TABLE 4.2.3—REQUIREMENTS FOR CONCRETE EXPOSED TO DEICING CHEMICALS**

Cementitious materials	Maximum percent of total cementitious materials by weight*
Fly ash or other pozzolans conforming to ASTM C 618	25
Slag conforming to ASTM C 989	50
Silica fume conforming to ASTM C 1240	10
Total of fly ash or other pozzolans, slag, and silica fume	50 <sup>†</sup>
Total of fly ash or other pozzolans and silica fume	35 <sup>†</sup>

\* The total cementitious material also includes ASTM C 150, C 595, C 845, and C 1157 cement.

The maximum percentages above shall include:

- (a) Fly ash or other pozzolans present in Type IP or I(PM) blended cement, ASTM C 595, or ASTM C 1157;  
 (b) Slag used in the manufacture of a IS or I(SM) blended cement, ASTM C 595, or ASTM C 1157;  
 (c) Silica fume, ASTM C 1240, present in a blended cement.

<sup>†</sup> Fly ash or other pozzolans and silica fume shall constitute no more than 25 and 10 percent, respectively, of the total weight of the cementitious materials.

### 4.3 — Sulfate exposures

**4.3.1** — Concrete to be exposed to sulfate-containing solutions or soils shall conform to requirements of Table 4.3.1 or shall be concrete made with a cement that provides sulfate resistance and that has a maximum water-cementitious materials ratio and minimum compressive strength from Table 4.3.1.

**R4.2.3** — Section 4.2.3 and Table 4.2.3 establish limitations on the amount of fly ash, other pozzolans, silica fume, and slag that can be included in concrete exposed to deicing chemicals.<sup>4,4-4.6</sup> Recent research has demonstrated that the use of fly ash, slag, and silica fume produce concrete with a finer pore structure and, therefore, lower permeability.<sup>4.7-4.9</sup>

### R4.3 — Sulfate exposures

**R4.3.1** — Concrete exposed to injurious concentrations of sulfates from soil and water should be made with a sulfate-resisting cement. Table 4.3.1 lists the appropriate types of cement and the maximum water-cementitious materials ratios and minimum strengths for various exposure conditions. In selecting a cement for sulfate resistance, the principal consideration is its tricalcium aluminate ( $C_3A$ ) content. For moderate exposures, Type II cement is limited to a maximum  $C_3A$  content of 8.0 percent under ASTM C 150. The blended cements under ASTM C 595 with the MS designation are appropriate for use in moderate sulfate exposures. The appropriate types under ASTM C 595 are IP(MS), IS(MS), I(PM)(MS), and I(SM)(MS). For severe exposures, Type V cement with a maximum  $C_3A$  content of 5 percent is specified. In certain areas, the  $C_3A$  content of other avail-

**TABLE 4.3.1—REQUIREMENTS FOR CONCRETE EXPOSED TO SULFATE-CONTAINING SOLUTIONS**

Sulfate exposure	Water soluble sulfate ( $SO_4$ ) in soil, percent by weight	Sulfate ( $SO_4$ ) in water, ppm	Cement type	Maximum water-cementitious materials ratio, by weight, normalweight aggregate concrete*	Minimum $f'_c$ , normalweight and lightweight aggregate concrete, psi
Negligible	$0.00 \leq SO_4 < 0.10$	$0 \leq SO_4 < 150$	—	—	—
Moderate <sup>†</sup>	$0.10 \leq SO_4 < 0.20$	$150 \leq SO_4 < 1500$	II, IP(MS), IS(MS), P(MS), I(PM)(MS), I(SM)(MS)	0.50	4000
Severe	$0.20 \leq SO_4 \leq 2.00$	$1500 \leq SO_4 \leq 10,000$	V	0.45	4500
Very severe	$SO_4 > 2.00$	$SO_4 > 10,000$	V plus pozzolan <sup>‡</sup>	0.45	4500

\* When both Table 4.3.1 and Table 4.2.2 are considered, the lowest applicable maximum  $w/cm$  and highest applicable minimum  $f'_c$  shall be used.

<sup>†</sup> Seawater.

<sup>‡</sup> Pozzolan that has been determined by test or service record to improve sulfate resistance when used in concrete containing Type V cement.

# Memoria Fotográfica

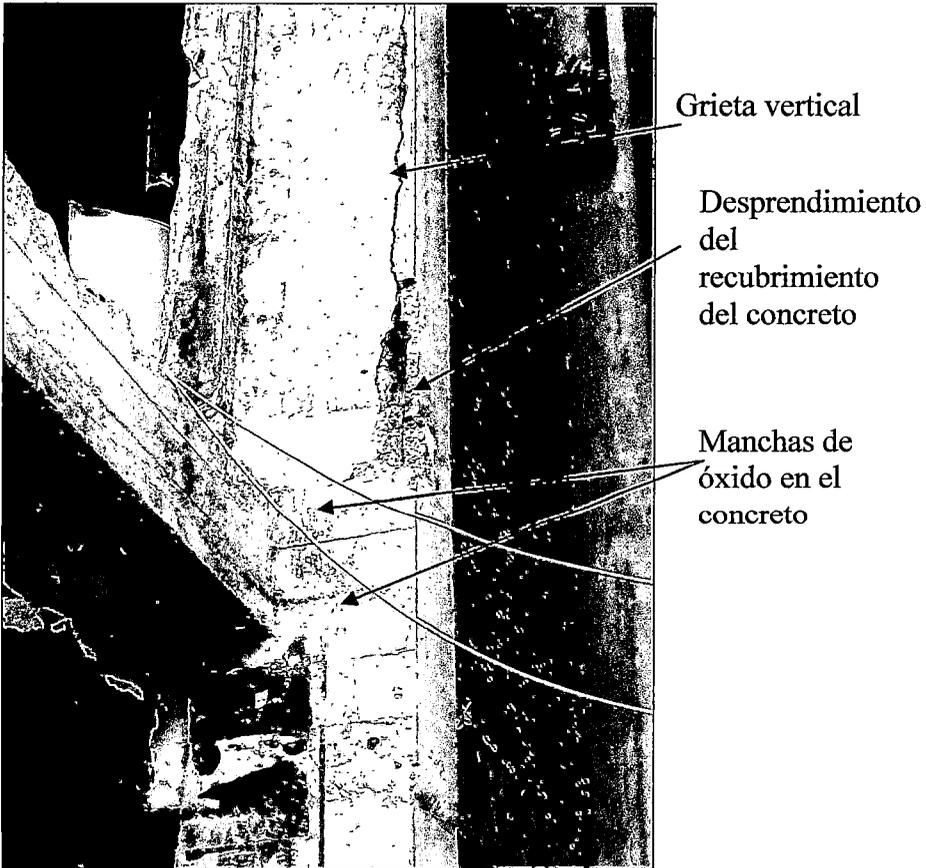


Figura 1: Manifestación de anomalías del concreto, típicos de un proceso de corrosión – Cervecería Pilsen – Callao.

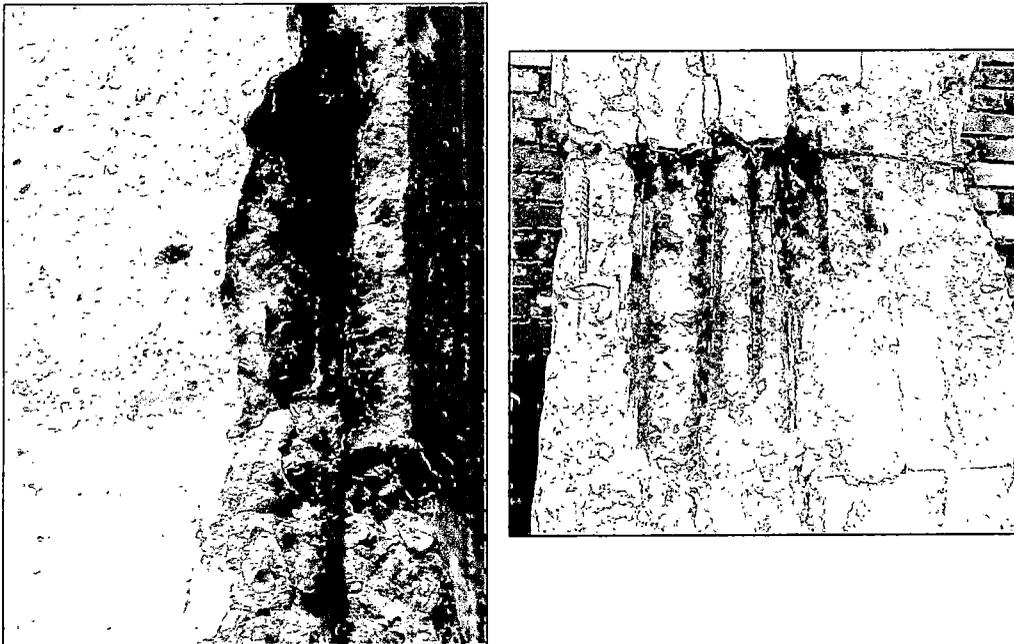


Figura 2: Ejemplo de corrosión generalizada del acero de refuerzo – Cervecería Pilsen – Callao.

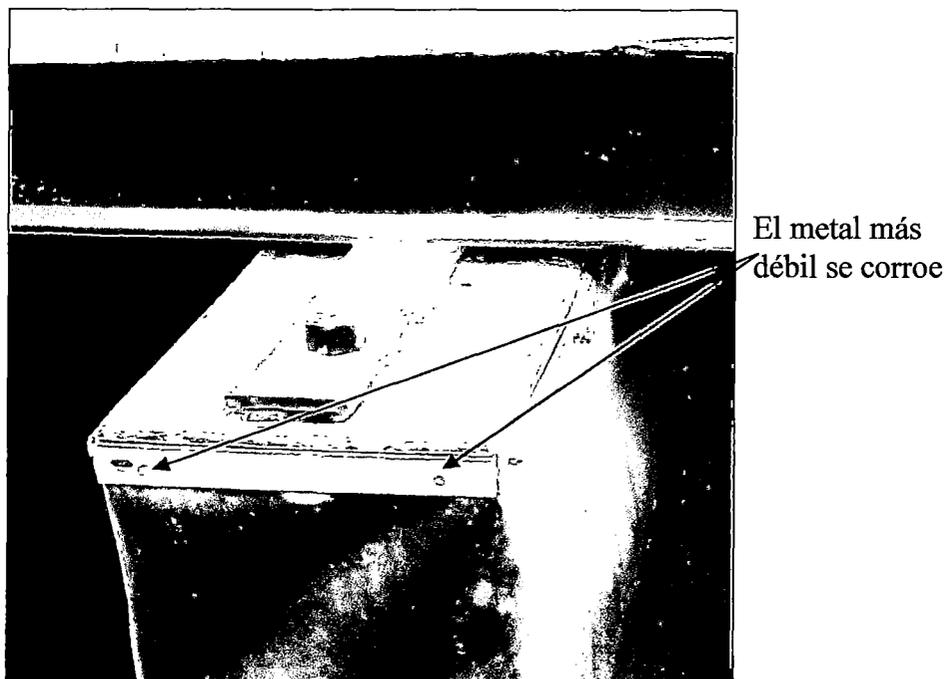


Figura 3: Ejemplo de corrosión galvánica del acero de refuerzo –  
Puerto Matarani – Arequipa.

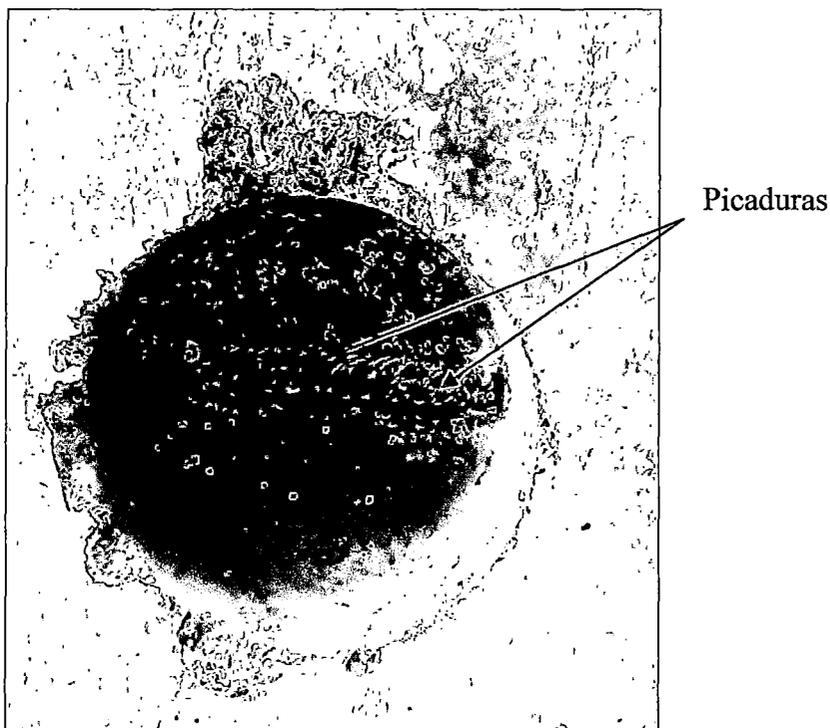


Figura 4: Ejemplo de corrosión por picadura del acero de refuerzo –  
Tanque EMAPE – Pisco.

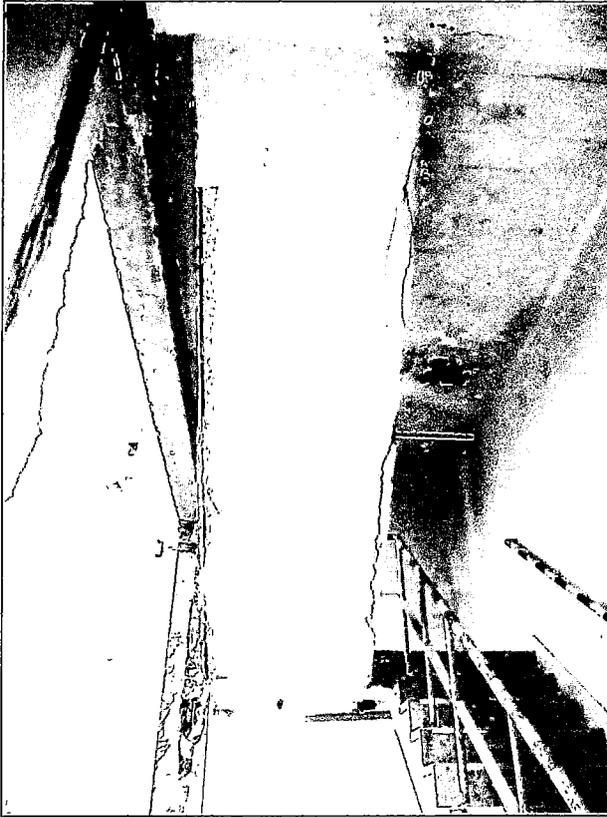
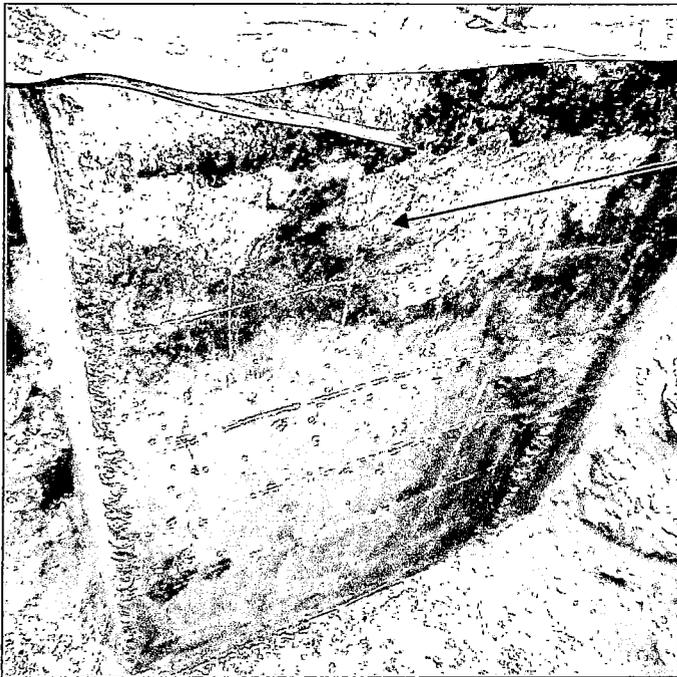


Figura 5: Ejemplo de corrosión de fractura por tensión – Cervecería Pilsen – Callao.



Figura 6: Ejemplo de corrosión combinada de carbonatos con cloruros – Cervecería Pilsen – Callao



Manchas  
de óxido

Figura 7: Manchas de Oxido en el concreto, indicios que el proceso de corrosión ha iniciado – Puerto Matarani – Arequipa.

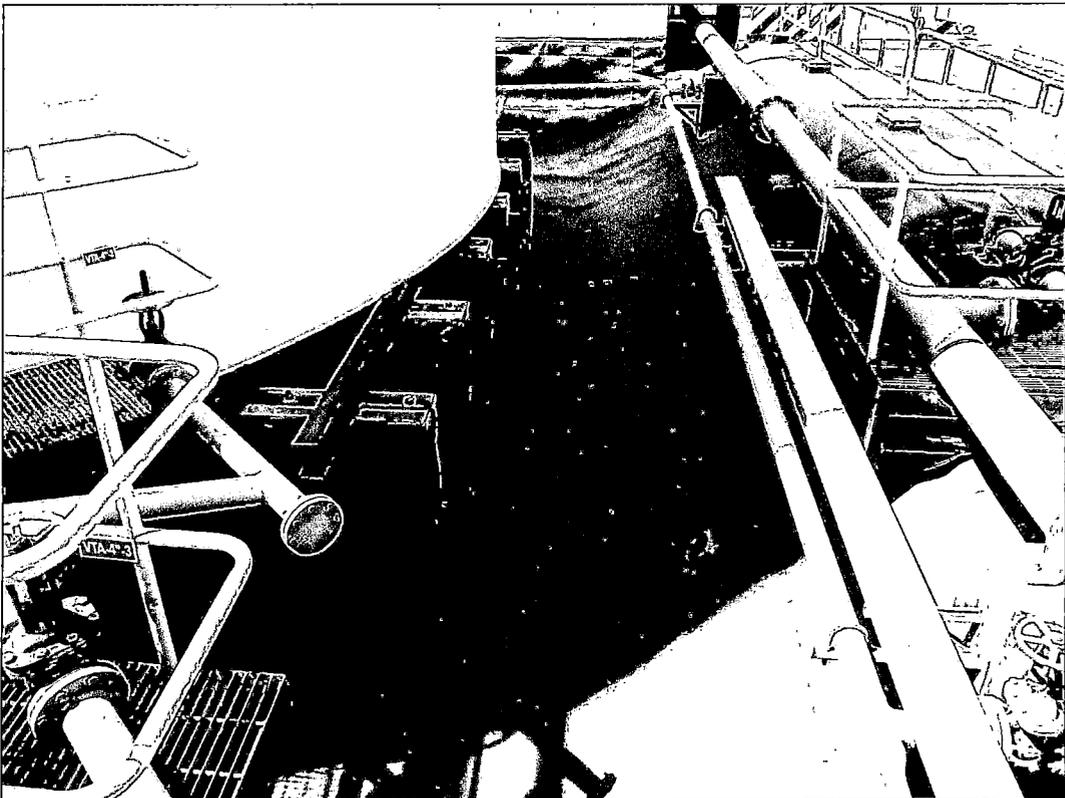


Figura 8: Recubrimiento de geomembrana a la estructura para evitar la penetración de agentes agresivos por la cercanía al mar – Puerto Matarani – Arequipa.



Figura 9: Medición de la diferencia de potencial en losa de cimentación y placa respectivamente del tanque N°2 de la planta de ácido sulfúrico – Puerto Matarani – Arequipa.

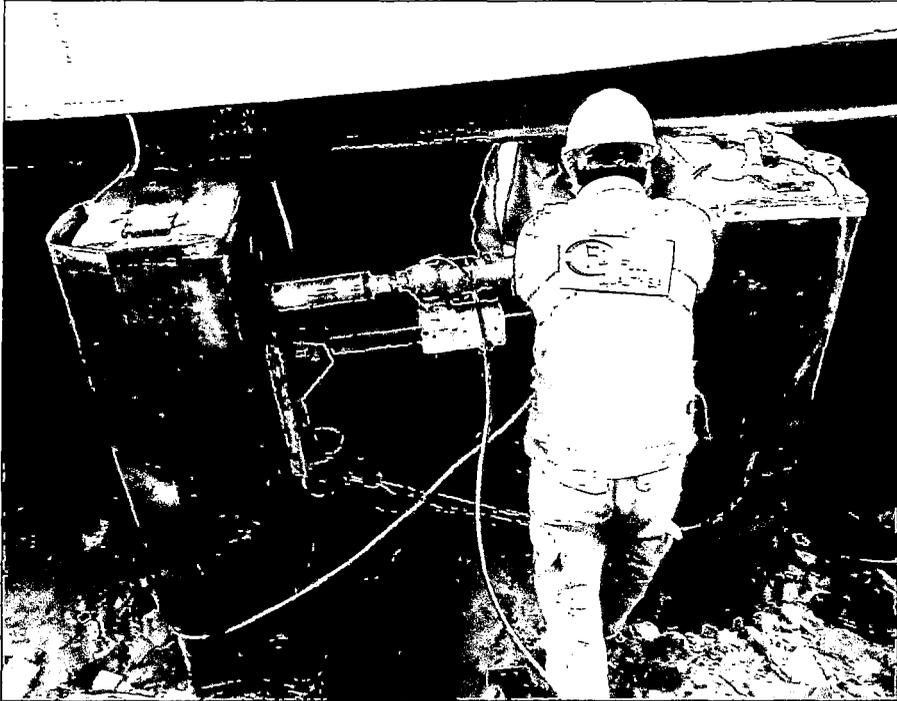


Figura 10: Extracción de testigos diamantinos de placa del tanque N°2 de la planta de ácido sulfúrico – Puerto Matarani – Arequipa.



Figura11: Estructura totalmente afectada por el proceso de corrosión, vida residual ya terminó, está apunto del colapso – Cervecería Pilsen – Callao.

# Guía de Referencia del Equipo "Concrete Corrosion Mapping System"



**Concrete Corrosion**

**Mapping System**

**Reference Guide**

## Concrete Mapping System Guide

---

---

### Introduction

Did you know that there is a quick non-destructive method of pin-pointing areas where active corrosion of rebars is taking place on reinforced concrete structures such as bridge decks or parking garages? Active corrosion will cause spalling or cracking sooner or later, if left unchecked. Why not locate active corrosion before it is too late to apply preventive measures such as sealers or cathodic protection

The M.C. Miller Concrete Corrosion Mapping System Employs the ANSI-ASTM C-876-87 standard test method which has been proved effective and has been adopted by the Federal Highway Administration. With the MCM Model LC-4 Meter and Electrode test apparatus, you can test at a rate of better than 1,000 feet per hour. Results are immediate. No waiting for laboratory reports.

This light weight, easy to use test set is designed for field use under nearly any weather condition. Large scale digital meter read out at waist height means that there is no scale reading problems. Test set comes with complete operation manual and reference guide for making the test and interpreting the results.

Don't wait for unpleasant surprises: Test your concrete structures now so that corrosion prevention measures can be applied at the right time and at the right place.



11640 US Hwy 1 ~ Sebastian ~ Florida ~ 32958

Tel: 772-794-9448 ~ Fax: 772-794-9072

E-mail: [sales@mcmiller.com](mailto:sales@mcmiller.com) ~ Web Site: [www.mcmiller.com](http://www.mcmiller.com)  
*Instruments and Equipment for the Corrosion Engineer*

## Concrete Mapping System Guide

### Table of Contents

<b>Introduction</b>	<b>2</b>
<b>Corrosion of Steel in Concrete</b>	<b>4</b>
<b>CuCuSO<sub>4</sub> Potential Mapping</b>	<b>5</b>
<b>Continuity Testing</b>	<b>7</b>
Half-Cell Measurements for continuity .....	7
The test procedure consist of the following steps ...	7
The analysis of the data can be simplified into	
Three Categories .....	8
<b>Potential Mapping Technique</b>	<b>9</b>
Preparation of the concrete surface for Testing .....	9
Preparation of a new reference electrode .....	9
Preparation of the electrical contact container .....	10
Making connection to the rebar .....	11
Placing the meter into operation .....	11
Making the potential measurement .....	12
Recording the potential .....	12
<b>Interpreting the Readings</b>	
Suggested format of the completion report .....	13
Typical Equipotential Contour Map .....	15



11640 US Hwy 1 ~ Sebastian ~ Florida ~ 32958

Tel: 772-794-9448 ~ Fax: 772-794-9072

E-mail: [sales@mcmiller.com](mailto:sales@mcmiller.com) ~ Web Site: [www.mcmiller.com](http://www.mcmiller.com)

*Instruments and Equipment for the Corrosion Engineer*

### Corrosion of Steel in Concrete

An explanation of the corrosion of steel in concrete begins with an understanding of why steel does not corrode in concrete. The combination of steel and concrete is a viable construction material of proven durability. In the normally alkaline concrete environment, a thin oxide layer is formed on the surface of the reinforced steel. This oxide film isolates the steel from the environment and prevents corrosion for as long as the oxide layer remains intact. Protected within the concrete, the oxide layer is seldom disturbed and the structural integrity of the concrete-steel combination is unaffected by corrosion. The oxide is known as (Gamma-Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) (1)

Concrete deterioration-corrosion of bridge decks was investigated by the FHWA. The primary cause was determined to be corrosion of the reinforcing steel. The rust product formed during the corrosion process occupies a much greater volume than the original steel member.

The tensile stress exerted by the corrosion products can exceed the tensile fracture limits of the concrete and cause cracking or delamination which eventually becomes spalls.

The identification of corrosion as a cause of concrete spalling prompted the need to determine the reasons for the corrosion of normally passive steel. The mechanism for the disruption of the passive oxide layer was found to be a complex reaction between the oxide and chloride layer in the concrete. The oxide layer in the presence of chlorides is transformed into Fe(OH)<sub>2</sub>, rust. The chloride ions remain in solution to continue their degradation of the Gamma-Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>.

Once the passive films are removed, the reinforcing steel is subject to galvanic corrosion.

(1) See source reference No.1



11640 US Hwy 1 ~ Sebastian ~ Florida ~ 32958

Tel: 772-794-9448 ~ Fax: 772-794-9072

E-mail: [sales@mcmiller.com](mailto:sales@mcmiller.com) ~ Web Site: [www.mcmiller.com](http://www.mcmiller.com)  
*Instruments and Equipment for the Corrosion Engineer*

## Concrete Mapping System Guide

### CuCu SO<sub>4</sub> Potential Mapping

A means of determining the corrosion of steel in concrete is possible through the use of half cell measurements, using the M.C. Miller Concrete Corrosion Mapping System. The nature of corrosion is an exchange of energy within different sections of steel reinforcing. This energy exchange can be measured by potential. Although this is an electrical process of ion transfer, it also involves chemical changes. At the anode, corrosion occurs and ions are released into the electrolyte. The relative energy levels can be determined in relation to a reference electrode with a stable electromechanical potential (MCM RE Series CuCuSO<sub>4</sub> Half Cells). A high impedance voltmeter (MCM LC-4) is connected between the reinforcing steel and the reference electrode placed on the surface of the concrete. The resulting potential measurement (reading) on the LC-4 meter is an indication of the electrical energy levels – corrosion activity – of the steel in the vicinity of the reference half cell. The methodology for this measurement and guides for interpreting are described in ASTM C 876-87.

Some precautions must be observed when obtaining half cell potential measurements. A direct electrical connection to the reinforcing steel is required. If exposed steel is not available for this purpose, excavation/destruction of the concrete, in a select area, to expose the steel may be necessary. Because of the methods used to interconnect reinforcing steel, the reinforcing grid may not be electrically interconnected throughout the deck or structure. Standard test procedures are available for determining the electrical continuity and will be discussed in the next section.

Testing of any kind should not be conducted or attempted when electrical welding is in progress, as might be the case where repair or renovation work is being done concurrently with the scheduling of this testing.

Because of the high resistance inherent in the measurement circuit, the voltmeter must have sufficient input impedance to accurately



11640 US Hwy 1 ~ Sebastian ~ Florida ~ 32958

Tel: 772-794-9448 ~ Fax: 772-794-9072

E-mail: [sales@mcmiller.com](mailto:sales@mcmiller.com) ~ Web Site: [www.mcmiller.com](http://www.mcmiller.com)  
*Instruments and Equipment for the Corrosion Engineer*

## Concrete Mapping System Guide

---

---

measure the half cell potentials. For that reason, the M.C. Miller LC-4 voltmeter with a selectable input resistance (from 10 meg to

200 meg Ohms) is used. To reduce the contact resistance between the concrete surface and the MCM RE Series Electrode, a special decanter was designed and manufactured to contain the reference cell and electrical contact solution with an integrated dispensing sponge. Using this procedure and the M.C. Miller apparatus, with the wet sponge, may cause the potential measurement to initially appear unstable on the voltmeter display because of the slow wetting action of the concrete surface by the sponge. A means of reducing this problem is a uniform pre-wetting of the entire surface. Pre-wetting may however, have the disadvantage of interconnecting the anode and cathodic areas which may tend to level the measured potentials and produce less pronounced contours when plotted on a graph.

Half-cell potential measurements allow a comprehensive survey of the bridge deck/structure to be performed in a short period of time. When plotted on a plan view of the structure, equal potentials can be interconnected to form a contour map of the potential levels of the concrete encased steel. These contours can be used to locate probable corrosion areas and present the total area of the deck/structure surface subject to corrosion.



11640 US Hwy 1 ~ Sebastian ~ Florida ~ 32958

Tel: 772-794-9448 ~ Fax: 772-794-9072

E-mail: [sales@mcmiller.com](mailto:sales@mcmiller.com) ~ Web Site: [www.mcmiller.com](http://www.mcmiller.com)  
*Instruments and Equipment for the Corrosion Engineer*

## Concrete Mapping System Guide

### Continuity Testing

The electrical interconnections of the metallic components within a bridge deck/structure can be verified by electrical test methods. Reinforcing steel is usually interconnected by wire ties and chair supports and are usually electrically continuous. Sometimes however, there are isolated segments within the structure. Metallic components other than reinforcing steel are sometimes present in the bridge deck/structure. These components can include drains, railings, expansion joints, electrical conduit, etc..

Field testing for continuity utilizes knowledge of the possible electrical circuits within the reinforcing steel mats.

#### 3.1 Half-cell measurements for continuity

The equipment needed to conduct a continuity test based upon potential consists of a high impedance voltmeter (MCM LC-4), a portable reference electrode (MCM RE Series CuCuSO<sub>4</sub>), a reel of insulated test lead wire, and test wires for interconnection of apparatus. Direct connection to the reinforced steel and other metal components are required. Connections may be made at exposed metal, rehabilitated areas or excavations made for test purpose. Connections must be free of debris, corrosion products and coatings or films.

#### 3.2 The test procedure consists of the following steps

1. Using the M.C. Miller concrete reference electrode assembly, place the CuCuSO<sub>4</sub> apparatus onto the concrete surface in an area protected from foot and road traffic. Make sure the sponge is wet and sufficient electrical contact solution is in the container to keep the concrete damp for the term of the test.
2. Connect the reference cell to the reel of test wire.



11640 US Hwy 1 ~ Sebastian ~ Florida ~ 32958

Tel: 772-794-9448 ~ Fax: 772-794-9072

E-mail: [sales@mcmiller.com](mailto:sales@mcmiller.com) ~ Web Site: [www.mcmiller.com](http://www.mcmiller.com)  
*Instruments and Equipment for the Corrosion Engineer*

## Concrete Mapping System Guide

---

---

3. Connected a test wire onto exposed reinforced steel or metal component.
4. Using the LC-4 voltmeter, measure and record the potential difference between the reference cell and the reinforced steel or metal component.
5. With the reference cell assembly location unchanged, repeat steps 3 and 4 above for another reinforcing steel site or other metallic component.
6. Repeat as necessary to obtain sufficient data.

### 3.3 The analysis of the data can be simplified into three categories

1. Metal potential measurements within  $\pm 0.001\text{v}$  (1 millivolt) of each other = Electrical continuity probable.
2. Metal potential measurements greater than  $\pm 0.001\text{v}$  (1 millivolt) but less than  $\pm 0.003\text{v}$  (3 millivolts): = Electrical continuity uncertain.
3. Metal potential measurements greater than  $\pm 0.003\text{v}$  (3 millivolts): = Electrical discontinuity probable.



11640 US Hwy 1 ~ Sebastian ~ Florida ~ 32958

Tel: 772-794-9448 ~ Fax: 772-794-9072

E-mail: [sales@mcmiller.com](mailto:sales@mcmiller.com) ~ Web Site: [www.mcmiller.com](http://www.mcmiller.com)

*Instruments and Equipment for the Corrosion Engineer*

## Concrete Mapping System Guide

### Potential Mapping Technique

#### 4.1 Preparation of the concrete surface for actual testing

- A. Use a measuring tape to lay out a grid of the test location (typically) on four (4) foot centers covering the entire area which is to be tested. (Tests do not have to be made directly over the rebars).
- B. Mark each test location with the spray paint.
- C. Remove all asphalt, waterproofed surface or insulating films from each test location. This requires only a spot about two (2) inches square. The surface scarifying which is usually done to many bridge decks during repair and/or renovating will usually suffice.
- D. All test points should be wetted with electrical contact solution prior to testing, and the location must still be damp at the time of actual testing.
- E. Completely expose one rebar in each bridge deck panel or structure section for a few inches. Use a chisel or a file to clean the rebar down to bright metal, this will be used as a connection point for tests to be made on the panel. If a rebar is already exposed because of spalling, it may be used as a connection point, after appropriate preparation.

#### 4.2 Preparation of a New Reference Electrode

Unscrew the top of the new electrode and fill it to the top with distilled water or MCM Antifreeze Solution. Screw the top on tightly (hand tight only). Shake the electrode for a couple of minutes and then make sure that there are still some undissolved copper sulphate crystals in the tube. If not, remove the electrode top and



11640 US Hwy 1 ~ Sebastian ~ Florida ~ 32958

Tel: 772-794-9446 ~ Fax: 772-794-9072

E-mail: [sales@mcmiller.com](mailto:sales@mcmiller.com) ~ Web Site: [www.mcmiller.com](http://www.mcmiller.com)

*Instruments and Equipment for the Corrosion Engineer*

## Concrete Mapping System Guide

add more crystals. It is not possible to have too many crystals. Do not remove the plastic protective cap from the porous plug assembly on the bottom of the electrode until ready for use. It is suggested that the  $\text{CuCuSO}_4$  electrode be prepared a day ahead of scheduled testing. This will allow time for the porous plug to become fully saturated with the copper sulphate solution.

### 4.3 Preparation of the Electrical Contact Solution Container.

Remove the surfactant reservoir cap with the Electrode attached. Affix the solution dispensing sponge firmly to the bottom of the surfactant reservoir decanter. Fill the container, approximately  $\frac{3}{4}$  full with the prepared electrical contact solution. Such a solution would be composed of a mixture of 95ml of wetting agent (commercially available wetting agent) or a liquid household detergent thoroughly mixed with five (5) gallons - 19 - liters of portable water. Under working temperatures of less than about 50 degrees F (10 Degrees C), approximately 15% by volume of either isopropyl or denatured alcohol must be added to prevent clouding of the electrical contact solution since clouding may inhibit penetration of the water into the concrete to be tested.

Upon filling, install the surface reservoir cap w/electrode on the decanter as quickly as possible and hand tighten snugly. Initially there may be some excess solution dispensed through the sponge until a vacuum is created inside the surfactant reservoir container.

**Note: While handling and using the electrode assembly always keep in an upright position. See precautions on MSDS in handling  $\text{CuCuSO}_4$  Crystals and MCM Antifreeze Solution.**



11640 US Hwy 1 ~ Sebastian ~ Florida ~ 32958

Tel: 772-794-9448 ~ Fax: 772-794-9072

E-mail: [sales@mcmiller.com](mailto:sales@mcmiller.com) ~ Web Site: [www.mcmiller.com](http://www.mcmiller.com)  
*Instruments and Equipment for the Corrosion Engineer*

## Concrete Mapping System Guide

---

---

### Mounting assembly onto metering apparatus

Press adapter plate onto bottom of the LC-4 (the Velcro pads will hold them together). Screw one 15" intermediate electrode extension into the threaded receptacle on the adapter plate. Add the second 15" intermediate electrode extension to the first one already attached. Screw the surfactant reservoir w/electrode assembly into the other end of the second extension. Plug the adapter plate pigtail into the negative (Black) terminal of the meter.

### 4.4 Making connection to the rebar

Clamp vice-grip pliers onto previously exposed rebar and clip one end of the 250 foot test lead to the pliers and plug the other end into the positive (center red) terminal of the LC-4 meter. This procedure is repeated for each panel of the structure. This connection must be to a rebar in the panel being tested.

### 4.5 Placing the meter into operation

Place the function switch of the LC-4 meter to the DC position. Place the range selector switch to the 2V scale. Finally, place the input resistance selector switch to the 25 meg-ohm position.

Use of the selectable input resistance switch allows the operator to compensate for the error caused by a high electrode contact resistance, most prominently found when taking potential measurements in dry soils or dry concrete and would not be usual when using the M.C. Miller concrete corrosion mapping system apparatus. See the LC-4 owners manual for further detailed information.



11640 US Hwy 1 ~ Sebastian ~ Florida ~ 32958

Tel: 772-794-9448 ~ Fax: 772-794-9072

E-mail: [sales@mcmiller.com](mailto:sales@mcmiller.com) ~ Web Site: [www.mcmiller.com](http://www.mcmiller.com)

*Instruments and Equipment for the Corrosion Engineer*

## Concrete Mapping System Guide

---

---

### 4.6 Making the potential measurements

Place the reference electrode assembly against the prepared location on the concrete surface adjacent to the marked spot. If the electrical connection to the rebar is good, and the concrete and interface sponge are wet enough, a steady reading (measurement) between -0.010 and -0.600 volts should be obtained on the meter within 3-5 seconds. A slight variation in the last digit (thousandth place) can be considered to be normal. If the test setup is working satisfactorily, it should be possible to go back to a location and obtain an identical reading within  $\pm 0.020v$  of the original reading.

### 4.7 Recording the potential readings

All potentials should be rounded off to the nearest 0.01 volt and entered (for convenience) on a data sheet laid out in a grid pattern to approximate scale similar to the bridge structure/panel being tested. (see typical drawing page 15).



11640 US Hwy 1 ~ Sebastian ~ Florida ~ 32958

Tel: 772-794-9448 ~ Fax: 772-794-9072

E-mail: [sales@mcmiller.com](mailto:sales@mcmiller.com) ~ Web Site: [www.mcmiller.com](http://www.mcmiller.com)

*Instruments and Equipment for the Corrosion Engineer*

## Concrete Mapping System Guide

### Interpreting the Readings

- 1. Potentials less negative than -0.20 volts generally indicate, 90% higher probability of no corrosion taking place at the time of measurement.
- 2. Potentials in the of-0.20 to -0.35 volts are inconclusive.
- 3. Potentials greater than -0.35 volts generally indicated, 90% or higher probability of active corrosion in the area at the time of testing.
- 4. Positive potentials (negative sign not displayed), if obtained, generally indicate insufficient moisture in the concrete and should not be considered valid. However, stray DC currents may also cause potential measurements and therefore careful review analysis of the obtained data is required.

#### 5.1 Suggested format of the completion report.

Following the completion of the field work, a report should be prepared and at a minimum include the following:

1. Equipotential contour map to approximate scale with all potentials plotted and contours drawn through points of equal or interpolated equal values. Maximum contours intervals should be 0.10 volts
2. Estimate temperature of copper reference electrode during testing.
3. Method of pre-wetting the concrete.



11640 US Hwy 1 ~ Sebastian ~ Florida ~ 32958

Tel: 772-794-9448 ~ Fax: 772-794-9072

E-mail: [sales@mcmiller.com](mailto:sales@mcmiller.com) ~ Web Site: [www.mcmiller.com](http://www.mcmiller.com)

*Instruments and Equipment for the Corrosion Engineer*

## Concrete Mapping System Guide

---

---

4. Method of attaching test leads to rebar.
5. Percentage of reading in each panel or section that are more negative (-) than -0.35 volts
6. Percentage of reading in each panel or section that are less negative (-) than -0.20 volts
7. All positive readings (if any obtained) and their exact location, as plotted on the contour map.



11640 US Hwy 1 ~ Sebastian ~ Florida ~ 32958

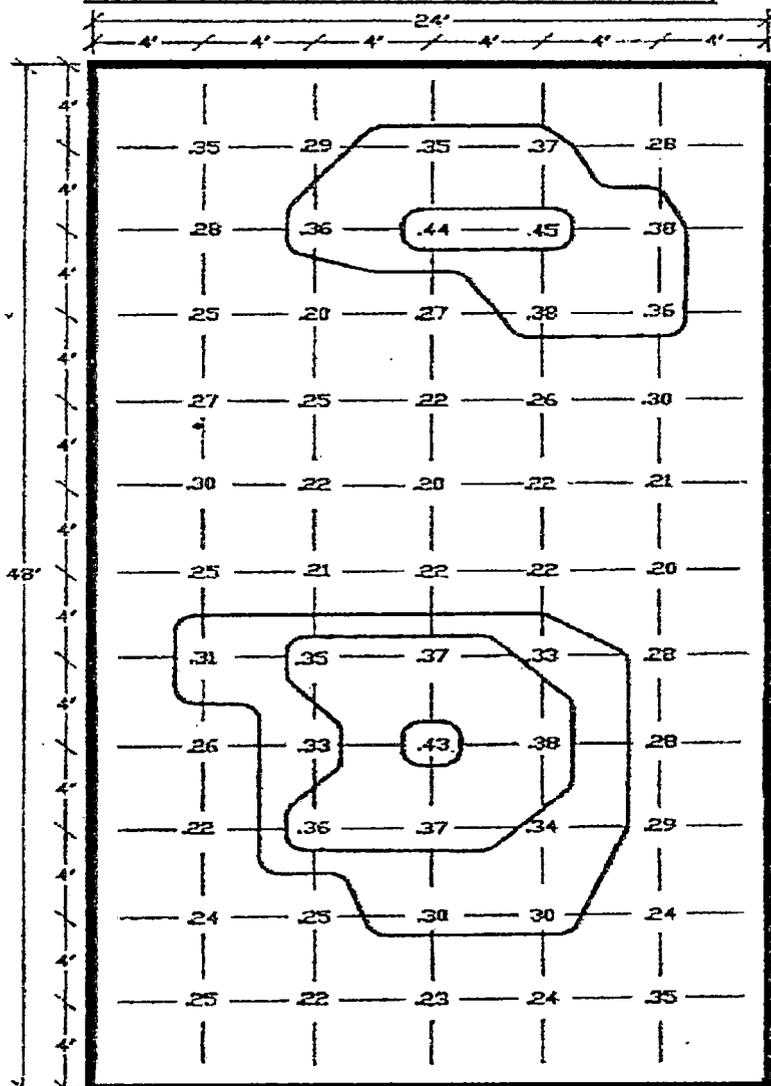
Tel. 772-794-9448 ~ Fax: 772-794-9072

E-mail: [sales@mcmiller.com](mailto:sales@mcmiller.com) ~ Web Site: [www.mcmiller.com](http://www.mcmiller.com)

*Instruments and Equipment for the Corrosion Engineer*

## Concrete Mapping System Guide

**Typical Concrete Slab with Reinforcement (Rebar)**



11640 US Hwy 1 ~ Sebastian ~ Florida ~ 32958

Tel: 772-794-9448 ~ Fax: 772-794-9072

E-mail: [sales@mcmiller.com](mailto:sales@mcmiller.com) ~ Web Site: [www.mcmiller.com](http://www.mcmiller.com)

*Instruments and Equipment for the Corrosion Engineer*

## Concrete Mapping System Guide

---

---

### Other Uses for the LC-4 Meter

The model LC-4 meter is designed specifically for corrosion and cathodic protection testing on all types of structures. If cathodic protection is installed on a bridge deck for corrosion control, the meter can be used to trouble-shoot the rectifier unit, check wiring for continuity, and check the performance of the cathodic protection installation.

With the use of an accessory shunt, DC currents of up to 20 amperes can be measured accurately. See the LC-4.5 operating manual for specific as to how to perform these tests.

#### 6.1 Disclaimer

The M.C. Miller Co. Inc. issues this reference guide in conformance with the best current technology regarding this specific subject. This reference guide represents a consensus of all those individuals involved in reviewing this document. It is intended as a guide only to those with some experience with corrosion control/cathodic protection test techniques. The M.C. Miller Co., Inc. assumes no responsibility for the interpretation or use of this reference guide. Users of this guide are responsible for reviewing appropriate health, safety and regulatory documents and for determining their applicability in relation to this reference guide to its use.



11640 US Hwy 1 ~ Sebastian ~ Florida ~ 32958

Tel: 772-794-9448 ~ Fax: 772-794-9072

E-mail: [sales@mcmiller.com](mailto:sales@mcmiller.com) ~ Web Site: [www.mcmiller.com](http://www.mcmiller.com)  
*Instruments and Equipment for the Corrosion Engineer*

## Concrete Mapping System Guide

### Materials Requirements

<u>Cat#</u>	<u>Description</u>
5203	LC-4.5 meter w/carrying case and manual
5701	Electrode extension adapter plate
16200	Intermediate electrode extension (15") 2 required
15625	Surfactant reservoir with electrode
30501	Agra hand reel (aluminum) with:
30807	No.16 AWG test lead wire (red wire insulation) 250'
16906	Copper-sulphate crystals, 12 oz bottle
17150	Electrode anti-freeze solution, 8 oz bottle.
15627	Surfactant bottle Replacement Sponge
15628	Concentrate, surfactant solution bottle 4 oz
MAN060	C.C.M.S. Reference guide
CAS 015	V-100 Carrying Case (18.24"W x 7.75"D x 14.5"H)

The following items will also be required and can usually be obtained locally.

- A. Watering can or equivalent for wetting down test location.
- B. Spray cans of brightly colored paint to mark test locations.
- C. 100 foot measuring tape.
- D. Vice grip pliers and /or grounding clamp.



11640 US Hwy 1 ~ Sebastian ~ Florida ~ 32958

Tel: 772-794-9448 ~ Fax: 772-794-9072

E-mail: [sales@mcmiller.com](mailto:sales@mcmiller.com) ~ Web Site: [www.mcmiller.com](http://www.mcmiller.com)

*Instruments and Equipment for the Corrosion Engineer*