

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE
EN LA RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES**

**“ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LA DURABILIDAD
DE LOS MATERIALES DEL PUENTE EL RANGEL EN
MICOACÁN, MÉXICO.”**

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DE TRANSPORTE
EN LA RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES**

PRESENTA:

ING. BENITO ADALBERTO MÉNDEZ MIRANDA

ASESOR DE TESIS:

DRA. ELIA MERCEDES ALONSO GUZMÁN

COASESOR:

DRA. ANGÉLICA DE LOURDES DEL VALLE MORENO

MORELIA, MICHOACÁN, MÉXICO. SEPTIEMBRE 2011



AGRADECIMIENTOS

A **Dios**, por apoyarme en ti cuando me siento solo y darme la fe para salir adelante con tu bondad, por darme la mejor familia que una persona puede tener y guiarme en el camino del bien y de la educación acompañado de mi novia y mi familia que tanto quiero.

Con todo mi cariño y corazón a mis padres **Benito Méndez Luna Q.E.P.D.** y **Martha Miranda Negrete** por darme la oportunidad de vivir.

Con admiración y respeto a mi asesora **Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán** quien confió en mí para brindarme la oportunidad de realizar nuevamente una tesis como mi asesora, también por sus sabios consejos prácticos y su apoyo desinteresado y sobre todo por su valioso tiempo empleado en mí persona y en mi familia y para que éste trabajo sobresalga.

Al **M. A. Wilfrido Martínez Molina** Jefe del Laboratorio de materiales “Ing. Luis Silva Rúelas” de la Facultad de Ingeniería Civil U.M.S.N.H. Por su apoyo para la realización de esta tesis.

A la **Dra. Angélica Del Valle Moreno** Investigadora de la Coordinación de Equipamiento para el Transporte del Instituto Mexicano del Transporte, por su comprensión y apoyo para elaboración de la tesis.

Al **Laboratorio de Materiales “Ing. Luís Silva Rúelas” de la U.M.S.N.H.** por proporcionarme y las instalaciones y el equipo necesario para realización de este trabajo.

Al **Dr. Jorge Alarcón Ibarra**, Profesor de la maestría en Infraestructura del Transporte en la Rama de la Vías Terrestres, por su apoyo y consejos que empleó en mi persona durante la todo este periodo y para la realización de la tesis.

Al **M. en I. Leonel Moreno Amezcua** Residente de conservación de puentes zona Lázaro Cárdenas, por sus sabios consejos y su gran apoyo como amigo durante toda la realización de la tesis y el permiso ante la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en las visitas a la ciudad de Lázaro Cárdenas para la realización de las pruebas.





A todos los empleados y compañeros del **Laboratorio de Materiales “Ing. Luís Silva Rúelas” de la U.M.S.N.H.** que día a día convivieron conmigo durante este periodo.

A mi amigo el **Ing. Irving Dassaev Solórzano de la Mora** por su apoyo en la obtención de muestras y por sus consejos para la realización de esta tesis.

A mis **compañeros de la Maestría en Infraestructura del Transporte en la Rama de la Vías Terrestres de la Facultad de Ingeniería Civil generación 2009-2011** quienes agradezco por sus consejos sinceros que me apoyaron durante toda este periodo, a todos les reconozco su talento y amistad.

Al **Dr. Mario Salazar Amaya**. Coordinador de la Maestría En Infraestructura del Transporte en la Rama de las Vías Terrestres U.M.S.N.H. Por comprensión y apoyo para realización de esta tesis.

A todos mis compañeros y amigos que sin querer omito. **GRACIAS.**





CON DEDICATORIA A:

A mi mamá **MARTHA MIRANDA NEGRETE** a quien no tengo las suficientes palabras para decirle cuanto la admiro y la amo, por su cariño y su grandeza para salir adelante en tiempos difíciles, por saber formar y educar una familia, por enseñarme todos los valores personales que yo tanto le admiro. Por eso y por muchas cosas más te quiero mamita.

A mis hermanos **ANTONIO, ALICIA, HECTOR FERNADO Y JESUS ROMMEL**, donde los mayores nunca se vencieron ante la falta de un padre si no que al contrario sobresalieron con su carácter para enfrentar la vida. Quienes a su corta edad enfrentaron las responsabilidades de cuidar una familia y lo han hecho de la mejor manera. Nosotros los más pequeños les debemos lo que ahora somos y seguiremos sus pasos, los quiero y admiro muchísimo.

A la familia **GUERRERO CISNEROS** en especial a mis suegros **Sergio Guerrero Vega y Francisca Cisneros Andrade** por su apoyo incondicional durante todo este tiempo y por adoptarme como un miembro más de su apreciable familia.

A mi esposa la **LIC. MAGDALENA GUERRERO CISNEROS** quien ha sido la persona más importante en mi vida, quien me apoyó durante toda la carrera y es mi motivo para seguir adelante, a quién tengo una vida para quererla y respetarla, por eso y por todo el cariño que me has dado te lo agradezco mi vida te amo.

LOS QUIERO.





ÍNDICE

OBJETIVO.....	8
RESUMEN.....	9
I.- INTRODUCCIÓN.....	10
II.- FUNDAMENTOS GENERALES DE CORROSIÓN.....	11
II.1.- Generalidades.....	11
II.2.- Bases de la Corrosión.....	11
II.3.- El proceso electroquímico de la corrosión.....	12
II.4.- Pasivación del acero en el concreto; Diagrama de Pourbaix.....	16
II.5.- Corrosión en concreto armado.....	18
III.- TIPOS DE CORROSIÓN.....	20
III.1.- Corrosión localizada.....	21
III.1.1.- Corrosión por picaduras.....	21
III.1.2.- Corrosión en espacios confinados.....	22
III.1.3.- Corrosión bajo tensión.....	23
III.1.4.- Corrosión por corriente de interferencia.....	23
III.2.- Corrosión generalizada.....	23
III.3.- Corrosión galvánica.....	24
IV.- FACTORES QUE AFECTAN Y DESENCADENAN LA CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS.....	25
IV.1.- Dosificación del concreto.....	25
IV.2.- Compacidad y Homogeneidad.....	26
IV.3.- Espesor de recubrimiento del concreto.....	27
IV.4.- Humedad ambiental.....	28
IV.5.- Efecto del oxígeno.....	30
IV.6.- Efecto de la temperatura.....	30





IV.7.- Estado superficial del Acero.....	31
IV.8.- Iones Despasivantes.....	31
IV.9.- Cloruros.....	31
IV.10.- Sulfatos.....	37
IV.11.- Carbonatación.....	38
V.- CONCEPTOS BÁSICOS DE DURABILIDAD.....	40
V.1.- Funcionalidad y Durabilidad.....	40
V.2.- Degradación.....	41
V.3.- Vida Útil.....	41
V.4.- Vida Residual.....	42
V.5.- Estado Límite de Servicio (ELS) y Estado Límite Último (ELU)...	42
V.6.- Probabilidad de Falla.....	43
V.7.- El modelo de Tutti (1982).....	43
VI.- PROCEDIMIENTOS DE INSPECCIÓN.....	45
VI.1.- Inspección preliminar.....	47
VI.1.1 Inspección visual del puente “El Rangel”.....	49
VI.2.- Inspección detallada.....	56
VII.- DESCRIPCIÓN DE MÉTODOS DE ENSAYOS.....	58
VII.1.- Toma de testigos.....	59
VII.2.- Resistividad Eléctrica.....	60
VII.3.- Ultrasonido.....	63
VII.4.- Esclerometría.....	65
VII.5.- Profundidad de Carbonatación.....	68
VII.6.- Concentración de Cloruros.....	70
VII.7.- Resistencia a la Compresión.....	74
VII.8.- Absorción Capilar.....	77
VII.9.- Determinación de la profundidad de la armadura y del diámetro..	81
VII.10.- Medición de Potenciales.....	83
VII.11.- Alternativas de Reparación.....	86





VIII.- DIAGNÓSTICO GENERAL.....	88
VIII.1.- Determinación del tránsito y la clasificación vehicular.....	88
VIII.2.- Determinación de la Corrosividad Atmosférica.....	90
VIII.3.- Resultados.....	93
VIII.3.1.- Inspección visual.....	94
VIII.3.2.- Resistividad Eléctrica.....	99
VIII.3.3.- Ultrasonido.....	100
VIII.3.4.- Esclerometría.....	101
VIII.3.5.- Profundidad de Carbonatación.....	103
VIII.3.6.- Concentración de Cloruros.....	105
VIII.3.7.- Resistencia a la Compresión.....	106
VIII.3.8.- Absorción Capilar.....	107
VIII.3.9.- Medición de Potenciales.....	111
IX.- ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	115
X.- ALTERNATIVAS DE REPARACIÓN.....	128
XI.- DISCUSIONES Y CONCLUSIONES.....	131
XII.- BIBLIOGRAFÍA.....	137





OBJETIVO.

Realizar una Inspección completa que permita evaluar la durabilidad de los materiales y realizar una propuesta de reparación, si esta fuese necesaria; empleando una serie de pruebas en campo que facilite realizar un diagnóstico previo de sus características y obteniendo muestras para analizar detalladamente mediante pruebas de laboratorio las características de durabilidad los materiales del Puente “El Rangel” ubicado en la carretera federal con número de identificación SCT 200, Tramo Playa Azul – Manzanillo en el Km 18+900 en el estado de Michoacán; dicha revisión será basada en los criterios que propone el Manual de inspección, diagnóstico de corrosión de estructuras de hormigón armado de la RED TEMÁTICA XV. B DURAR. CYTED, 2000.





RESUMEN.

Este proyecto evaluará la durabilidad de los materiales en el puente “El Rangel” ubicado en la carretera federal con número de identificación 200, Tramo Playa Azul – Manzanillo en el Km 18+900, a Cargo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes SCT, con unidad administrativa 636 con sede en el Centro SCT Michoacán y subsede Edificio SCT Campamento La Orilla, en Lázaro Cárdenas, Michoacán [1].

El puente se fue construido de concreto reforzado, tiene una antigüedad de 36 años y se encuentra en una atmosfera costera, se le ejecutaron varias pruebas mediante una visita de campo para elaborar una inspección visual y detallada de las condiciones en las que se encuentra el puente y de igual forma se obtuvieron muestras representativas que indiquen las características de durabilidad de los materiales con los que fue diseñado y que permitieron obtener un diagnóstico.

Se siguió para el diagnóstico de la durabilidad de los materiales el criterio de revisión que maneja el Manual de inspección, diagnóstico de corrosión de estructuras de hormigón armado de la RED TEMÁTICA XV. B DURAR. CYTED.

La finalidad de esta tesis consiste en hacer una inspección detallada del puente “El Rangel” con base en los criterios de durabilidad de forma que los resultados del diagnóstico puedan contribuir efectivamente para una adecuada rehabilitación, cuando esta fuese necesaria.

Palabras Clave: Durabilidad; Concreto Reforzado; Atmósfera costera; Inspección; Diagnóstico; Rehabilitación.





I.- INTRODUCCIÓN.

Durante muchos años se pensó que las construcciones diseñadas con concreto armado tendrían una vida útil ilimitada, y los diseñadores y constructores estuvieron principalmente interesados en las características asociadas con la resistencia mecánica de los materiales. A partir de la década de los 80' se empezó a analizar con seriedad el hecho de que muchas construcciones no estuvieran manteniendo la seguridad y utilidad requeridas durante un tiempo suficientemente largo.

El deterioro de las estructuras de concreto reforzado ha sido un tema de gran relevancia para la industria de la construcción en los últimos años. Se calcula un costo de 300,000 millones de dólares por fallas en la infraestructura en los Estados Unidos de América. Así mismo, se estima que de esa cantidad, es posible evitar pérdidas por alrededor de 100,000 millones de dólares tomando medidas de prevención contra la corrosión [2].

En nuestro país tenemos escasa información del tema de la corrosión de estructuras de concreto armado que permita determinar resultados con base en las características de nuestra región, principalmente en ambientes con atmósfera costera, teniendo como parámetro las condiciones climáticas y todos aquellos factores estrechamente relacionados que desencadenan la corrosión de las armaduras.

El análisis se efectuó al puente “El Rangel” ubicado en la carretera federal con número de identificación 200, Tramo Playa Azul – Manzanillo en el Km 18+900, el cual fue ubicado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes como uno de los puentes próximos a someterse a mantenimiento, y que permitía, por sus condiciones geográficas y por su fecha de construcción; una muestra representativa de los materiales con lo que fue diseñado la gran parte de los puentes del tramo carretero Playa Azul – Manzanillo; ya que todas estas estructuras de construyeron en el año de 1975 [1], cuentan con 36 años de construcción, parámetro deseable para determinar las condiciones actuales de corrosión en la armadura, ya que ha transcurrido un porcentaje considerable de su vida de diseño.

La inspección se llevó a cabo mediante una visita al sitio del puente, prácticamente elaborando una ficha de antecedentes de la estructura y una inspección visual, posteriormente se ejecutó el plan de muestreo con mediciones, obtención de muestras o testigos y análisis previo y por último en





el laboratorio se hizo el análisis físico-químico del concreto y el estado de la armadura en términos de corrosión.

Con estos parámetros se pudo obtener un diagnóstico de las condiciones de la estructura, lo que permitió emitir un pronóstico de vida residual del puente.

II.- FUNDAMENTOS GENERALES DE CORROSIÓN.

II.1.- Generalidades.

El concreto otorga al acero una protección de doble naturaleza: por un lado, es una barrera física que lo separa del medio ambiente y por otro, el líquido encerrado en los poros del concreto es un electrolito que puede formar un óxido protector (pasivación) de forma duradera. Esta solución acuosa está constituida principalmente por iones OH^\ominus , a los que se debe la alta alcalinidad. Inicialmente se pensó que en hidróxido de calcio ($\text{pH} = 12.5$) producido durante las reacciones de curado era el componente principal que originaba esta alta alcalinidad; sin embargo, se ha demostrado que el pH de la solución en los poros es de 13 a 14, lo cual es debido a los hidróxidos de sodio y potasio, ya que el ión calcio prácticamente desaparece de la disolución cuando el cemento progresa en su hidratación. La cantidad relativa de cada uno de esos iones depende fundamentalmente de la composición y Características del cemento, del grado de hidratación y de la relación agua/cemento (a/c) [2].

A esta elevada alcalinidad y con el contenido de O_2 normal del ambiente en las estructuras aéreas, el acero se recubre de una capa pasiva de óxidos muy adherentes, compactos e invisibles, que lo preserva indefinidamente de cualquier signo de corrosión, mientras el concreto sea de buena calidad y no cambie sus características físico-químicas por acción del medio exterior. Por otra parte, en ausencia de oxígeno, el refuerzo de acero se oxidaría muy lentamente sin causar problemas de corrosión del mismo, como es el caso de las estructuras sumergidas, donde el hormigón no se encuentra agrietado [2].

II.2.- Bases de la Corrosión.

La corrosión puede definirse como el deterioro de un material metálico de sus propiedades, debido a la acción del medio ambiente que lo rodea [3].

No obstante que otros materiales, además de los metales (madera, plásticos, etc.) pueden corroerse, el término se emplea especialmente al deterioro de





metales. Algunas propiedades de los materiales pueden alterarse debido a la corrosión, lo cual suele ocasionar fallas inesperadas. Estos cambios pueden pasar inadvertidos en exámenes visuales y/o cambios de peso. La causa de que un metal se corroa depende de la cantidad de energía que se le aplica a su mineral base para transformarlo en un metal comercial [3].

La energía en forma de calor que se requiere para extraer los metales de sus compuestos químicos naturales se almacena en el propio metal; por lo que el procedimiento de corrosión es cuando se revierte proceso artificial de metal hasta regresar a su estado natural.

La velocidad de regreso del metal a su estado natural como mineral es directamente proporcional a la cantidad de energía almacenada por él mismo. La cantidad de energía que se requiere y almacena varía de un metal a otro; es relativamente alta en metales como el magnesio, aluminio y hierro; y baja en metales como la plata y el oro; de ahí que la vulnerabilidad a la corrosión es más alta para el magnesio, aluminio y hierro, que para la plata y el oro [3].

El hierro es un buen ejemplo de este ciclo. La fuente más común de hierro es la hematita (óxido de fierro Fe_2O_3). El producto que resulta de la corrosión del hierro es el óxido; el cual tiene la misma composición química que la hematita. La energía que se requiere para convertir el hierro natural al hierro metálico, se revierte cuando el hierro se corroe para formar el mismo compuesto. Lo único que cambia es la velocidad de la liberación de la energía [3].

II.3.- El proceso electroquímico de la corrosión.

La corrosión metálica puede clasificarse en dos grandes categorías: corrosión seca y corrosión húmeda. La seca tiene lugar con la ausencia de una etapa líquida, o abajo del punto de humedad del ambiente. En este caso, el metal reacciona con los vapores de gases naturales, usualmente a altas temperaturas, formando óxidos secos o escamas [3].

En la corrosión húmeda, el metal reacciona con soluciones acuosas. La corrosión por humedad es la causa de la mayor cantidad del deterioro de materiales. Se ha establecido perfectamente que la corrosión húmeda es regularmente una reacción electroquímica. En la Figura II.1 se presentan los elementos que forman la celda electroquímica. La reacción electroquímica se





define como la reacción química que requiere de transferencia de electrones o que requiere de un proceso de oxidación y reducción [3].

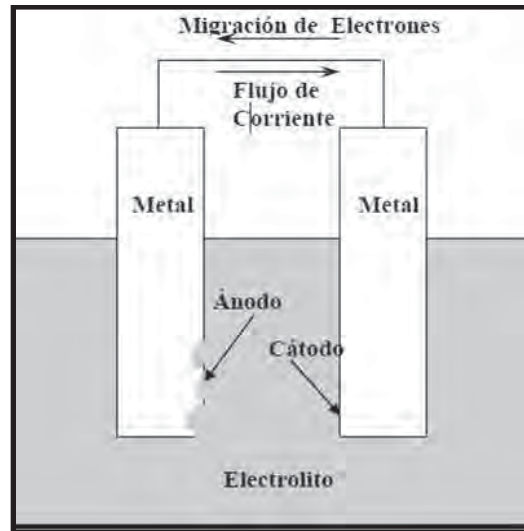


Figura II.1
Celda electroquímica [3].

Como se puede observar la pila galvánica está formada por:

Ánodo.

Una característica de los átomos metálicos es la pérdida o ganancia de electrones en una reacción denominada **oxidación**. Un metal **M** que tiene un a valencia **n** (o **n** electrones de valencia) puede experimentar corrosión según la siguiente reacción [4].



M se convierte en un ion con **n+** cargas positivas al perder sus **n** electrones de valencia se utiliza para simbolizar un electrón.

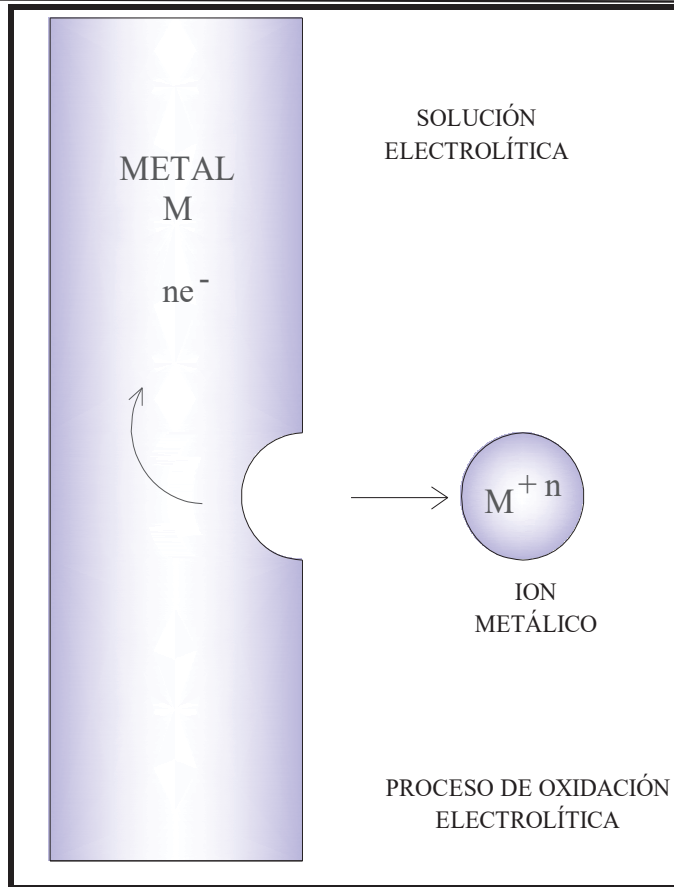


Figura II.2
Proceso de Ionización de un metal [4].

Los elementos constituyentes de la celda electroquímica para el caso del concreto reforzado resultan de una falta de uniformidad en el acero como pueden ser el manejo de diferentes aceros, soldaduras, así como las heterogeneidades en el medio químico o físico (concreto) que rodea al acero.

Si bien la aunque la potencialidad para la corrosión electroquímica puede existir debido a la falta de uniformidad del acero en el concreto; la corrosión normalmente se previene por la formación de una película “pasivante” de óxido de hierro; pero cuando las condiciones de servicio cambian y el concreto se altera o a través de él penetran sustancias agresivas, se produce el rompimiento de esta película y la corrosión de la armaduras se desencadena con una triple consecuencia [2].

- El acero disminuye su sección o incluso se convierte completamente en óxido.
- El concreto puede fisurarse o delaminarse debido a las presiones que ejerce el óxido expansivo al generarse.



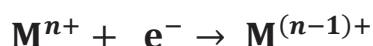


- La adherencia armadura-concreto disminuye o desaparece [2].

En sí la reacción de corrosión está dada por la Ionización de un metal, proceso en el cual un átomo metálico pierde electrones y queda cargado con un exceso de cargas positivas que son iguales a las cargas negativas de los electrones que se perdieron.

Cátodo.

Los electrones generados en cada átomo metálico que se oxida se transfieren a otra especie química en un proceso que se denomina reacción de **reducción** [6].



La reacción electroquímica total consiste en la suma de las semireacciones de oxidación y de reducción [6].

Conductor eléctrico.

El conductor eléctrico (conduce los electrones) que se encuentra uniendo al ánodo y al cátodo. Tal como se muestra en la figura II.1.

Electrolito.

Un electrólito es cualquier sustancia que contiene iones libres, los que se comportan como un medio conductor eléctrico. Debido a que generalmente consisten de iones en solución, los electrólitos también son conocidos como soluciones iónicas.

Potencial electroquímico.

Para que se lleven a cabo las reacciones anódica y catódica es necesario el movimiento de electrones por un hilo conductor. Este desplazamiento es debido a la diferencia de potencial que existe entre ambos metales.

La diferencia de potencial entre los dos electrodos de una celda galvánica proporciona la fuerza motriz que empuja los electrones a través del circuito externo. A esto se le conoce como fuerza electromotriz.

Durante el proceso de corrosión, hay un flujo de electricidad desde ciertas áreas de la superficie del metal a otras áreas, a través de una solución (un electrolito) capaz de conducir electricidad. Los electrolitos conducen la electricidad debido a la presencia de iones, los cuales son átomos o grupos de





átomos cargados positiva o negativamente en una solución. El término ánodo describe la superficie del metal desde la cual la corriente deja el metal para entrar a la solución; y ésta es el área donde la corrosión o disolución del metal se lleva a cabo [3].

El cátodo es la superficie del metal en la que la corriente deja la solución, y regresa al metal; no hay disolución del metal en el cátodo. El circuito se completa a través del metal mismo o afuera de la solución, mediante un conductor que une dos piezas del metal [3].

La oxidación o reacción anódica está marcada por el incremento en la valencia o en la producción de electrones. La disminución de la carga de valencia o el consumo de electrones significa una reducción, o reacción catódica. Las dos reacciones ocurren simultáneamente y a la misma velocidad en la superficie del metal.

La velocidad de oxidación o lo que sería lo mismo la velocidad de reducción que equivale a la producción y reducción de electrones, se puede observar que en algunas reacciones corrosivas se puede producir de manera uniforme o localizada en un área específica.

II.4.- Pasivación del acero en el concreto; Diagrama de Pourbaix.

Se les llama así por su creador Marcel Pourbaix quien los desarrolló para mostrar las condiciones del pH del electrolito y el potencial electroquímico que son favorables para la corrosión de un metal. El estado de energía de un metal en una disolución electrolítica está influenciado por el pH [4].

El diagrama de Pourbaix es un diagrama de equilibrio Potencial/pH, en el que el eje de la abscisas representan los valores de pH de la solución, y el eje de las ordenadas valores del potencial del electrodo. Los dominios de estabilidad de las diferentes sustancias consideradas están limitados por las líneas que representan condiciones de equilibrio para los siguientes tipos de reacción [7].



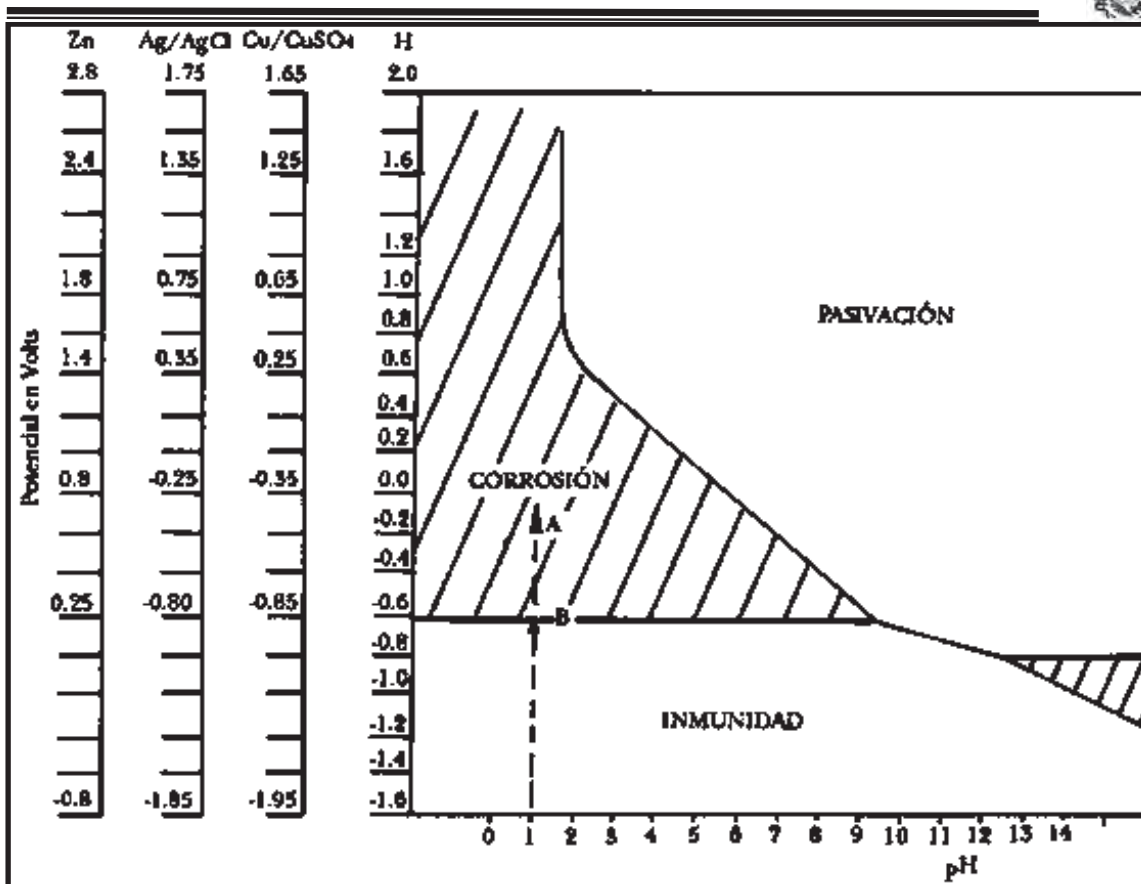


Figura II.3
Diagrama de Pourbaix [7].

Los principales usos de estos diagramas son:

1. Predecir si puede o no ocurrir la corrosión.
2. Estimar la composición de los productos de corrosión formados
3. Predecir cambios ambientales que prevengan la corrosión.

Por lo tanto, los diagramas de Pourbaix establecen para cada metal las condiciones de pH y de potencial en las que el metal se corroe, se pasiva o permanece inmune. El estado definido como pasividad supone que el metal se cubre de una capa de óxidos, transparente, imperceptible y que actúa como barrera impidiendo la posterior oxidación. El metal posee la apariencia de mantenerse inalterado. En cambio el estado de inmunidad supone que el metal no se corroe al no darse las condiciones termodinámicas para ello. El estado en el que se sitúan los metales sometidos a protección catódica [7].



II.5.- Corrosión en concreto armado.

Cuando el acero embebido en concreto se corroe, se consume una capa de la superficie del acero, y se forma una capa de productos de corrosión (óxido, Fe_3O_4 , o hidróxido de hierro, $\text{Fe}(\text{OH})_2$) 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 microgrietas y desprendimientos del concreto. Dichas grietas y/o desprendimientos del recubrimiento de concreto además de ser antiestéticas, pueden disminuir el anclaje del acero, y potencialmente, la resistencia del elemento estructural [3].

En la Figura II.4 se puede observar en detalle, el proceso de corrosión del acero en concreto.



Figura II.4
Representación esquemática del proceso electroquímico de corrosión de las armaduras en el concreto [5].

Las primeras observaciones sobre la corrosión de acero en concreto se hicieron a principios de este siglo, principalmente en ambientes marinos y plantas químicas. Sin embargo, fue hasta la segunda mitad de este siglo cuando el estudio sistemático de la corrosión de los refuerzos metálicos en concreto llegó a ocupar un papel importante en las investigaciones a nivel mundial por la ocurrencia del problema en muchos tipos de estructuras, y por lo elevado de los costos de reparación. La corrosión del acero en concreto se considera como uno de los problemas más importantes para el mantenimiento de la integridad de las obras civiles, puentes, túneles, carreteras y puentes del país [5].



Los elementos del concreto reforzado (varilla, cemento Pórtland, arena, grava y agua) le confieren propiedades excelentes a éste, tales como: resistencia a la compresión y a la tensión. La elevada alcalinidad de concreto (pH entre 12.5 y 13.5) y resistividad eléctrica (en concreto sano de 100,000 Ohm-cm) proporcionan condiciones ideales para alcanzar la pasividad (protección) del acero. La corrosión del acero de refuerzo en concreto no se presenta, a menos que un agente externo al medio (Cl^- , $\text{SO}_4^{=}$, CO_2 , SO_2) modifique el estado pasivo normal de ese medio alcalino [5].

El ión cloruro causa el rompimiento de la condición pasiva normal del acero en concreto, y da como resultado el desarrollo de la corrosión. El umbral de cloruros que puede iniciar corrosión, se ha estimado en una concentración mayor a 0.4% de cloruro con respecto al cemento [2]. Por arriba de esta concentración la película fallará irremediablemente. El ataque de los cloruros en acero embebido en concreto, como un proceso electroquímico donde el agua está presente funcionando ésta como un electrolito y proporcionando oxígeno que se reducirá en el cátodo. El ión cloruro ataca al acero formando FeCl_2 . Y en una reacción secundaria se forma $\text{Fe}(\text{OH})_2$, dejando al ión Cl^- libre para atacar nuevamente [5].

Otra forma de ataque por corrosión a la varilla de refuerzo es el fenómeno que comúnmente se le denomina carbonatación. El CO_2 es un agente presente en la atmósfera; y puede actuar sobre el concreto formando CaCO_3 , que provoca la reducción de la alcalinidad del concreto ($\text{pH} < 12.5$). La parte esencial del proceso la desempeña el CO_2 , por lo que éste recibe el nombre de carbonatación. El dióxido de carbono reacciona con los iones alcalinos que conforman al concreto para producir carbonatos; el pH del medio se ve disminuido y se presenta la corrosión. La característica de este proceso es la aparición de una banda que representa dos zonas con valores de pH diferentes; por lo general, una zona de $\text{pH} < 9$ (zona carbonatada) y otra de $\text{pH} > 12$ (zona alcalina). La existencia de carbonatación en los concretos se determina usando un indicador (fenolftaleína). La difusión del CO_2 (gas) es diferente tanto en agua como en aire; en el agua es 10^4 , más lenta que en aire. Por tanto si los poros están secos, el CO_2 (gas) difundirá rápidamente pero no reaccionará debido a la falta de agua; si están saturados la difusión será muy baja, y se presentará muy poca carbonatación; pero si los poros están parcialmente saturados, la carbonatación ocurrirá fácilmente [5].





III.- TIPOS DE CORROSIÓN.

En el concreto armado, las formas que puede adoptar a corrosión son diversas. Fontana [2], ha clasificado los diferentes tipos de corrosión de acuerdo a la apariencia física del ataque [2].

La corrosión puede adoptar formas diversas, según la localización de las zonas anódicas y catódicas [7].

Básicamente se dividen en dos, de acuerdo a su forma física lo que las separa en corrosión generalizada cuando ocurre en la mayor parte del acero de refuerzo y corrosión localizada cuando ocurre sólo en ciertos puntos del mismo.

Esto se puede apreciar de mejor forma tal como lo describe la siguiente Figura III.1.

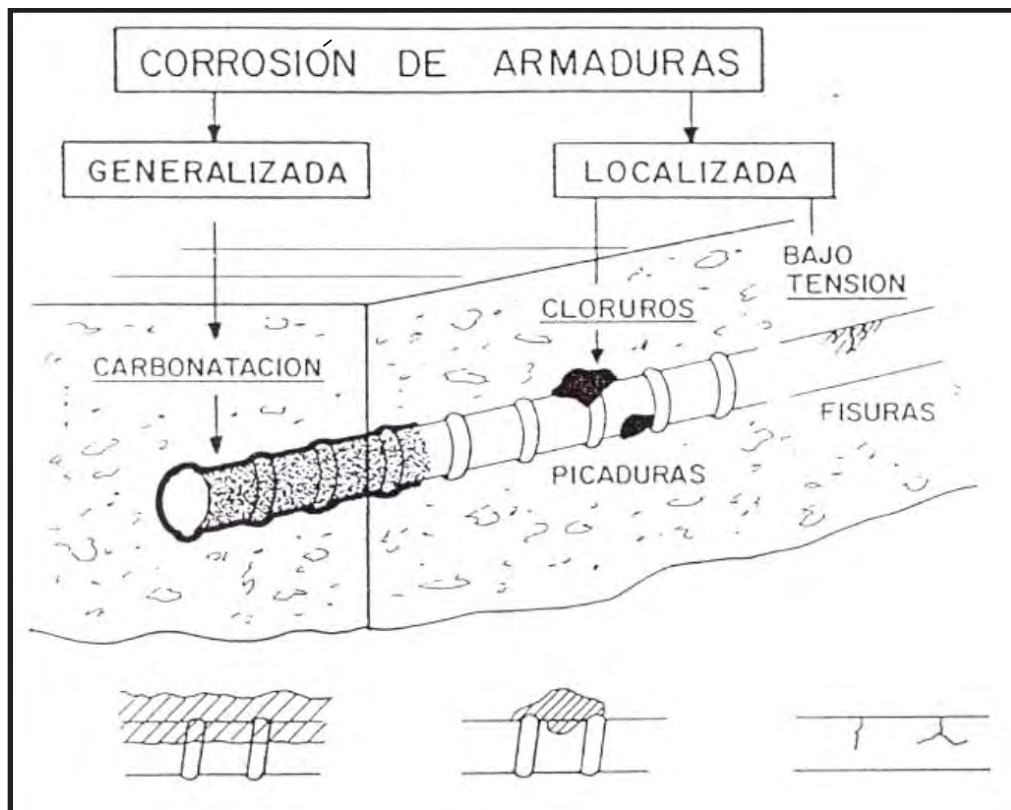


Figura III.1
Representación esquemática de la corrosión en armaduras [7].



III.1.- Corrosión localizada.

III.1.1.- Corrosión por picaduras.

La corrosión por picaduras se forma por la disolución localizada de la película pasiva básicamente resulta del ingreso de iones de cloruro al medio, bien sea por que provienen del medio exterior o por que fueron incorporados en la mezcla de concreto [2].

Esto ayuda a que se forme una celda de corrosión en la cual se encuentran tanto una zona pasiva intacta, que actúa como cátodo, en esta área se reduce el oxígeno y otra zona en la que se ha perdido la película, que actúa como ánodo [8].

Los cloruros reaccionan con el óxido ferroso para formar una solución circundante que provee protección: [9].



Por lo tanto, si los iones de cloruro están presentes en la solución de poro del concreto, estos producirán la corrosión si entran en contacto con la barra refuerzo que contiene óxido ferroso [9]. Como se mostrado en la figura III.2.

El efecto es conocido como corrosión de picadura. Este proceso de corrosión local se lleva a cabo en la última etapa, en el proceso de pasivación, la conversión de la película de óxido de ferroso a óxido férrico, y seguirá cuando el contenido de cloruro sea más alto comparado con el contenido de iones de hidróxido [9].

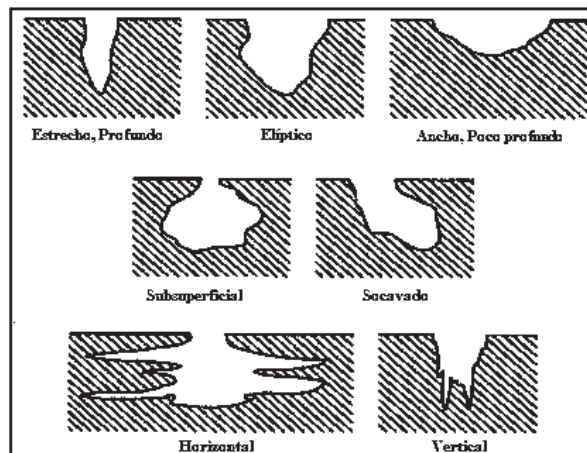


Figura III.2 Representación esquemática de las diferentes formas de corrosión por picaduras [4].



III.1.2.- Corrosión en espacios confinados.

Ocurre cuando sobre la superficie del metal existe un espacio lo suficientemente resguardado que evita el acceso continuo de oxígeno a esa zona.

Otro caso puede ser la corrosión del acero de refuerzo con revestimientos, como por el ejemplo en el caso de uso de epóxicos, cuando la adhesión entre éste y el acero se ha disminuido. Aunado a esto, si hay iones cloruro en el concreto, estos se pueden acumular en el espacio que se forma entre el recubrimiento y el acero. Esto provoca que el pH que se encuentra en esta zona disminuya y contribuya a la aceleración de la corrosión del acero por un proceso autocatalítico, similar al de la corrosión por picadura, todo esto ayuda a perder la adherencia [8].

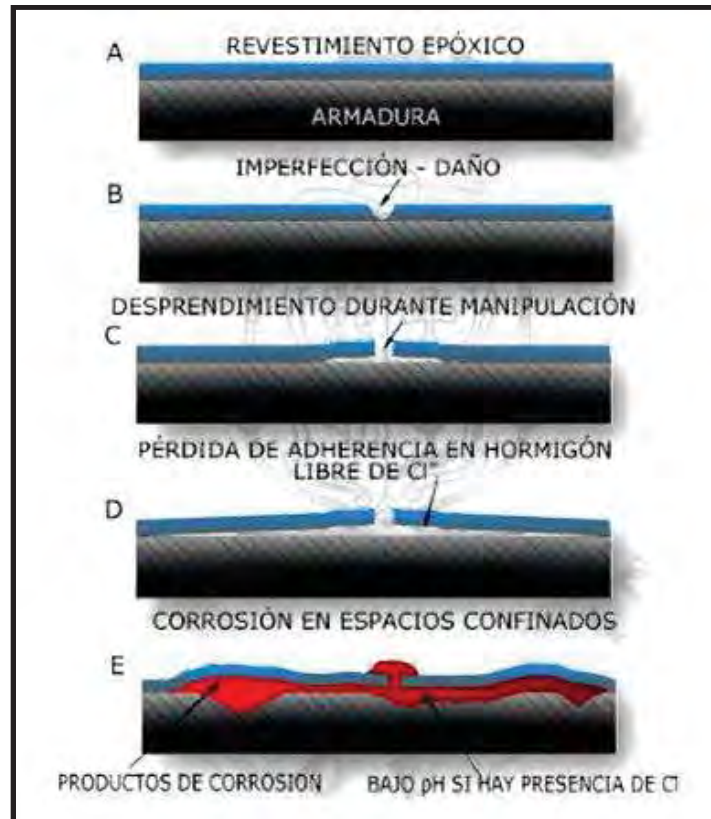


Figura III.3
Representación esquemática de la corrosión por espacios confinados [4].



III.1.3.- Corrosión Bajo Tensión.

Este tipo de corrosión se produce cuando se presentan de manera simultánea dos fenómenos: Los esfuerzos de tracción sobre el acero y un medio agresivo. Esto ocurre generalmente en acero pre o postensado, en donde se utiliza acero de alta resistencia debido a la presencia de hidrógeno atómico a través del metal [4].

En el caso de aceros pretensados la presencia de picaduras por corrosión causada por iones de cloruro, puede inducir a que el acero presente corrosión por tensiones [2].

La única manera de confirmar la corrosión bajo tensión es mediante la observación microscópica en las superficies de fractura [2].

III.1.4.- Corrosión por corriente de interferencia.

Las corrientes de interferencia, llamadas también vagabundas, erráticas o de fuga (términos utilizados en algunos países), pueden ser definidas como las corrientes que fluyen por una estructura y que no forman parte del circuito o celda electroquímica específica. Para que ocurra esta corrosión debe existir un intercambio de corrientes entre una estructura metálica y un medio electrolítico. La corriente continua es la que tiene el efecto más pronunciado sobre la corrosión, ya que esta fluye continuamente en un solo sentido. Por el contrario la corriente alterna, que invierte su dirección alrededor de una centena de veces por segundo, puede causar un efecto mucho menos pronunciado [2].

Es importante mencionar que si el acero se encuentra pasivado en un concreto no contaminado por cloruros, esta corriente de interferencia no producirá la corrosión del refuerzo, ya que lo podría mantener pasivo o llevar a la zona de inmunidad; por el contrario si el concreto contiene cloruros, la corrosión del refuerzo se vería acelerada drásticamente por el efecto de estas corrientes [2].

III.2.- Corrosión Generalizada.

Este tipo de corrosión se produce gracias a la carbonatación del concreto y/o a la presencia de iones cloruro, ya que lo que ocasionan es una pérdida general de la capa pasiva que cubre el acero. Pero estas causas no son las únicas que la podrían producir, también se puede dar la lixiviación del concreto que a su vez





se produce por la percolación y/o lavado por aguas puras o ligeramente ácidas [2].

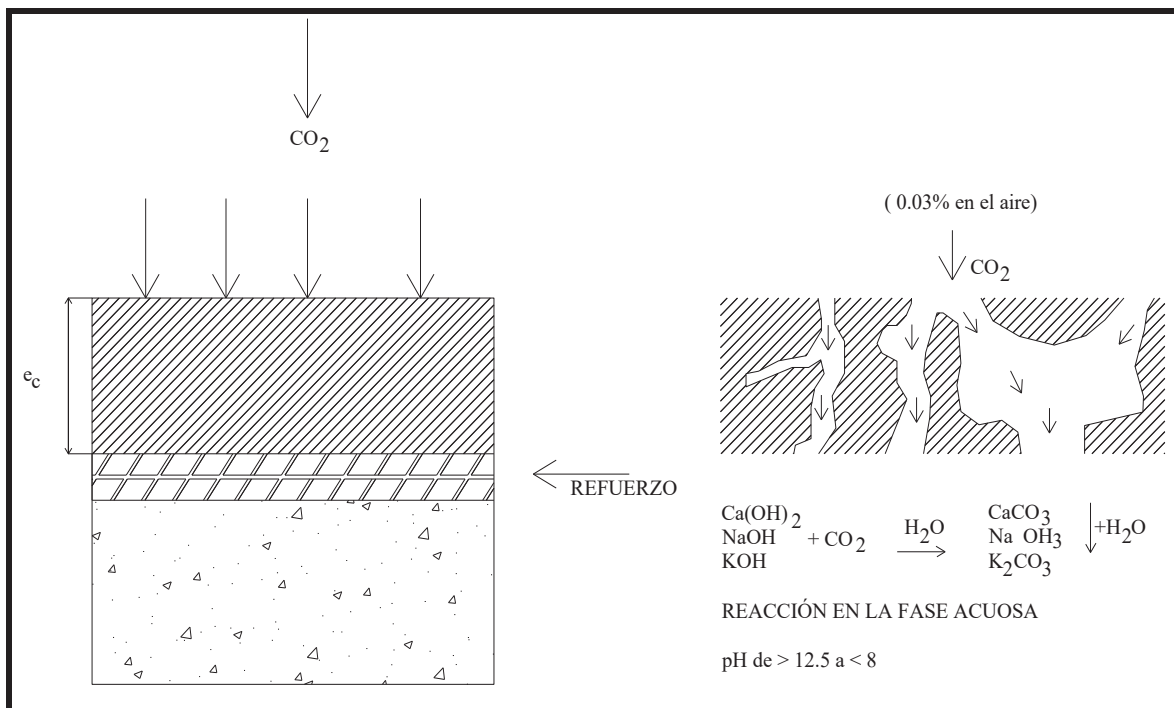


Figura III.4
Mecanismo de corrosión uniforme (Carbonatación de la Armadura en Concreto) [2].

III.3.- Corrosión Galvánica.

Este tipo de corrosión se da cuando existen dos tipos de metales en el medio electrolítico. En lo que respecta al acero embebido en el concreto, este proceso se da cuando en alguna zona se dañe o no se forme la capa pasiva que rodea al acero. Esta zona actuará como un ánodo frente al resto del material, donde permanece la pasivación, el cual actuará como cátodo. Otra forma en la que se podría dar este proceso es cuando el refuerzo se encuentra en contacto con otros conductores más nobles. Podemos decir que en general, esto se asocia al funcionamiento de una macrocelda. Como ejemplo podemos decir que un caso típico es cuando las armaduras exteriores se corroen cuando los cloruros ingresan en ellas, mientras que las armaduras interiores permanecen pasivas [2].



IV.- FACTORES QUE AFECTAN Y DESENCADENAN LA CORROSIÓN DE LAS ARMADURAS.

Se define como los agentes o circunstancias que intervienen en la desprotección o en su caso despasivación del acero en el concreto, como se mencionó anteriormente la corrosión sólo se provoca si las condiciones de pH bajan hasta valores ácidos (<8), por lo que todo aquello que dé lugar a una neutralización del medio alcalino propio del concreto provocará daño.

Existen varios factores que afectan, desencadenan o producen ambos efectos, como podemos destacar: la dosificación, la compactación y la homogeneidad del hormigón, así como el espesor de recubrimiento del concreto, el estado superficial de la armadura y la humedad ambiental son los factores que afectan este proceso. Por otra parte los factores desencadenantes que con más frecuencia dan lugar a la corrosión de la armadura son: presencia de cangrejas en contacto con la armadura, altas tensiones mecánicas en el acero (creación de resquicios en fisuras), corrientes erráticas o de interferencia, contacto galvánico entre dos metales, iones despasivantes (Cl^- ; SO_4^{2-} , etc.), CO_2 atmosférico o cualquier líquido que neutralice la alcalinidad, lixiviación por aguas blandas y las fisuras, presentando estos últimos, ambos efectos [2].

IV.1.- Dosificación del Concreto.

El concreto debe ser sólido, homogéneo, compacto, resistente y con poca porosidad, que garantice, además de sus significativas prestaciones mecánicas, la protección de la armadura de acero de la estructura a las acciones agresivas de los agentes externos [10].

La dosificación del concreto es un factor que influye de forma significativa en su comportamiento futuro como elemento protector del acero de refuerzo [10].

El concreto que envuelve las barras de acero de una armadura debe cumplir una doble función protectora: primero, como barrera física que se opone a la penetración de los agentes agresivos externos, y segundo, creando una capa que mantiene pasiva la corrosión sobre el acero (en virtud de su alcalinidad) que lo protege durante un tiempo indefinido. Teniendo en consideración estas dos funciones del concreto de recubrimiento del acero, es determinante dosificarlo por métodos que proporcionen su máxima compactación, lo que significa garantizar su mínima porosidad [10].





La porosidad de la mezcla del concreto la aporta fundamentalmente la pasta de cemento endurecida y es a través de ella que el agua ejerce su función de transferencia de los elementos agresivos externos, razón por la cual la relación agua-cemento, el grado de hidratación y la cantidad de pasta son factores determinantes en la cantidad y tipos de poros en el hormigón [10].

Los conocimientos científicos actuales, avalados por la práctica de producción, recomiendan para el diseño de las mezclas de concreto tomar en consideración los siguientes factores que garantizan su máximo grado de compactación y, por ende, su durabilidad [10]:

- a) La dosificación de la mezcla para garantizar el menor volumen de vacíos [10].
- b) La relación agua-cemento y su influencia sobre la consistencia y las propiedades finales del concreto en estado fresco [10].
- c) El efecto de los aditivos sobre la relación agua-cemento y las propiedades del concreto [10].
- d) La influencia del grado de hidratación del cemento en la cantidad de poros del concreto endurecido [10].
- e) La influencia de la “característica” de los materiales pétreos que se empleen en la calidad final del concreto [10].
- f) La acción positiva de ciertas adiciones activas al cemento [2].

IV.2.- Compacidad y Homogeneidad.

La compacidad del concreto es la propiedad más importante a los efectos de su resistencia a la penetración de los agentes agresivos externos. Ella es inversamente proporcional a la porosidad y mientras más alta sea la primera, es mayor el grado de protección del acero de la armadura contra los ataques de los iones malignos [10].

Está expresada por la cantidad de materia sólida que está contenida en una unidad cúbica o es la relación entre el volumen sólido y el volumen aparente total. Se mide como la relación entre la suma de los volúmenes absolutos de materias sólidas (grava, arena y pasta de cemento endurecida) contenidas en





un metro cúbico de cemento, referido al volumen aparente del mismo. Por tal, la compactación puede afectarse por un mezclado insuficiente y un mal transporte que influyen sobre la homogeneidad del concreto y propician la segregación de los materiales. De igual manera, la segregación puede producirse por un procedimiento deficiente en la colocación del concreto y/o inadecuado proceso de compactación [10].

Las mezclas muy compactadas son usadas en ambientes agresivos por la alta protección que brinda a la armadura (baja porosidad y alta alcalinidad). Sin embargo, un curado deficiente de estas mezclas impide la hidratación total del cemento induciendo esto a un déficit de formación de gel que se manifestará en un incremento de la porosidad y, por lo tanto, a una disminución de la compactación [10].

Por otra parte, la homogeneidad del concreto es la cualidad por la cual los distintos componentes del mismo aparecen igualmente distribuidos en toda su masa, de manera tal que dos muestras tomadas de distintos lugares de la estructura fabricada con el mismo concreto, resulten prácticamente iguales. El concreto, por su origen, es un material heterogéneo y se puede lograr su homogeneidad mediante un adecuado proceso tecnológico de producción, transporte, colocación, compactación y curado; de tal forma que un concreto que tenga una adecuada compactación y homogeneidad garantizaría la protección de la armadura en el ambiente específico para el cual fue diseñada la mezcla. En la práctica, para obtener esto se debe cumplir con una serie de actividades secuenciales, las cuales se encuentran íntimamente ligadas entre sí. Estas actividades son: buena selección y manejo de los materiales, buena operación de mezclado y buena calidad en la ejecución de los procedimientos de transporte, colocación, compactación, curado y donde sea aplicable, una cuidadosa operación de desmonte [10].

IV.3.- Espesor de recubrimiento del Concreto.

El grado de protección que el concreto puede impartir a las barras de acero de la estructura de concreto armado, no está necesariamente en función del espesor de la capa de concreto, sino de su impermeabilidad a la humedad [2].

En muchos casos esta mezcla de concreto no cumple con sus funciones específicas por que suele ser menos compacta y más porosa que el resto del volumen que constituye el elemento. Este fenómeno puede producirse por varias causas, siendo la más importante una mala compactación del concreto [2].





El espesor de recubrimiento debe estar dado por el ambiente para el cual va estar expuesto. Existen normas internacionales en las que se especifican los espesores adecuados de acuerdo con la agresividad ambiental. Figura IV.1 [2].

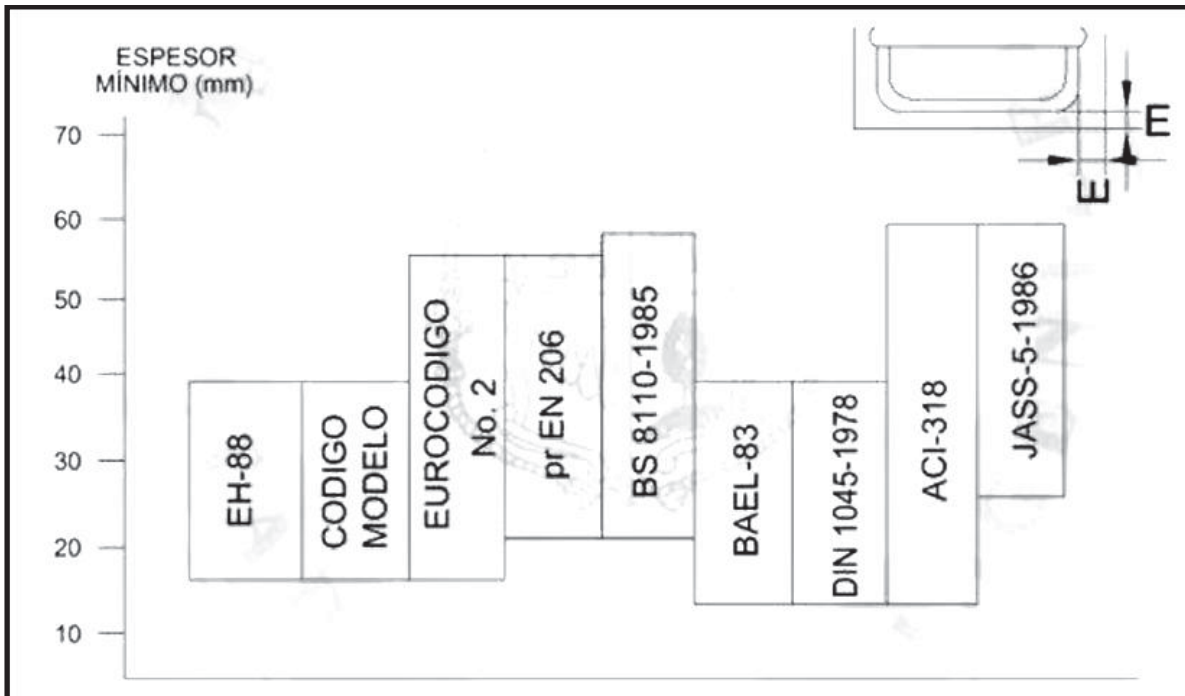


Figura IV.1
Valores de espesor de recubrimiento de armaduras contemplados en diferentes normas internacionales [2].

Sin embargo, se recomienda que este espesor sea el mínimo indispensable, ya que por ser una zona desprovista de armadura, pudiera verse afectada por fisuración, particularmente si el elemento está sometido a esfuerzos de tracción. Por tal motivo, las normas recomiendan que en ambientes agresivos debe utilizarse una mezcla de calidad con alto contenido de cemento y baja relación de a/c, garantizando así que espesores de 2 a 3" (5.0 -7.5cm) permitan alta durabilidad de la estructura [2].

IV.4.- Humedad Ambiental.

La presencia del agua es imprescindible para la corrosión en medios neutros y alcalinos pues interviene en el proceso catódico de reducción de oxígeno [2].

El "agua" en los poros nunca es pura, contiene iones disueltos derivados del cemento. Usualmente se habla acerca de "una solución de poro", después de



varios días de hidratación. La solución de poro en la mayoría de los concretos contiene iones alcalinos e hidróxidos en una alta concentración relativa, junto con pequeñas concentraciones de iones de calcio y sulfato. Los iones alcalinos son potasio y sodio; principalmente en la mayoría de los cementos modernos [4].

El contenido del agua de los poros es función, en situaciones de no inmersión o no saturación, de la humedad relativa (HR) del ambiente [2].

A título de ejemplo se muestran en las figuras IV.2 y IV.3 Distintas interpretaciones de influencia que la humedad contenida en los poros del concreto [2].

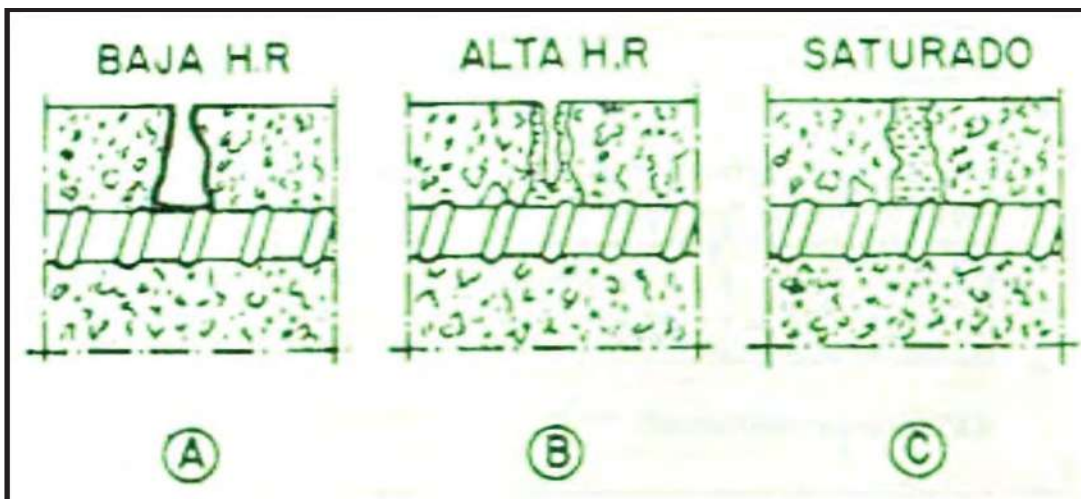


Figura IV.2 Efecto del contenido de Humedad en los poros del concreto, en la corrosión de la armadura [2].

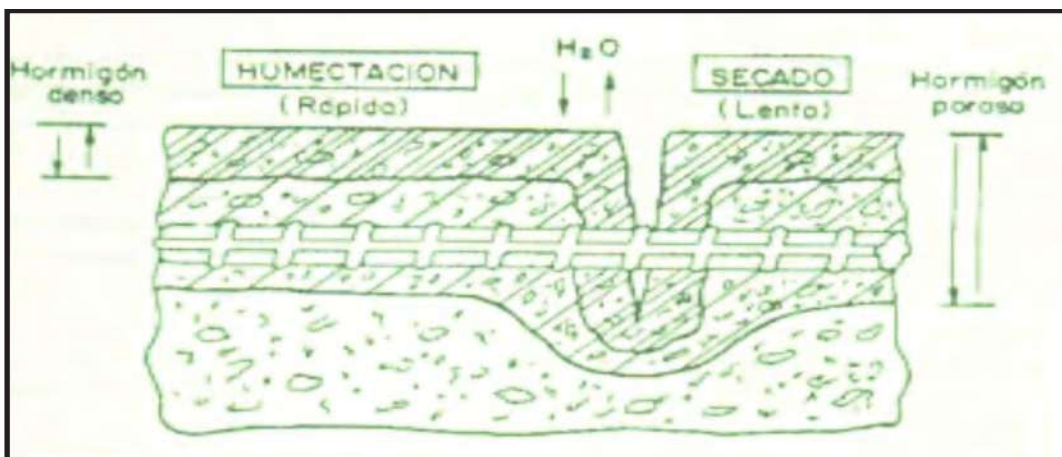


Figura IV.3 Influencia de la humedad relativa sobre la capacidad de respiración del concreto [2].



IV.5.- Efecto del oxígeno.

No es posible que el proceso de corrosión se desarrolle sin que llegue una mínima cantidad de oxígeno hasta la armadura, es decir, es necesaria una cierta “aireación” de las mismas [2].

Un factor importante que controla la velocidad de corrosión es la disponibilidad de oxígeno disuelto. El oxígeno es consumido en la reacción de catódica y, si su suministro en la solución alrededor de las áreas de catódicas del metal no es constante, las reacciones de corrosión pueden disminuir [9].

Durante muchos años se consideró que el acceso de flujo de oxígeno es el factor determinante de la velocidad de corrosión. Se piensa a menudo que el espesor del recubrimiento influye mucho en el acceso de oxígeno y se han realizado múltiples trabajos para medir la permeabilidad del concreto al oxígeno, al aire o a los gases. Pero el estado actual del conocimiento descarta esta hipótesis, por lo que no son válidas las extrapolaciones al fenómeno de corrosión de las armaduras de los ensayos de permeabilidad del concreto, cuando se utiliza la presión mecánica como fuerza impulsora de gases [2].

Si el flujo de oxígeno fuera el factor determinante de la velocidad de corrosión, sin duda esta debería ser mayor en un concreto seco (Figura IV.2 caso A), conservando por ejemplo en una atmósfera de 50% de H.R. que en un concreto húmedo donde el flujo de oxígeno es menor, ya que este tiene que disolverse previamente en el agua contenida en los mismos. Sin embargo, la evidencia experimental muestra claramente que la velocidad de corrosión es máxima cuando los poros tienen suficiente agua, sin llegar a saturarse (caso B Figura IV.2), como para facilitar los procesos de corrosión [2].

Cuando el concreto tiene los poros completamente saturados de agua (caso C Figura IV.2), el oxígeno se tiene que disolver en ella antes de alcanzar las cercanías de la armadura, en este caso el factor de oxígeno es controlante, ya que la cantidad que fluye es muy limitada [2].

IV.6.- Efecto de la Temperatura.

La temperatura juega un doble papel en los procesos de deterioro. Por un lado su incremento promueve la movilidad de las moléculas facilitando el transporte de sustancias; por otro, su disminución puede dar lugar a





condensaciones que pueden producir incrementos locales importantes del contenido de humedad del material. Además, La cantidad absoluta de vapor de agua en la atmósfera varía con la temperatura. Existe un efecto opuesto entre humedad y temperatura, ya que al aumentar esta última se evapora humedad y cuando desciende, condensa el agua líquida en los capilares [2].

IV.7.- Estado superficial del Acero.

Siendo la superficie del acero la primera interface con el medio, es lógico pensar que su estado superficial afectarán las reacciones que tendrán lugar en contacto con él. El acero en cuya superficie posee la cubierta de óxidos provenientes del proceso conformado (“mil scale”) se presenta menos reactivo que aquel cuya superficie está libre de dicha capa. No obstante, la presencia de productos, de oxidación producidos por la corrosión atmosférica no necesariamente muestran igual comportamiento, siendo incluso altamente probable que de estar contaminados con agentes agresivos como el ion cloruro, se propicie la corrosión [2].

IV.8.- Iones Despasivantes.

Los iones despasivantes provocan una corrosión localizada (generalmente la corrosión por picaduras), mientras que la reducción de alcalinidad del concreto permite una corrosión generalizada [4].

De los iones despasivantes, son los cloruros los que más afectan directamente la pasivación del refuerzo. Los iones sulfato intervienen en la degradación del concreto, lo cual puede permitir que la armadura se exponga al medio produciéndose así su corrosión [2].

IV.9.- Cloruros.

La corrosión inducida por cloruro se presenta en nuestro país en estructuras expuestas al medio marino. Los iones de cloruro están presentes en el agua de mar, pero es posible que también los desplace el viento de la brisa marina a la zona costera y los deposite en estructuras de concreto cercanas a la línea del mar.

Los iones de cloruro pueden estar presentes en tres formas: enlazados, absorbidos y disueltos en el agua que se conserva dentro de los poros [11].



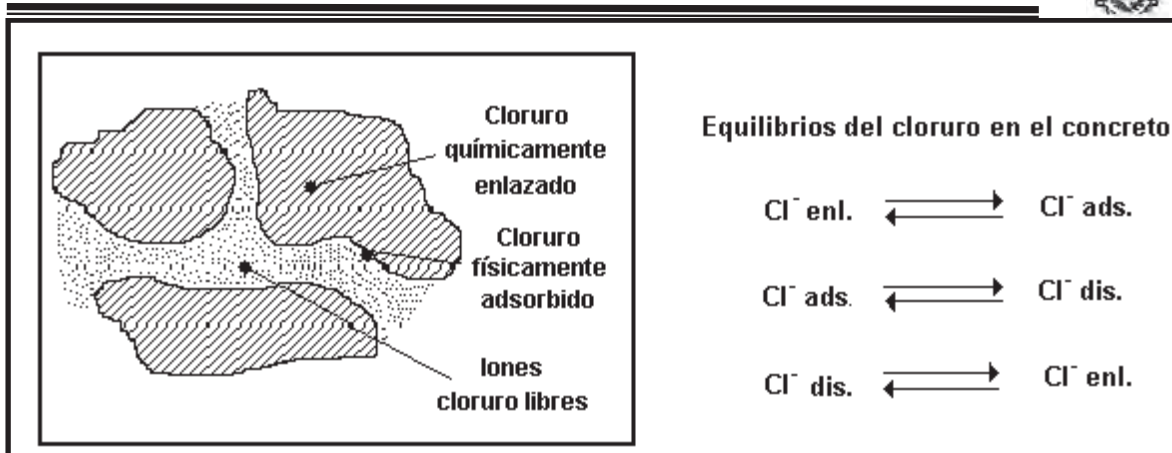


Figura IV.4
Equilibrios del ion cloruro en el concreto [11].

Los iones cloruro que son dañinos para el acero de refuerzo son los que se hallan disueltos o libres, pero debido a los equilibrios que se presentan es posible que los que están adsorbidos se incorporen a la disolución y se tornen peligrosos [11].

Cuando se utiliza agua de amasado con cloruros, cierta cantidad reacciona con los compuestos hidratados del concreto para formar las sales de Friedel, otra cantidad se adsorbe en la superficie de las paredes de los poros y sólo una parte queda disuelta. Esta distribución depende del tipo y la cantidad de cemento con que se dosifique al concreto [11].

En el caso de una fuente externa de iones cloruro, el acceso es a través de los poros del concreto. Al avanzar al interior una cantidad reacciona, otra se adsorbe y otra fracción queda disuelta. El medio de exposición es determinante para el ingreso de los iones cloruro [11].

En una estructura sumergida en agua de mar, el mecanismo lo determina la diferencia de concentración entre el exterior y el interior del concreto, es decir, se favorece un proceso difusivo. En obras que se hallan a la intemperie, durante el día, 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 ion es por succión capilar, o sea cuando que la humedad relativa permite la formación de una película superficial de agua (punto de rocío) que es succionada por los poros capilares para llenarse nuevamente. En la succión, la sal que se depositó durante el día es arrastrada por el agua condensada y penetra al interior del concreto. Una combinación de las dos formas de ingreso



de cloruro se observa en la zona de variación de marea, en la que los poros eliminan agua durante marea baja y se saturan en marea alta [11].

En el caso de los cloruros que pudieran ser adicionados durante el amasado del hormigón, los códigos de fabricación y de cálculo de estructuras de hormigón de todos los países limitan su contenido en proporciones variables, tal como se muestra en la Tabla No. IV.1.

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

Tabla IV.1
Valor crítico de cloruros en concretos reforzados [11].

Las divergencias en las cantidades máximas de cloruros admitidas por los distintos códigos aparecen debido a la inexistencia de un límite único de aplicación general. Ello se produce tanto por las diferencias de características de los cementos (su contenido en álcalis y velocidad de hidratación), como por los distintos tipos de acero utilizados (composición química, rugosidad superficial y estado de conservación), así como por las distintas materias potencialmente suministradoras de los cloruros [11].

En relación a este límite máximo de cloruros es importante mencionar que parte de ellos se puede combinar con las fases alumínicas y ferríticas de los cementos, por lo que los más peligrosos son los que quedan sin combinar o “libres”. La proporción cloruros entre libres y cloruros combinados no es constante, ya que está influida por la finura del cemento, su contenido en yeso, la temperatura durante el fraguado y la humedad de los poros del concreto [11].





En cuanto a los cloruros que penetran desde el exterior es necesario diferenciar el caso de ambientes marinos de aquellos donde se hace uso de las sales de deshielo, ya que sus proporciones relativas en el exterior del concreto pueden ser muy diferentes. Así, mientras el agua o ambiente marino contiene una cierta proporción constante de cloruros, en el caso de las sales de deshielo, su proporción exterior será proporcional a la cantidad de sales que se emplean al año debido a la frecuencia y duración de las heladas [11].

Tres son los aspectos relevantes a tener en cuenta en el caso de los cloruros que penetran desde el exterior [11]:

- El tiempo que tardan en llegar hasta la armadura.
- La proporción que induce la despasivación.
- La velocidad de corrosión que provocan una vez desencadenada la Corrosión [11].

En cuanto al tiempo que tardan los cloruros en llegar a la armadura en una estructura ya construida, lo importante es averiguar a qué profundidad han penetrado en el momento de hacer la inspección, ya que el recubrimiento de concreto debe ser superior a la profundidad que sean capaces de alcanzar estos iones en el tiempo previsto de vida útil de la estructura [11].

La velocidad de avance de los cloruros es, en general, una función de la raíz cuadrada del tiempo:

Ya que, en general, tanto los procesos de difusión pura, como los de absorción capilar, siguen una ley potencial [11].

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

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

t = tiempo.

K_{Cl^-} = constante dependiente del hormigón y del medio [11].

El cálculo riguroso de X es complejo debido a la multitud de parámetros que influyen (porosidad del concreto, tipo de cemento, nivel de contaminación exterior, contenido en humedad del concreto, etc). Una de las expresiones matemáticas que más se emplea para efectuar la predicción de la velocidad de penetración, o para ser ajustada a los perfiles de concentración de cloruros





encontrados en las estructuras reales (Figura No.IV.5), es la solución a la segunda ley de Fick [11]:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

Que se conoce como la “ecuación de la función de error”:

$$C_x = C_s (1 - erf) \frac{X_{c1}}{2\sqrt{D_{ap}t}}$$

- C_x = concentración a la distancia
- C_s = concentración superficial
- X_{c1} = profundidad alcanzada
- D_{ap} = coeficiente aparente de difusión
- t = tiempo [11].

Esta ecuación, aunque se utiliza muy ampliamente, es igualmente reconocida como de limitado uso con fines de predicción, dado el comportamiento no rigurosamente “de Fick” que presenta la penetración de cloruros en el concreto [11].

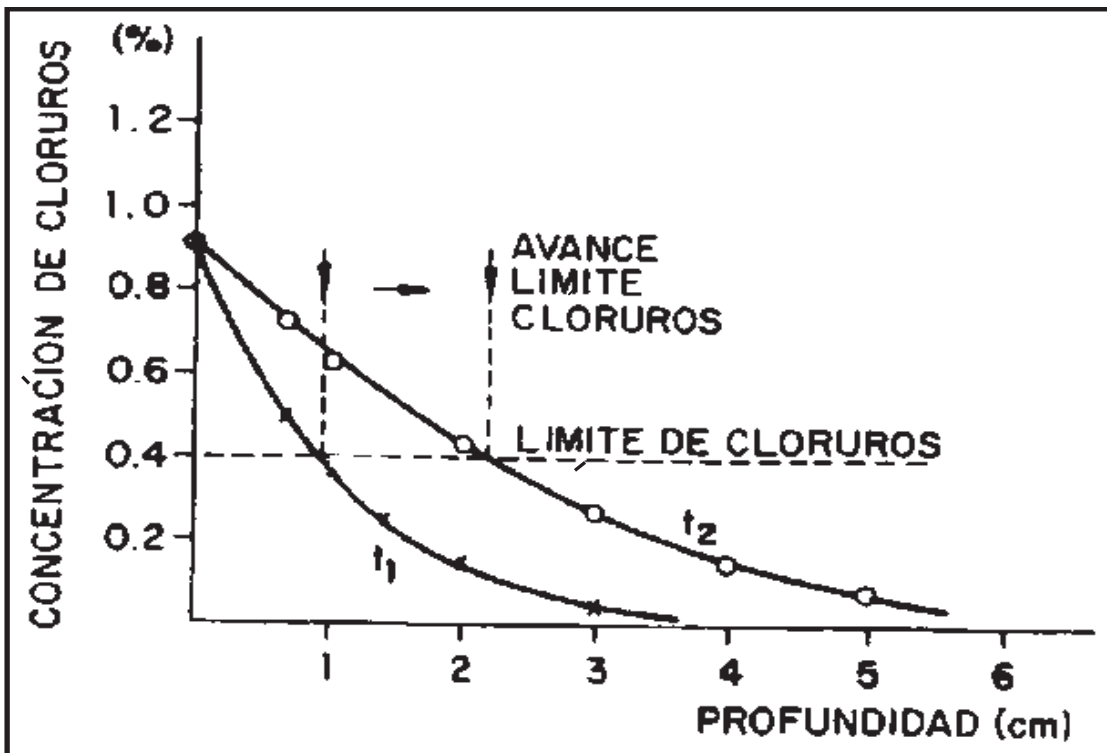


Figura IV.5
Perfil de Concentración de Cloruros en el Concreto [11].





Con fines prácticos – incluyendo el caso de las sales de deshielo – parece mucho más apropiado el uso de la simple ley de la raíz cuadrada ya que engloba de forma aproximada todos los mecanismos posibles.

Así, se puede deducir en la Figura No. IV.6 que es necesario una constante KC_1 entre 3 y 4 mm/año, si se quiere asegurar que los cloruros no lleguen a más de 3-4 cm de profundidad en un periodo máximo de 75 años [11].

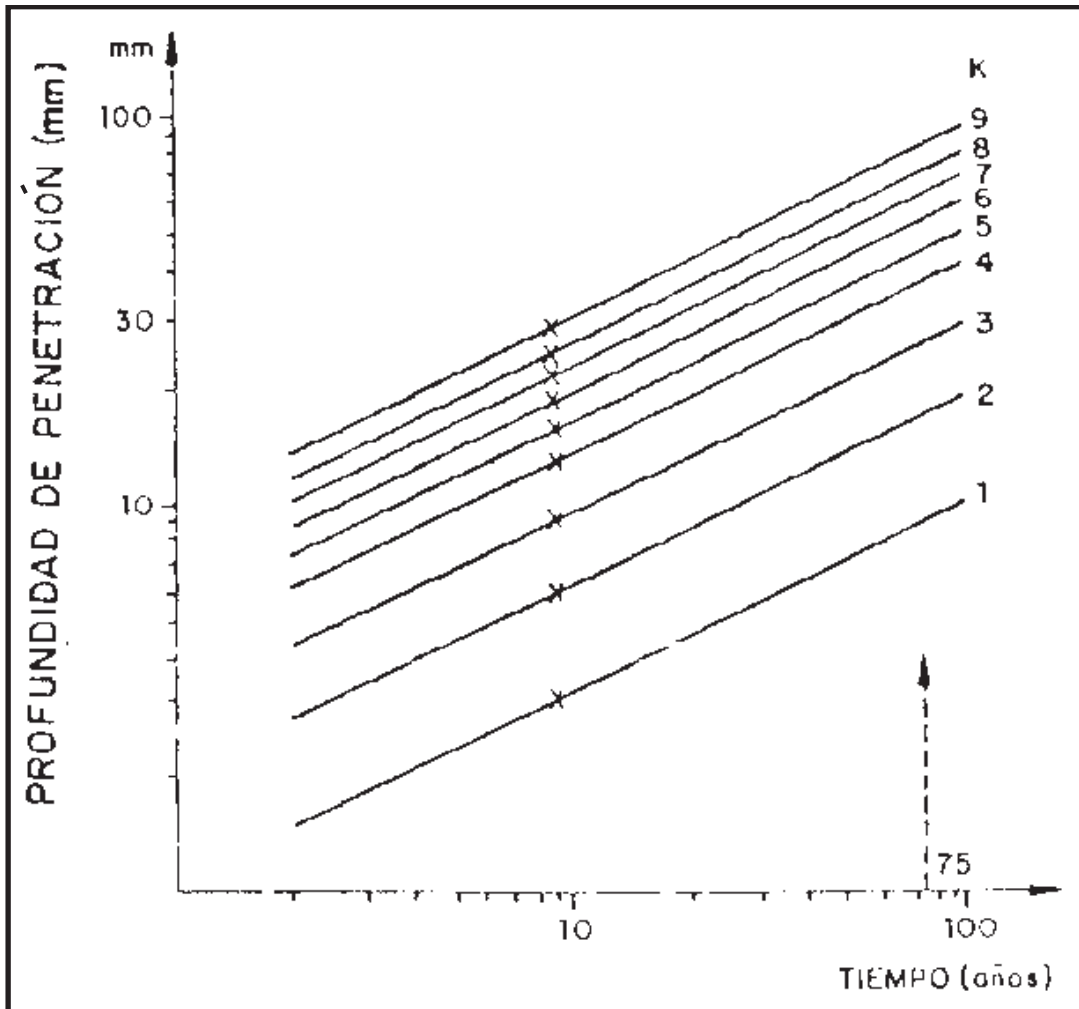


Figura IV.6
Representación doble logarítmica de la ley de la raíz cuadrada del tiempo: el valor de K se manifiesta en líneas paralelas de pendiente 0.5. [11].

En cuanto al límite para la despasivación, puede ser lógicamente diferente en el concreto endurecido que en el fresco, aunque los códigos no abordan este problema y se considera el mismo límite para las dos circunstancias. Sin embargo, se ha detectado que muchos concretos soportan cantidades muy superiores a este límite sin que las armaduras muestren signo alguno de



corrosión. Ello es debido a la influencia de factores como el potencial eléctrico de la armadura (que refleja el contenido en oxígeno entre otras circunstancias) y el pH de la solución de los poros (relación Cl-/OH-) [11].

Todo ello lleva a la tendencia futura de delimitar una proporción de cloruros que supongan un riesgo estadístico de corrosión de la armadura, en lugar de fijar un valor único para este límite [11].

IV.10.- Sulfatos.

El ion sulfato (SO_4^{-2}) puede estar presente en las aguas residuales industriales en forma de solución diluida de ácido sulfúrico; en las aguas del subsuelo, pocas veces aparece el sulfato en forma iónica, siendo mucho más frecuentes sus sales, es decir, los sulfatos. El contenido de sulfatos, por tanto, será expresado como concentración del anión SO_4^{-2} en mg/L. Antes se acostumbraba enjuiciar el riesgo de degradación basándose en el contenido de SO_3^{-2} de los terrenos o de las aguas [2].

El ion sulfato forma sales. Los sulfatos perjudiciales para el concreto se encuentran preferentemente en los terrenos arcillosos o en capas freáticas. De estas sales las más importantes son las siguientes: los sulfatos más peligrosos para el cemento Portland son los amónicos, cálcicos, magnésicos y sódicos; los sulfatos potásico, cúprico y alumínico son menos peligrosos, mientras que los sulfatos bóricos y el de plomo son insolubles y, por lo tanto, inofensivos para el concreto [2].

La presencia de sulfatos en un agua que está en contacto con una pasta endurecida de cemento, puede incrementar considerablemente la solubilidad de los componentes de dicha pasta y causar, por una parte el desarrollo de la degradación del concreto por lixiviación. De otro lado, la presencia de sulfatos puede ocasionar una reacción de cambio de base, en el curso de la cual el catión del sulfato será sustituido por Ca^{+2} , originándose la degradación del concreto por reacción de cambio iónico. En ciertas circunstancias puede ocurrir, sin embargo, que la presencia de los sulfatos dé lugar a una degradación por expansión debido a la formación de otros componentes estables en la masa endurecida del cemento [2].

Una de las causas de la nocividad de los sulfatos es el yeso que se forma al reaccionar el anión sulfato del agua con el Ca(OH)_2 liberado por el cemento, el cual se deposita en los poros del concreto en donde se cristaliza con absorción de dos moléculas de agua. Este proceso de reacción química y





cristalización, que es acompañado de un incremento de volumen, ejerce una acción expansiva en los poros del concreto (especialmente en los de las capas superficiales) y termina por lograr su desmoronamiento. Se ha indicado que este aumento de volumen es del 17.7%. Si existen además iones Mg^{++} , la formación de hidróxido magnésico produce un aumento de volumen del 19.6% aproximadamente [2].

La degradación producida por los sulfatos es causada en su mayor parte por el contenido de de aluminato tricálcico del cemento. El C_3A reacciona con el yeso formado por el ion sulfato y el $Ca(OH)^2$, o con el yeso contenido en el agua selenitosa original, formándose un sulfo-aluminato cálcico hidratado de gran complejidad y poco soluble. Este compuesto cristaliza absorbiendo 31 moléculas de agua y creando fuertes presiones internas, a causa de su fuerte aumento de volumen. Dicha sal compleja es llamada de Michaelis-Candlot-Deval, existente en la Naturaleza y llamada etringita.

Los cristales aciculares (bacilos del cemento) formados con absorción de agua de cristalización aumentan de volumen, de tal forma que el concreto se desmorona debido a la fuerte expansión desarrollada [2].

IV.11.- Carbonatación.

El pH del concreto puede cambiar por el ingreso de diversas sustancias desde el medio ambiente. Estas sustancias son principalmente el CO_2 que se encuentra de manera natural en el aire y el SO_3 que se produce de la combustión de combustibles fósiles. De estos, el CO_2 en el aire es de mayor importancia, de ahí el nombre de carbonatación [2].

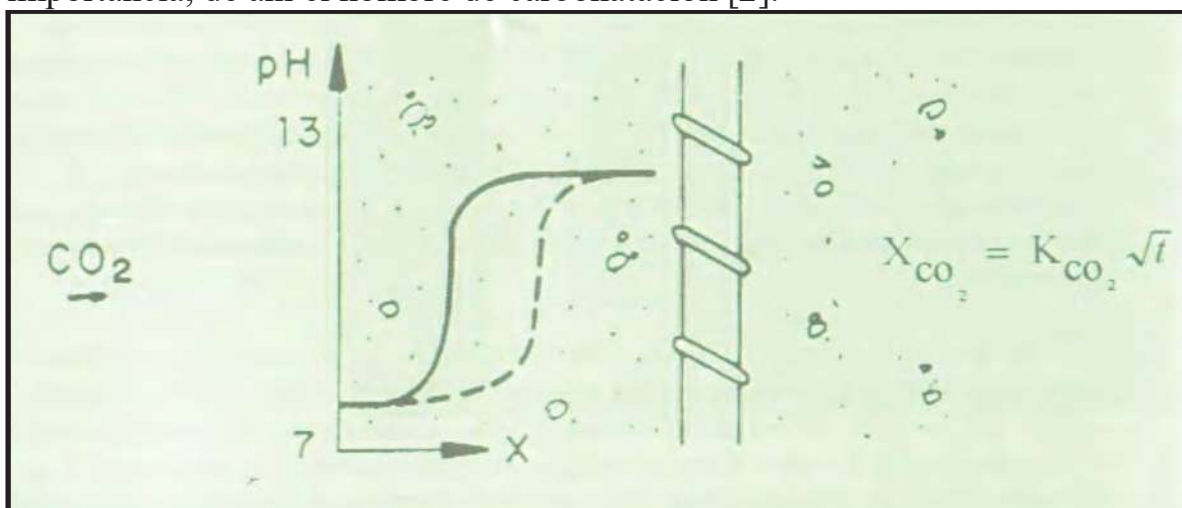
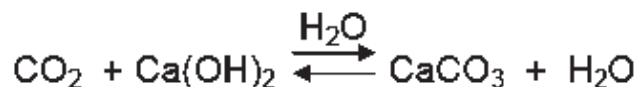


Figura IV.7
Variación del pH en el concreto debido a la carbonatación [2].



Inicialmente el CO_2 no es capaz de penetrar profundamente dentro del concreto, debido a que reacciona con el caliche del concreto superficial (Figura No. IV.8) de acuerdo con la siguiente reacción [2]:



Dando como resultado un cambio en el pH:

$$\text{pH} = 12.5 \text{ a } 13.5 \rightarrow \text{pH} \cong 9$$

Aunque la porción de mezcla externa del concreto se carbonata rápidamente, el CO_2 continúa su ingreso a mayor profundidad y cuando el pH alrededor del acero de refuerzo es cercano a 9, la capa de óxido protector pierde su estabilidad termodinámica, (ver Figura No. II.3) dando paso a la corrosión del acero [11].

A la profundidad que el CO_2 ha penetrado y por lo tanto que ha modificado el pH, generalmente se le llama "frente de carbonatación" [11].

En la práctica es útil conocer a qué velocidad progresa el "frente de carbonatación" para estimar si ha alcanzado la interfase acero-concreto y poder aproximar el estado superficial que guarda la varilla metálica. La penetración del CO_2 está determinada por la forma de la estructura de los poros y por el volumen de ellos que está ocupando por la disolución poro del concreto, ya que la velocidad de difusión del CO_2 en agua es 10^4 veces más lenta que la velocidad de difusión del CO_2 en el aire [11].

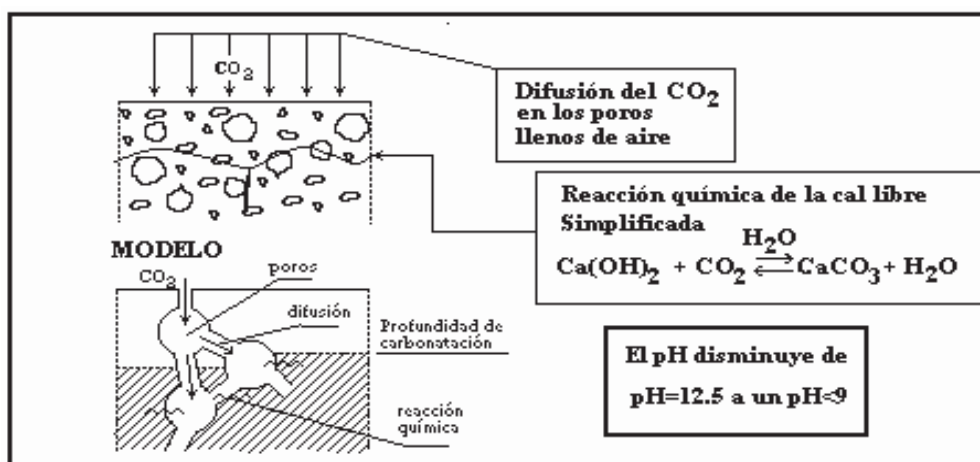


Figura IV.8 Proceso de carbonatación [11].



Si el poro está seco, como se muestra en la Figura IV.8, el CO_2 difunde fácilmente, pero la carbonatación no puede ocurrir debido a la falta de agua [11].

Este caso sólo se presenta en concreto que está sobresecado, como ocurre en climas muy secos [11].

Si los poros están llenos de agua (Figura No. IV.9 segundo caso) hay apenas alguna carbonatación debido a la poca difusión del CO_2 en agua, que es el caso de estructuras sumergidas [11].

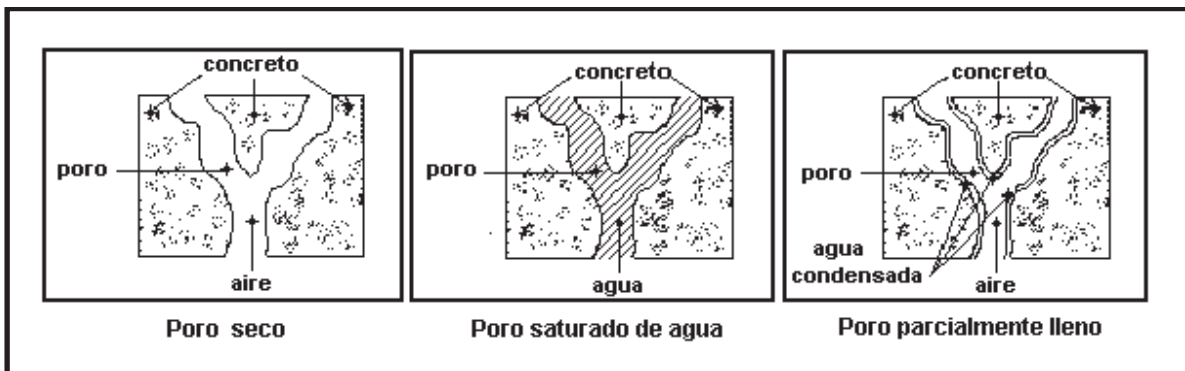


Figura IV.9
Representación esquemática de cómo se pueden encontrar los poros de concreto expuesto a la atmosfera [11].

La carbonatación se presenta comúnmente en medios rurales y con mayor incidencia en zonas urbanas, en las que se alcanzan grandes concentraciones de óxidos sulfurosos (SO_x) y nitrosos (NO_x), que son combinados con el agua de la humedad ambiental formando los respectivos ácidos sulfurosos y nitrosos. En zonas de alta contaminación ambiental y altas precipitaciones pluviales, el pH llega a tomar valores cercanos a 4, lo que se conoce como lluvia ácida, que afecta las estructuras de concreto de la misma forma que la carbonatación [11].

V.- CONCEPTOS BÁSICOS DE DURABILIDAD.

V.1.- Funcionalidad y Durabilidad.

La funcionalidad es una cantidad cuantificable que está en función de la capacidad de carga de la estructura. La funcionalidad (o capacidad de carga) se cuantificará en este estudio basándose en el tiempo que se pretende dure la





estructura. Cuando el concepto tiempo entra en juego en la evaluación de la funcionalidad de una estructura, varios factores externos (o factores de degradación) resultan en un primer plano. Como la funcionalidad está íntimamente relacionada con la durabilidad de una estructura, ésta se puede definir como la habilidad de mantener la funcionalidad requerida [12].

V.2.- Degradación.

El concepto de degradación es, por definición, el decremento gradual de la funcionalidad de la estructura con el tiempo. Se puede cuantificar a la degradación como el inverso de la funcionalidad [12].

V.3.- Vida Útil.

Una definición clara para el concepto de vida útil de una estructura: “periodo en el que la estructura conserva los requisitos del proyecto sobre seguridad, funcionalidad y estética, sin costos inesperados de mantenimiento.” Es decir si la estructura careciera de cualquiera de estas tres propiedades (seguridad, funcionalidad y estética), 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 proyectista, también es conocido como vida útil de servicio, T_{VU} [12].



Foto V.1 Losa del puente “El Rangel” en Lázaro Cárdenas, Michoacán se muestra que el elemento probablemente ya rebaso su vida útil (30/MAR/2011).



V.4.- Vida Residual.

“Se entiende por vida residual el tiempo a partir del momento que la estructura alcanza el anterior límite aceptable (fin de la vida útil). [2]” Este es el periodo en el que la estructura necesitaría reparación, remodelación o completa renovación para que regrese a su estado de servicio original; esto es que sea segura, funcional y estética [12].

En pocas palabras, la etapa de vida residual es el tiempo que tiene el responsable de la estructura, o elemento estructural, para repararla antes que la degradación avance hasta el límite de posible colapso [12].

V.5.- Estado Límite de Servicio (ELS) y Estado Límite Último (ELU).

Los valores mínimos de servicio (o valores máximos aceptables de degradación) son llamados los estados límites de la durabilidad de una estructura. Estos son principalmente dos: 1) estado límite de servicio (ELS) y 2) el estado límite último (ELU) [12].

El primero (ELS) correspondería al punto en el tiempo el cual la estructura ha llegado a su vida útil, o sea, “es el estado en el cual los requerimientos de servicio de una estructura o elemento estructural (seguridad, funcionalidad y estética) ya no se cumplen. [8]” En este trabajo el ELS será el tiempo en el que la manifestación de daños externos por la formación de grietas con ancho no mayor a 0.1mm es visible [12].

El ELU, en el segundo caso, es el estado en que la estructura o elemento estructural “se encuentra asociado con colapso u otra forma similar de falla estructural” En este reporte, se define al ELU como al tiempo en el cual la estructura llega a un estado de degradación inaceptable antes de que sufra un colapso inminente: $ELU < TCOLAPSO$.

La Figura V.1 presenta el modelo de degradación que se emplea en este trabajo, la cual incluye los diferentes conceptos ya definidos. Este modelo es explicado con más detalle en los Capítulos 3 y 4 [12].

La probabilidad de falla se podría definir como la probabilidad de exceder cierto estado límite, ya sea el ELS o el ELU [4]. El término ‘falla por durabilidad’ es usado cuando existe una falla por degradación del material en una estructura o elemento estructural, en comparación de ‘falla mecánica,’ la





cual es causada por cargas mecánicas externas. Es importante notar que la falla por durabilidad podría generar una falla mecánica [12].

V.6.- Probabilidad de Falla.

La probabilidad de falla se podría definir como la probabilidad de exceder cierto estado límite, ya sea ELS ó ELU. Por otro lado, el término “falla por durabilidad” es usado cuando existe una falla por degradación del material en una estructura o elemento estructural, en comparación de una “falla mecánica”, la cual es causada por cargas mecánicas externas. Es importante notar que la falla por durabilidad puede generar una falla mecánica. La Figura V.1 presenta el modelo de degradación mencionado, incluyendo los diferentes conceptos ya definidos [13].

La vida útil de una estructura se define como “El período de tiempo durante el cual la estructura conserva todas las características de funcionalidad, seguridad, resistencia y aspecto externo, con un nivel de seguridad suficiente”[2]. Hasta ahora, se han propuesto varios modelos que contemplan el concepto de durabilidad y que analizan la degradación por corrosión del acero de refuerzo (ó presfuerzo) en función del tiempo, uno de los más importantes es el modelo de Tutti, mencionado a continuación [13].

V.7.- El modelo de Tutti (1982).

En el cual se basan la mayoría de los modelos ya existentes, señala que la vida útil de un puente (TVU) se puede representar de la siguiente forma: $TVU = T1 + T2$. En este modelo, se denomina T1 al período de iniciación del fenómeno, y se define como el lapso de tiempo que tarda el ión cloruro en atravesar el recubrimiento, alcanzar al acero de refuerzo y provocar su despasivación [13].

Se denomina T2 al período de propagación, que se refiere al periodo entre la pérdida de protección pasiva y la manifestación externa de los daños por corrosión (manchas de óxido, agrietamientos, o desprendimientos de la cobertura del concreto) [13].



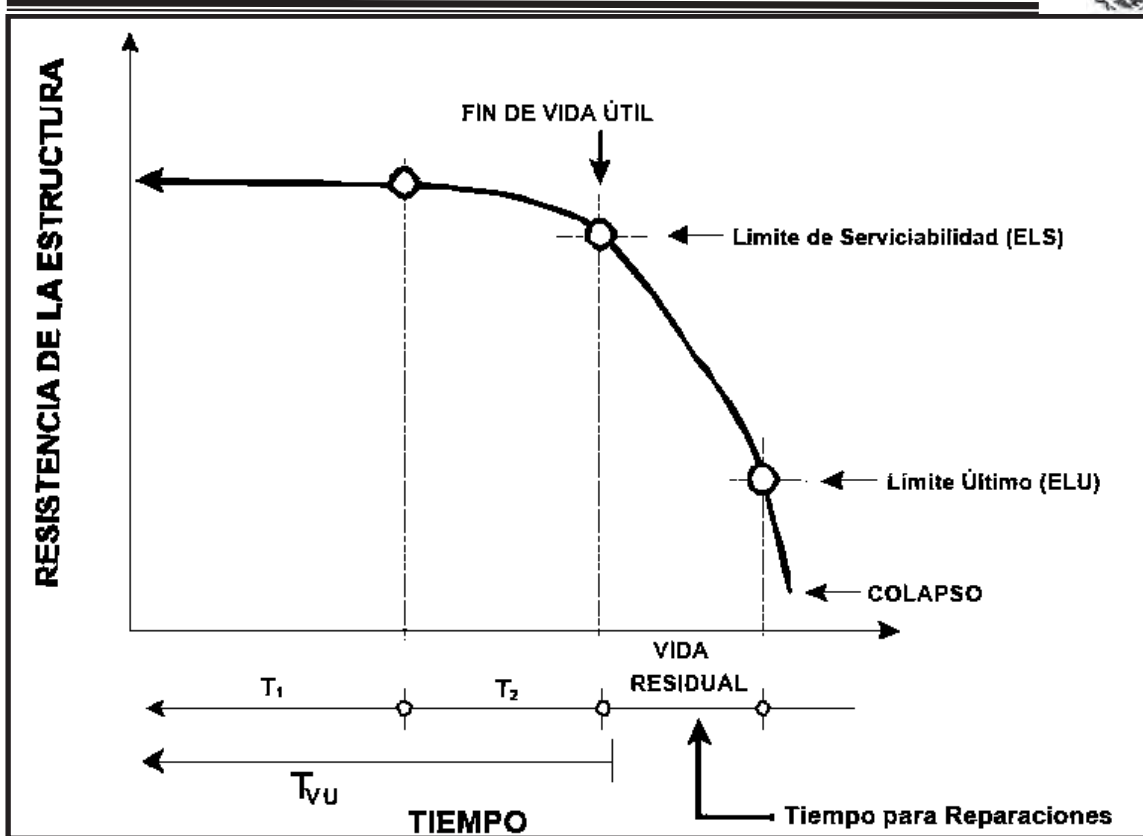


Figura V.1
Modelo de durabilidad propuesto en esta investigación [12].

La etapa T_2 , finalizará con la formación de pequeñas grietas (con anchos menores de 0.1 mm) ó manchas de óxido. Si en la estructura se observan otros tipos de degradaciones como grietas más anchas de 0.1 mm, delaminaciones, desconchaduras, acero de refuerzo expuesto con corrosión visible, etc., dicha estructura se encontrará más allá de su vida útil, o sea, en el periodo de su vida residual [13].

El periodo de la vida residual finaliza hasta un límite inaceptable de durabilidad el cual se podría expresar en función de la capacidad de carga del elemento estructural. La Figura V.1 presenta, de manera gráfica, las etapas T_1 y T_2 , así como el periodo de la vida residual en relación a la pérdida de la capacidad de carga o resistencia del elemento estructural [13].

Otros modelos como el de Bažant (1979a, 1979b) ó el de Browne (1980), similares a los de Tutti, especifican que T_2 finaliza al encontrarse daños visibles en la estructura o elemento estructural. En cambio, el modelo de Beeby (1983) especifica que T_2 finaliza hasta que un nivel inaceptable de la corrosión se ha alcanzado. Esto quiere decir que el elemento puede estar más



allá de su periodo de vida útil y encontrarse en la etapa de su vida residual [13].

Con todo lo comentado anteriormente es claro ver la urgencia de tener una normativa que reglamente los procedimientos de inspección para posteriormente poder evaluar y definir la situación de los tiempos T1 y T2 de cualquier estructura existente de concreto reforzado, obteniendo con base en las pruebas realizadas, el diseño y proyecto de reparación adecuado para regresar a la estructura antes del límite de serviciabilidad T2, ó si es posible, dentro del tiempo T1, regresando el acero de refuerzo a su estado de pasivación; o en un caso crítico, informar sobre la urgencia de una reconstrucción de la estructura afectada por la corrosión, estando siempre del lado de la seguridad que se brinda al usuario [13].

Es claro saber que la inversión realizada en las reparaciones deberá de ser mucho menor a una reconstrucción, siempre y cuando esta reparación sea basada en un estudio completo de Durabilidad [13].

VI.- PROCEDIMIENTOS DE INSPECCIÓN.

El conocimiento de las diferentes manifestaciones apreciables a simple vista, ó no, originadas como resultado de los fenómenos corrosivos, es fundamental para su detección y para la elaboración del diagnóstico de las fallas. Por ello, la inspección de las estructura existentes de concreto reforzado, constituye una etapa muy importante en la evaluación y posterior diseño de la reparación de las estructuras dañadas por corrosión, ya que a través de esta inspección se obtiene directa ó indirectamente la información requerida para la solución del problema [13].

Los procedimientos relacionados con la inspección de una estructura de concreto armado desde el punto de vista de corrosión pueden implicar una labor bastante sencilla en algunos casos o, por el contrario, una muy difícil y ardua en otros, esto según la complejidad de los problemas, de la magnitud de la estructura y de la naturaleza de la misma. Antes de abordar una inspección, debe conformarse un equipo multidisciplinario de trabajo con al menos un especialista en corrosión, uno en diseño estructural y uno en técnicas constructivas [13].

En términos generales, las inspecciones en obra de las estructuras existentes de concreto reforzado, deberán contener las siguientes etapas:





- a) Ficha de Antecedentes de la estructura y del medio ambiente.
- b) Examen visual general de la estructura.
- c) Levantamiento de daños.
- d) Selección de zonas para examen visual detallado y Elaboración de Plan de Muestreo.
- e) Selección de las técnicas de ensayo, medición y análisis más apropiadas.
- f) Selección de zonas para la realización de ensayos, mediciones y análisis físico-químicos en el concreto, acero de refuerzo y en el medio ambiente circundante.
- g) Ejecución de mediciones, ensayos y análisis físico-químicos en el concreto y/o en el acero de refuerzo [13].

Posteriormente se recopilarán todos los datos de la inspección aplicada, para poder realizar la evaluación de la durabilidad de la estructura así como diseñar los programas de mantenimiento ó reparación que la estructura necesite. Esta secuencia de etapas presentada, no significa que todas las actividades deben ser necesariamente llevadas a cabo, de acuerdo al tipo y magnitud de la información que se desee obtener se puede hablar de una Inspección Preliminar y de una Inspección Detallada [13].

Así, los puntos señalados como a) y b) en las etapas marcadas con anterioridad, constituyen pasos obligados en la Inspección Preliminar, las actividades de c) a f) sólo se aplicarán si se decide que es necesaria una inspección pormenorizada o puntual dentro de esta inspección para la elaboración del diagnóstico y/o con miras a una posterior reparación de la estructura [13].

En una Inspección Detallada, se llevarán a cabo los ensayos c) a f) que son las mediciones requeridas para obtener datos necesarios en naturaleza, número y confiabilidad, dependiendo de los resultados con que concluya la Inspección Preliminar, que permitan una evaluación acertada del problema y eventualmente, definir los sistemas de intervención (pronóstico de vida residual, mantenimiento, reparaciones, rehabilitación, etc.). Concluyendo





posteriormente con la evaluación de la durabilidad de la estructura de concreto reforzado [13].

VI.1.- Inspección Preliminar.

Esta inspección permitirá tener una idea general del contexto que rodea a la estructura con problemas; puede estar sustentada en una visita previa y, de la necesidad de un análisis más profundo para la elaboración del diagnóstico correspondiente lo cual dependerá principalmente, de la complejidad del problema, riesgos involucrados y de la experiencia de la persona responsable de la evaluación. Como ya se ha indicado, con base en la información obtenida mediante esta etapa, es posible ya determinar la naturaleza y el origen del problema, o bien constituir sólo la etapa previa a un estudio más detallado [13].

Las actividades propias de esta etapa las cuales fueron tomadas en cuenta para el diseño del anteproyecto de la normativa, motivo de este trabajo de tesis, son las que se explican en forma breve a continuación.

Elaboración de una Ficha de Antecedentes de la Estructura y del Medio.

a. Estructura: Recoger la mayor información posible referente a la edad o tiempo en servicio, naturaleza y procedencia de los materiales del concreto, dosificación y resistencia característica del concreto, tecnología de fabricación del concreto, edad de inicio de los problemas, diagnósticos y/o reparaciones anteriores, niveles de tensiones de trabajo de los elementos o componentes estructurales, eventuales cambio de uso, etc. [13].

b. Medio: Información que permita caracterizar su agresividad. Es fundamental señalar la forma de interacción entre el medio y la estructura afectada; en este sentido, posteriormente corresponderá al criterio y experiencia del evaluador el determinar y calificar la intensidad de dicha interacción de acuerdo a sus efectos, por ejemplo: tipo de atmósfera, tipo de aguas, naturaleza del terreno ó suelo, presencia de corrientes de interferencia, presencia de agentes químicos, entre los más importantes [13].

Examen Visual General de la Estructura.

Este proceso debe permitir determinar si el problema se presenta por igual en todos los elementos de las mismas características, o si existen diferencias por causas locales (puntuales) [13].





Para ello, debe realizarse un examen diferenciado por elementos, registrando los signos aparentes de corrosión (manchas de óxido: color, extensión y curso; fisuras: ubicación, dirección y dimensiones; zonas de desprendimiento del recubrimiento de concreto con/sin exposición de la acero de refuerzo), degradación del concreto, así como cualquier otra seña particular que pudiera constituir un indicativo de algún agente externo.

Es importante elaborar un registro fotográfico amplio que acompañe las observaciones generales del puente como de las zonas de difícil acceso en donde no es posible una observación directa o sencilla.

Tal como se señaló antes, si el problema no es complejo y los evaluadores son experimentados, puede ser suficiente la información hasta aquí obtenida para dictaminar la(s) causa(s) y elaborar el pre-diagnóstico. Se procederá entonces a la elaboración de croquis/planos con el levantamiento de daños, para proceder a la evaluación de la estructura [13].

En otros casos puede requerirse la realización de un mínimo de ensayos y/o mediciones ejecutables en campo durante la Inspección Preliminar, estos serán complementarios a la información básica obtenida, para llegar al diagnóstico final [13]. La ejecución de estos ensayos y mediciones requiere del uso de herramientas, equipos, materiales y reactivos; por lo tanto, es recomendable prever su utilización durante una inspección preliminar. Los métodos aplicables y los respectivos criterios de evaluación son tratados en el capítulo siguiente.

Finalmente, en algunos casos, los evaluadores pueden decidir que es imprescindible llevar a cabo una inspección detallada de la estructura y que la realización de los ensayos y mediciones, tengan lugar sólo en esa inspección [13].





CODIGO	DAÑO	DESCRIPCIÓN	CAUSAS	DETALLES QUE DEBEN SER DADOS POR LA INSPECCION
A1	Grietas o fisuras	Rotura del hormigón, superficial o profunda.	Sobrecargas, contracción, corrosión.	Dirección, ancho, longitud y profundidad.
A2	Red de grietas	Grietas estrechas y cortas formando una red.	Cambio diferencial de volumen de hormigón superficial e interno.	Ancho de grietas, tamaño de red y superficie afectada.
B1	Gel de exudación	Gel viscoso saliendo a través de los poros del hormigón.	Reacción álcali-agregado.	Superficie afectada, cantidad de depósito.
B2	Eflorescencia	Costa blanca en la superficie del hormigón.	Lixiviación de hidróxidos con o sin formación de carbonatos.	Superficie afectada, cantidad de depósito.
B3	Manchas de óxido	Manchas de color marrón-rojiza.	Corrosión de la armadura, del alambre de amarre.	Localización, intensidad, posible daño asociado.
B4	Manchas de humedad	Zona superficial del hormigón con indicios de humedad.	Escribimiento externo o interno, condensación.	Superficie afectada.
C1	Protuberancia ("Pop-Out")	Daño localizado superficial.	Desarrollo de una presión interna local o expansión de partículas de agregado.	Localización, profundidad.
C2	Concreto fono	Sonido hueco al golpe del martillo.	Corrosión del acero de refuerzo, o cangrejeras.	Superficie afectada, grietas asociadas.
C3	Delaminación	Fragmento de hormigón separado de la masa.	Presión interna por corrosión de la armadura, o por una fuerza externa aplicada.	Superficie afectada, profundidad.
C4	Intemperismo	Desgaste de la superficie del hormigón, lavado de la pasta de cemento.	Acción del medio ambiente que produce desgaste en la superficie.	Superficie afectada, profundidad.
D2	Nidos de abeja (Cangrejeras)	Vacios entre los agregados gruesos.	Falta de homogeneidad durante el vaciado del concreto.	Superficie afectada, profundidad, intensidad.
E1	Junta de construcción	Demarcación en la superficie del hormigón, forma o no.	Junta entre dos colados.	Localización y posible daño asociado.
E2	Junta de dilatación	Línea formada por la unión de dos planos de hormigón.	Espacio dejado para pequeños movimientos rotatorios.	Abertura, obstrucciones y cualquiera asociado a su deterioro.

Tabla VI.1
Inspección Preliminar, Clasificación visual simplificada de daños [2].

VI.1.1 Inspección Visual del Puente “El Rangel”.



Foto VI.1
Panorámica Puente “El Rangel” ubicado en el Municipio de Lázaro Cárdenas, estado de Michoacán [14]. Rosa de Vientos Dominantes [15].





Descripción.

El puente “El Rangel” es uno de los 482 puentes que existen en el Estado de Michoacán [1]. Se localiza en una atmósfera costera muy cercano a la bahía el Paraíso, municipio de Lázaro Cárdenas, Michoacán; cuenta con una estructura de concreto a base de losa y 2 Vigas de concreto Pretensado, este puente forma parte del la carretera Playa Azul – Manzanillo con una antigüedad de 36 años [1], tiene un régimen de Vientos dominantes provenientes del Océano Pacífico con Dirección NW con 35% [15], y una Precipitación Promedio Anual de 1,065 mm [15], lo podemos observar mejor en las Tablas VI.2, VI.3 y VI.4.



Foto VI.2
Puente “El Rangel” vista Este-Oeste (30/SEP/2010).



Foto VI.3
Puente “El Rangel” vista Sur-Norte (03/JUN/2011).



NOMBRE DEL PUENTE	El Rangel
M.S.N.M.	16
UBICACIÓN	N 18°01'25.4" W 102°30'35.2"
Precipitación media anual (mm)	1065
Vientos Dominantes	NW 35%.
Atmósfera	Costera
Suelo	Natural
Temperatura Anual (°C)	Mín 15 Máx 39
Humedad Ambiental	> 70%

Tabla VI.2
Tabla de Datos Meteorológicos [15].

CALIDAD DEL AGUA	
Cloruros	14,393.30 ppm
Sulfatos	2,479.16 ppm
pH	7.641
Temperatura	> 20 °C
Resistividad Eléctrica	51.35 Ohm-cm
Salinidad	29.92 g/ml
Densidad	1019.20 kg/m³

Tabla VI.3
Tabla de Calidad del Agua [15].



CLAVE WINSIPUMEX	15284	TIPO DE SUPERESTRUCTURA	LOSA/VIGA 2 VIGAS CONCRETO.
NOMBRE DEL PUENTE	El Rangel	Nº CLAROS	2
TRAMO	Playa Azul - Lim.Mich./Col.	CLAVE SIPUMEX	15-15.0-00.0-0-09.0
CARRETERA	Playa Azul - Manzanillo	RESIDENCIA	"Lázaro Cárdenas"
RUTA	200	TIPO DE RED	Básica
UBICACIÓN KM.	18+900	AÑO DE CONSTRUCCIÓN	1975
Longitud (m)	51	TIPO DE CARGA	HS-20
Ancho (m)	10.2	TPDA DISEÑO	1220
ATMOSFERA	Marina	F'c de proyecto (kg/cm ²)	250

Tabla VI.4

Descripción de la SCT para el Puente "El Rangel" [1].

VI.1.1 Inspección Visual del Puente "El Rangel"

INSPECCIÓN VISUAL GENERAL DE LA ESTRUCTURA

Tipo de estructura Puente El Rangel Edad 36 años.
 Ubicación Km 18+900 Tramo Playa Azul- Manzanillo. Ambiente Costero.
 Orientación Play Azul SE-NW Manzanillo Fecha Inspección 03/Jun/2011.
 Tipificación de daños y localización de la estructura [2].

Registro Visual.

Figura VI.1.- Cara Sur.

Figura VI.2.- Estribo Izquierdo Cara Oeste Inferior.

Figura VI.3.- Estribo Derecho Cara Este Inferior.

Figura VI.4.- Columna Cara Oeste.

Figura VI.5.- Estribo Derecho Cara Este Inferior.

Figura VI.6.- Columna Cara Este.



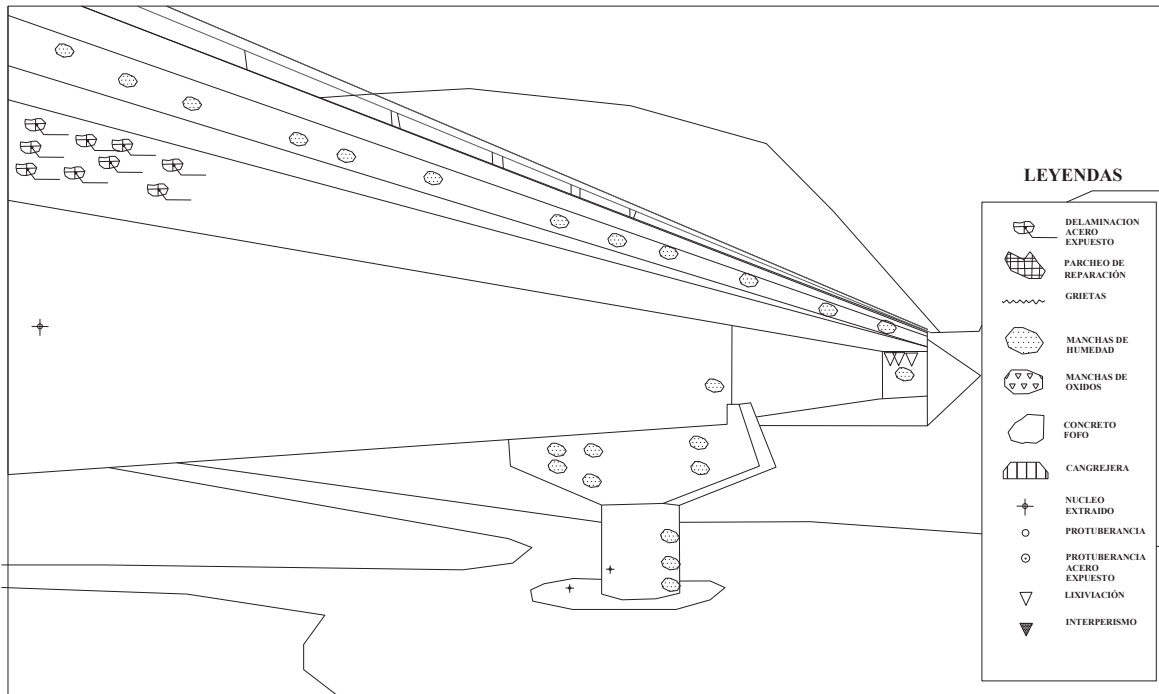


Figura VI.1
Cara Sur.

Inspector: Ing. Benito A. Méndez Miranda

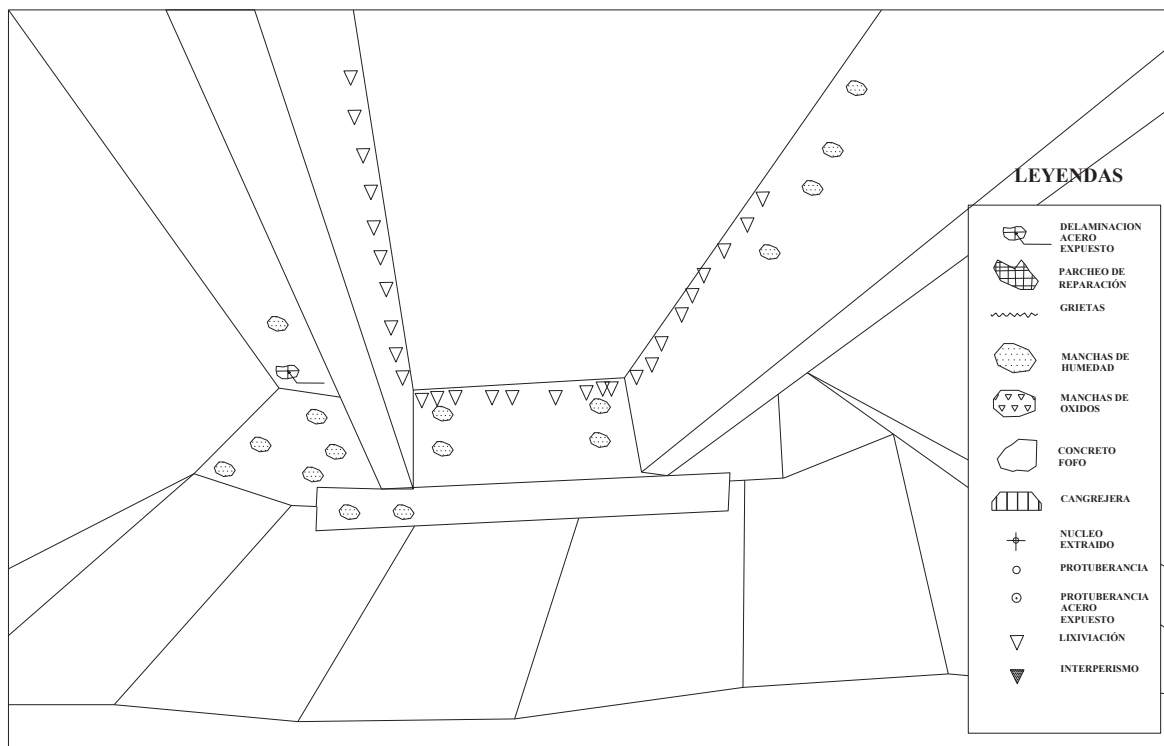


Figura VI.2
Estribo Izquierdo Cara Oeste Inferior. Inspector: Ing. Benito A. Méndez Miranda

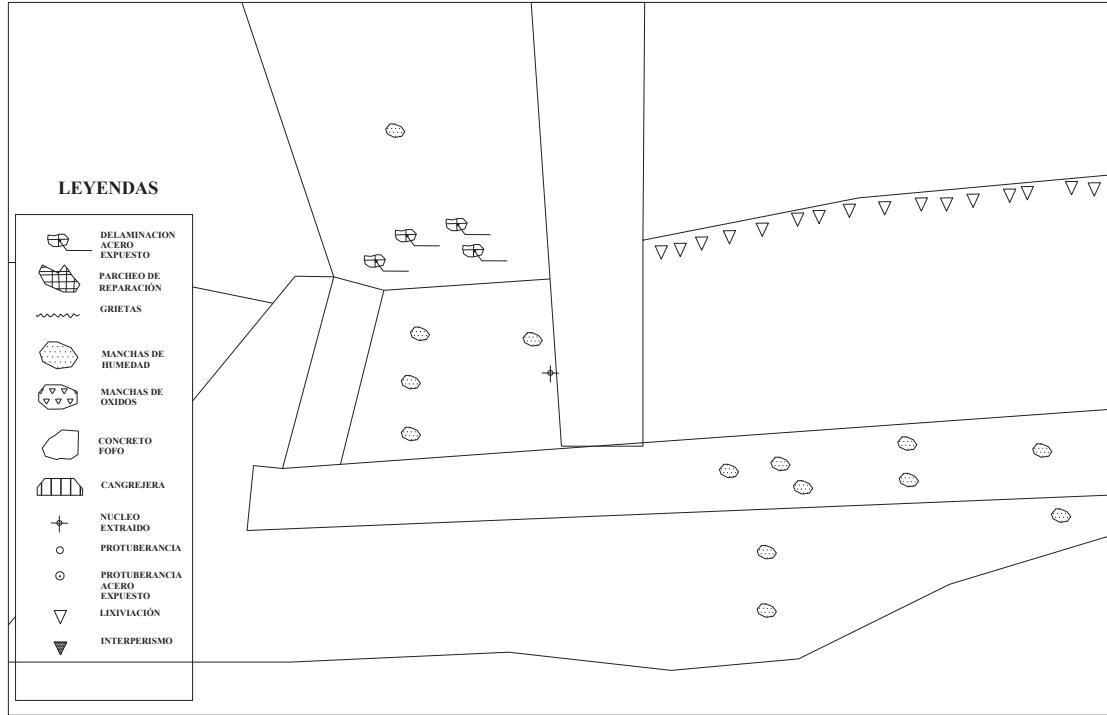


Figura VI.3
Estribo Derecho Cara Este Inferior. Inspector: Ing. Benito A. Méndez Miranda

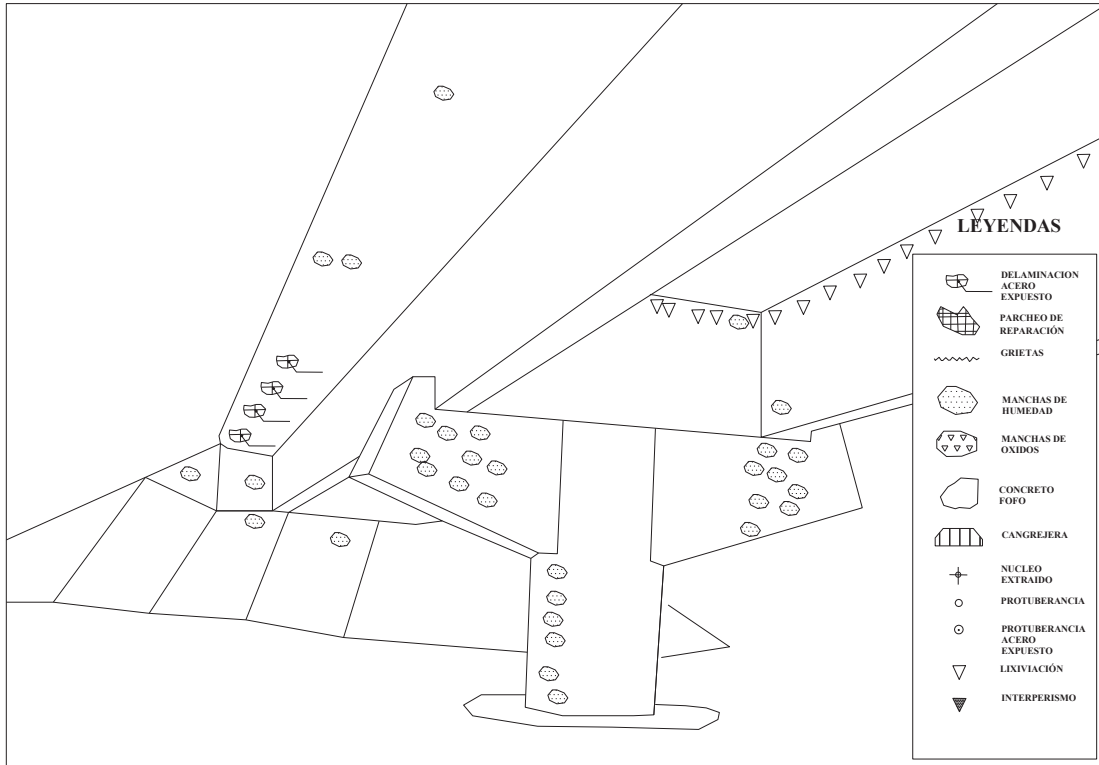


Figura VI.4
Columna Cara Oeste. Inspector: Ing. Benito A. Méndez Miranda



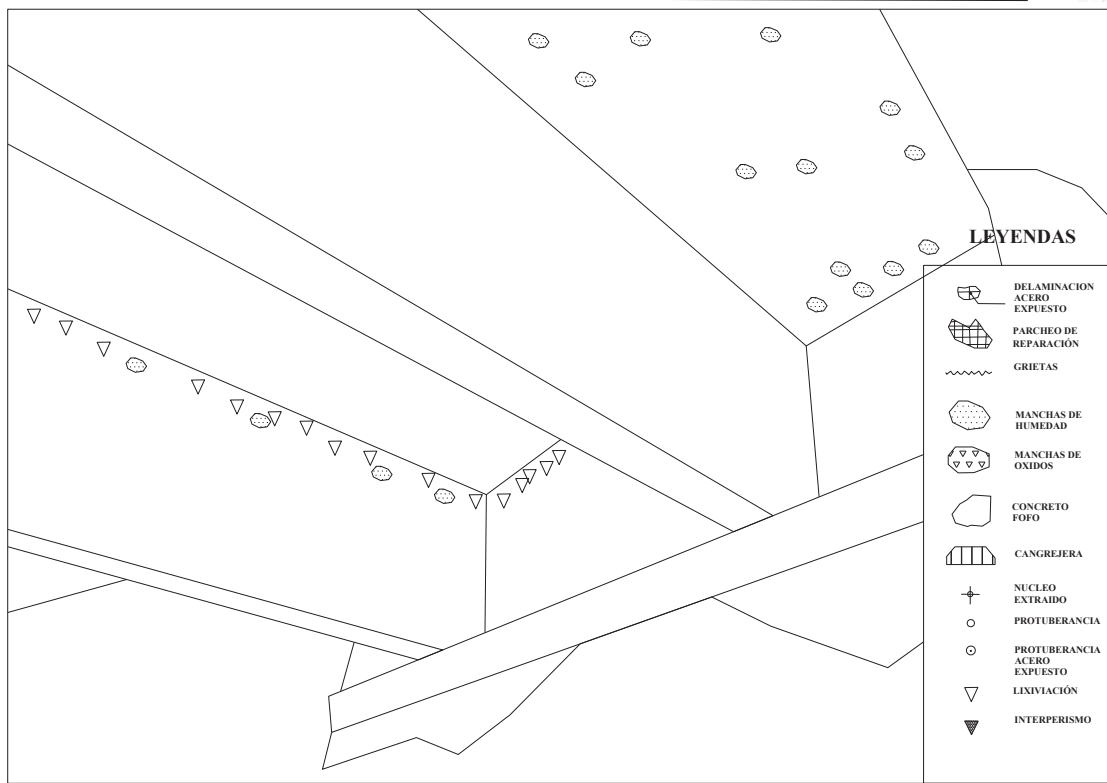


Figura VI.5
Estribo Derecho Cara Este Inferior. Inspector: Ing. Benito A. Méndez Miranda

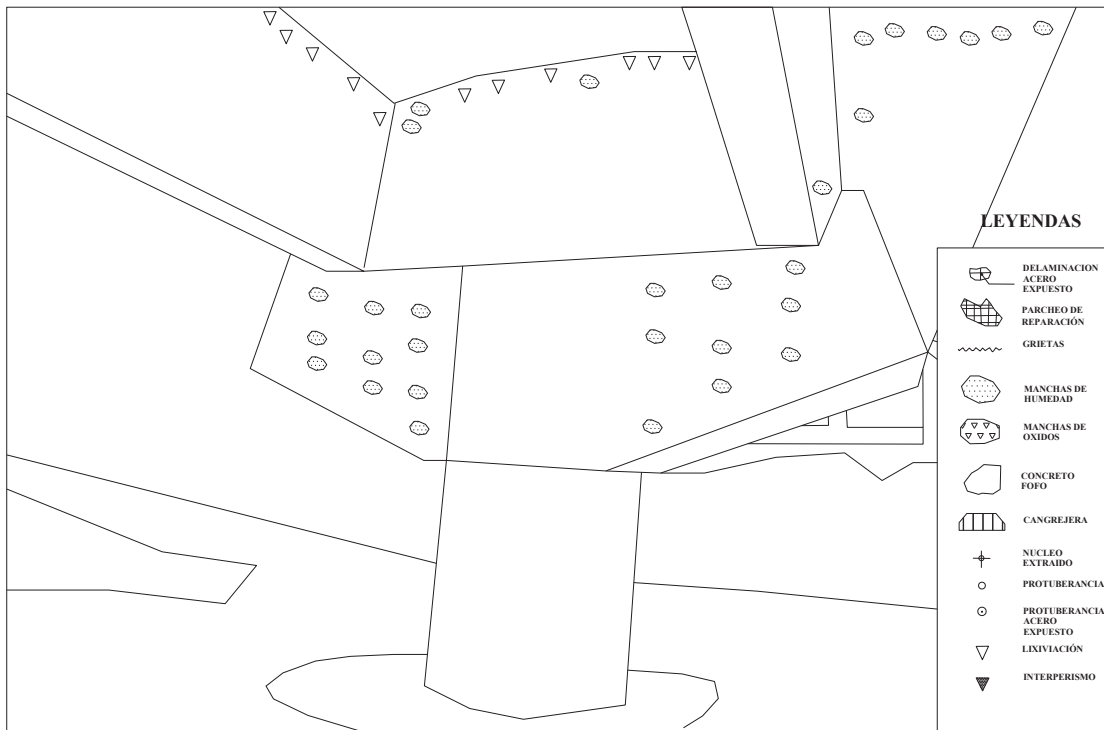


Figura VI.6
Columna Cara Este. Inspector: Ing. Benito A. Méndez Miranda



VI.2.- Inspección Detallada.

Como ya se comentó con anterioridad, esta inspección se realiza cuando existe una fuerte posibilidad de que la estructura de concreto presente daños por carbonatación ó corrosión; por lo que se llevarán a cabo los ensayos necesarios al concreto y al acero de refuerzo de la estructura, en las zonas dañadas o con más urgencia de evaluación, recordemos que cualquier elemento de concreto que esté seriamente dañado, pone en riesgo la durabilidad de toda la estructura [13].

Con la obtención de la información de esta inspección, se podrá realizar la evaluación general de la estructura pero de forma cuantitativa, pues los resultados de laboratorio ofrecen un valor más exacto de la calidad actual que la estructura presente, por lo que con estos datos se puede volver a revisar de manera estructural la capacidad de carga del puente y determinar su vida útil, además de poder puntualizar las reparaciones estructurales que permitan recuperar o aumentar la durabilidad de dicha estructura.

Plan de Trabajo.

La concepción del Plan de Trabajo requiere de la evaluación de la información básica obtenida previamente (Ficha de Antecedentes, Examen Visual General y, Resultados de los Ensayos y/o Mediciones de campo a pie de obra que conducen al prediagnóstico) y, en general, incluye las siguientes actividades:

- a) Levantamiento de Daños, Plan de Muestreo y Tabla de Tipos de Daños.
- b) Selección de zonas, técnicas y número de ensayo/medición/análisis.
- c) Planificación del uso de Materiales y Equipamiento para las mediciones.

Elaboración del Plan de Muestreo.

Una vez reconocida la estructura a través de la inspección preliminar debe hacerse una división de ella en zonas, clasificadas de acuerdo a ciertas características y/o condiciones, que sean representativas dentro del conjunto de la estructura. Luego, los puntos de muestreo serán identificados con cada una de estas zonas, de manera que la evaluación considere y enmarque cada situación particular. La clasificación de las zonas debe estar basada en los objetivos de la inspección y orientada a facilitar la determinación de las causas que han originado los daños por corrosión en las armaduras usando criterios





como: zonas de diferente exigencia estructural, condiciones iniciales y actuales de trabajo y zonas con diferente ataque del medio ambiente [13].

La división de la estructura con base en el grado de deterioro de las diferentes zonas estará soportada por los resultados del examen visual y de los ensayos previos eventualmente realizados. Los croquis y/o planos de la estructura elaborados para el levantamiento de daños deben resumir esquemáticamente y de manera simple y clara los criterios de identificación aplicados y, lo mismo que en las tablas de tipificación de daños, deberá utilizarse términos (normalizados o previamente definidos en un glosario) que describan inequívocamente la situación que se desea reflejar [13].

Selección de zonas, técnicas y número de ensayo/mediciones/análisis.

Realizada la división de la estructura según los criterios arriba mencionados debe estimarse en esta etapa, qué tipo de ensayos, mediciones y/o análisis deberán ser llevados a cabo en la inspección detallada, y en qué (y en cuántos) puntos de muestreo serán realizados. Los equipos y metodología para llevar a cabo estos trabajos se comentaran en el capítulo siguiente [13].

Planificación de Materiales y Equipamiento.

Basados en el levantamiento de daños, se deberán tomar las previsiones en cuanto a la preparación de los equipos, materiales y reactivos a utilizar durante la inspección detallada. Se reitera la necesidad de realizar un registro fotográfico extenso y tomar en cuenta que eventualmente sea necesario el uso de binoculares o de una cámara de vídeo, para poder tener una evaluación detallada de la estructura. Es importante mencionar que esta planificación debe ser aplicada en los procesos de inspección como en el proceso de rehabilitación de la estructura pues de ello dependerá la correcta aplicación de la normativa de prueba aquí diseñada [13].

Ejecución de la Inspección Detallada.

El Examen Visual Detallado debe considerar la inspección minuciosa, tanto del concreto como del estado del acero de refuerzo ó estructura metálica. La inspección debe abarcar todos y cada uno de los elementos, registrándose las anomalías observadas por medio de Fichas de Antecedentes, Planos/Croquis de Levantamiento de Daños, Tipificación de Daños, etc. [13].





La inspección debe considerar la clasificación de las manchas de óxido (color, aspecto, extensión) y la morfología del ataque (uniforme o localizado, profundidad y extensión de picaduras, etc.).

La realización de ensayos y mediciones en el concreto y en el acero de refuerzo, así como la extracción de muestras a ser analizadas en laboratorio, se puede llevar a cabo durante la aplicación de esta etapa, previo Examen Visual Detallado, y Plan Trabajo [13].

Completando toda esta etapa que es la más riesgosa por la geometría y magnitud de la estructura, así por las zonas que se deben de inspeccionar, se realizará la concentración de todos los resultados de las pruebas de laboratorio no destructivas aplicadas, comparando los valores obtenidos con los rangos marcados en la normativa y por los publicados por los investigadores del área, concluyendo con el diagnóstico final de la estructura conforme a la evaluación de la durabilidad de la misma [13].

Es claro ver que se necesitará del equipo multidisciplinario para determinar la durabilidad de la estructura, pues los resultados de la inspección detallada conciernen tanto al especialista en estructuras como al de corrosión y al de técnicas de construcción, quienes diseñarán el programa de conservación, rehabilitación ó tomar la decisión de la reconstrucción de la estructura, por fuerte que esto parezca; buscando siempre la estabilidad y vida útil de la estructura de concreto [13].

VII.-DESCRIPCIÓN DE MÉTODOS DE ENSAYO.

Como ya ha sido señalado, una parte muy importante de la información básica necesaria para poder efectuar un dictamen sobre las causas que han podido incidir en la posible presencia de la corrosión del acero de refuerzo armaduras y su propagación, se obtiene realizando pruebas no destructivas a los elementos de concreto y acero de refuerzo dentro de la inspección Detallada. Recordemos que el objetivo principal de este trabajo de tesis es la revisión de la durabilidad de los materiales en el puente “El Rangel” con lo que se deberán de realizar los ensayos que pertenecen a dicha inspección.





VII.1.- Toma de Testigos.

La elección del tipo de testigo a extraer estará condicionada principalmente por evitar en la medida de lo posible algún daño estructural, también con base al ensayo a que se destina el mismo, pero también a la mayor o menor accesibilidad de los equipos al sitio donde será tomado este testigo [2].

Conviene también referir que una buena regla de trabajo, consiste en reparar los sitios donde se extrajeron los testigos utilizando un mortero de reparación con baja retracción, evitando daños posteriores al elemento examinado [2].

Los tipos de testigos más comunes que pueden ser extraídos son:

- Núcleos.
- Porciones de concreto.
- Porciones de material en polvo [2].

NÚCLEOS.

La extracción de núcleos debe ser efectuada con un equipo adecuado, de ser posible usar un equipo que posea fijación por vacío, que facilita y reduce el tiempo de extracción de núcleos, todas las muestras deberán ser tomadas perpendicularmente a la superficie del elemento a investigar [2], ver foto VII.1



Foto VII.1

Ejemplo de Extracción de núcleos, trabe del Puente “El Rangel” Lázaro Cárdenas, Michoacán. (03/JUN/2011).





Las dimensiones de los testigos tipo núcleo dependen del tipo de ensayo a que se destine y se deberán tener en cuenta las dimensiones máximas del agregado grueso [2].

La exigencia dimensional es más importante si se pretende efectuar ensayos de resistencia a la compresión, permeabilidad ó absorción del agua. Si los testigos se destinan a ensayos químicos (tales como determinación de cloruros o carbonatación) puede optarse por la extracción de muestras de menor dimensión. Esta decisión tiene ventajas en zonas donde la extracción de los testigos es de difícil acceso o en zonas de gran densidad de acero de refuerzo [2].

La extracción de testigos destinados a la determinación de cloruros se debe hacer utilizando un flujo reducido de agua para enfriamiento del equipo, el agua a utilizar no deberá estar contaminada con cloruros (agua de mar). De ser posible, impermeabilice con una tinta ó cera que no contenga cloruros, la superficie del concreto en la zona donde van a ser extraídos los testigos [2].

PORCIONES DE CONCRETO.

La extracción y recolección de porciones de concreto se hará por medio de un cincel y un martillo, técnica fácil que puede ser utilizada particularmente en los casos en que la estructura muestre zonas de delaminación de concreto. Esta técnica de toma de testigos no provoca daños adicionales en la estructura, pero afecta su aspecto [2].

El tamaño de la porción de concreto dependerá de la prueba a realizar; por lo que el personal que realice el muestreo deberá saber el destino o prueba por aplicar a la porción de concreto, para determinar su tamaño [13].

Este tipo de testigo (no aconsejado para análisis químicos) puede ser utilizado posteriormente en el laboratorio para la preparación de probetas a ser utilizadas en la realización de diversos ensayos como son: resistividad eléctrica [2].

VII.2.- Resistividad Eléctrica.

La Resistividad Eléctrica es una propiedad eléctrica de los materiales que mide la capacidad del material para oponerse al flujo de una corriente eléctrica, y corresponde al recíproco de su conductividad; su unidad de medida





es el ohm-cm u ohm-m. Depende en gran proporción del grado de saturación de los poros del concreto y en menor grado de la hidratación de la pasta y de la presencia de sales disueltas en la fase acuosa. Es función de variables tales como: el tipo de cemento, las adiciones inorgánicas, la relación agua/cemento, la porosidad de la estructura, aditivos, entre otras [2].

Esta medición se hizo con un medidor de resistividad de suelos Nilsson 400 en el laboratorio bajo el siguiente procedimiento.

- ✓ No se realizará la prueba sobre la capa carbonatada de la muestra ni en la armadura, ya que falsea el resultado de estas.
- ✓ Se utilizará un flujo mínimo de agua para que se efectuó el ensayo. Se recomienda que la muestra esté saturada.
- ✓ Se tomará las dimensiones de la muestra Área (A) y Longitud (L) al efectuar el montaje del ensayo. Ver Figura VII.1.
- ✓ A las muestras se les colocaron esponjas húmedas en los extremos para así colocarles los electrodos metálicos que fueron fabricados con placas circulares de acero inoxidable (Ver Foto VII.2).
- ✓ El medidor se conecta a las terminales para medir la resistividad en los dos puntos, posteriormente se determina la resistividad con la siguiente Ecuación [2]:

$$\rho = R\left(\frac{A}{L}\right)$$

Donde:

ρ = es la resistividad eléctrica en **k Ω -cm**.

R = es la lectura de resistividad eléctrica en **k Ω** .

A = el área en cm², de la sección del cilindro.

L = la longitud en cm.

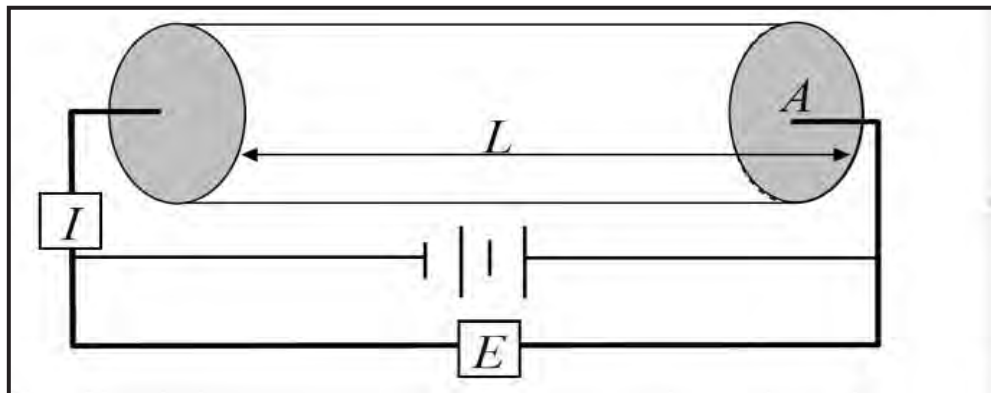


Figura VII.1

Ejemplo de montaje de la prueba de Resistividad [2].



Foto VII.2 Ejemplo de Prueba de Resistividad Eléctrica.

CRITERIOS DE EVALUACIÓN.

No existe un acuerdo de carácter general entre los diferentes investigadores acerca del nivel límite de resistividad eléctrica por encima del cual el riesgo de corrosión del acero de refuerzo puede ser considerado despreciable. Sin embargo, la práctica ha demostrado que se puede utilizar como criterio general [2]:

$\rho > 200 \text{ k}\Omega\cdot\text{cm}$	Poco riesgo de Corrosión.
$200 > \rho > 10 \text{ k}\Omega\cdot\text{cm}$	Riesgo moderado de Corrosión.
$\rho < 10 \text{ k}\Omega\cdot\text{cm}$	Alto Riesgo de Corrosión. [2].

Limitaciones.

- Interpretación compleja de los resultados.
- Requiere un flujo mínimo de agua en el material a ensayar.
- En campo se podrá emplear si la estructura a analizar esta libre de películas o epóxicos, impurezas o carbonatación en el concreto.



VII.3.- Ultrasonido.

La Velocidad de Propagación de onda, también llamada de Pulso Ultrasónico, es la relación que existe entre la distancia de viaje a través del concreto de una onda ultrasónica y el tiempo que tarda en recorrerla. Un impulso eléctrico generado por una unidad central se transmite a un emisor que excita un bloque de cristales. El emisor a través del bloque emite un pulso ultrasónico que viaja a través del concreto hasta que es detectado por el receptor. Aquí el pulso ultrasónico se convierte en un impulso eléctrico, el cual se registra en un osciloscopio [2].

El tiempo entre la descarga inicial y la recepción del pulso se mide electrónicamente. La longitud de la trayectoria entre los transmisores, dividido entre el tiempo de viaje, da la velocidad promedio de la propagación de la onda [2].

Esta prueba se realiza con el objetivo de conocer la homogeneidad (uniformidad y calidad relativa) del concreto, y detectar fallas internas (por ejemplo, presencia de vacíos) generadas durante la fabricación del concreto.

Para esta investigación, las pruebas de velocidad de pulso ultrasónico fueron hechas con un equipo de ultrasonido, modelo E48, Controls en el laboratorio bajo el siguiente procedimiento.

- ✓ Se utilizará un flujo mínimo de agua para que se efectuó el ensayo. Se recomienda que la muestra esté saturada.
- ✓ Calibrar el equipo si es necesario con la muestra patrón.
- ✓ Se tomará la Longitud de la muestra (L) al efectuar el montaje del ensayo.
- ✓ Se colocará los transductores en la zona de ensayo, se recomienda untarles una capa de gel para mejorar el contacto con la muestra. Ver Foto VII.3
- ✓ Calcular con el Resultado con la siguiente ecuación.





Foto VII.3
Ejemplo de Prueba de Ultrasonido.

El cálculo de la velocidad de propagación de ondas fue conforme a la siguiente fórmula:

$$V = \left(\frac{L}{T} \right)$$

Donde:

V es la velocidad de propagación de ondas en el material en **m/s**;

L la distancia entre los puntos de acoplamiento o sensores en **m**;

T el tiempo de recorrido desde la emisión de la onda hasta su recepción en unidades de **segundos [2]**.

CRITERIOS DE EVALUACIÓN.

Es posible expresar la homogeneidad del concreto en forma de parámetros estadísticos, tales como la desviación estándar ó el coeficiente de variación de las medidas de velocidad de propagación de ondas ultrasónicas en el concreto, obtenidas de los puntos de la malla. Tales parámetros sólo pueden ser usados para comparar variaciones en la composición de concretos similares, debiendo ser considerados los siguientes factores [2]:



- Distancia entre las superficies de contacto de los transductores.
- Posición del acero de refuerzo, principalmente en el sentido de propagación de la onda.
- Densidad del concreto, que depende del trazo y de las condiciones de fabricación.
- Tipo y densidad y otras características de los agregados pétreos.
- Tipo de cemento y grado de hidratación.
- Dirección de ensayo de la pieza.
- Edad del concreto.

Existen varios criterios de evaluación, uno de ellos puede ser el siguiente [2]:

VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN	CALIDAD DEL CONCRETO
< 2000 m/s	Deficiente
2001 a 3000 m/s	Normal
3001 a 4000 m/s	Alta
> 4000 m/s	Durable [2].

Limitaciones.

- Interpretación compleja de los resultados.
- Requiere un flujo mínimo de agua en el material a ensayar.
- No se recomienda hacer la prueba en campo por que requiere una preparación previa de la muestra a analizar.
- Hay que revisar constantemente la calibración del equipo.

VII.4.- Esclerometría.

El ensayo esclerométrico es un método no destructivo que mide la dureza superficial del concreto, proporcionando elementos para la evaluación de la calidad del mismo en su estado endurecido [2].

El índice esclerométrico (IE) es el valor obtenido a través de un impacto del esclerómetro de reflexión sobre un área de ensayo, medido directamente por el aparato, como el número de rebote del martillo [2].





El método esclerométrico no debe ser considerado sustituto de otros métodos, más bien como una referencia preliminar, para que formemos una idea de la calidad del concreto en sitio; proporciona información en relación a la dureza de la superficie del concreto, con una validez de hasta 20,0 mm de profundidad [2].

El método esclerométrico proporciona buena información acerca de la medida de la dureza superficial del concreto [2].

El método esclerométrico debe ser usado considerando las siguientes circunstancias:

- Cuando se necesite determinar la uniformidad de la dureza superficial del concreto.
- Cuando se necesite comparar concretos como una referencia. Es decir, casos en los que se desea comparar la calidad de varios elementos de concreto.
- Cuando se necesite estimar de manera aproximada la resistencia a la compresión del concreto.

El fabricante del equipo debe proporcionar, el gráfico de correlación de la resistencia a la compresión de los especímenes de prueba contra el número de rebote. (Índice Esclerométrico) [2].



Foto VII.4

Ejemplo de Prueba de Esclerometría losa del Puente “El Rangel” Lázaro Cárdenas, Michoacán. (01/ABR/2011).





El esclerómetro deberá ser calibrado antes de su utilización ó cada 300 impactos realizados en una misma inspección; siguiendo las instrucciones del fabricante del equipo para el uso del Yunque de Ensayo de Calibración [13].

Se ejecuta la Prueba con el siguiente procedimiento.

- ✓ La superficie de concreto debe estar seca, limpia y preferencialmente plana, evitándose superficies húmedas y carbonatadas.
- ✓ Se toman lecturas alejadas de por lo menos 60.0 mm de los cantos o aristas de los elementos.
- ✓ Tener una superficie entre 800.0 mm² (90.0 x 90.0 mm) y 4 000.00 mm² (200.0 X 200.0 mm).
- ✓ Realizar 10 impactos en cada área de prueba.
- ✓ Evitar al máximo que los impactos sean sobre agregados pétreos, ó acero de refuerzo, ya que los resultados no serán representativos del concreto hidráulico.
- ✓ No se debe de repetir el impacto sobre el mismo punto.
- ✓ La separación mínima entre zonas de impacto o prueba, será de 30.0 mm.
- ✓ El esclerómetro deberá siempre usarse de manera perpendicular sobre el área o superficie de prueba. Ver Foto VII.4.
- ✓ Determinar la media aritmética de los resultados de los puntos ensayados, y anote los datos y resultados en el formato de prueba correspondiente. De ser posible, tomar fotografías de la zona de ensayo [13].

CRITERIOS DE EVALUACIÓN.

Como esta prueba es considerada de referencia o preliminar, no se tiene un criterio de evaluación, pero se puede realizar una comparación con la resistencia a la compresión de proyecto del concreto usado para el colado del elemento, ó contra la resistencia obtenida en la prueba de compresión de los testigos tipo núcleo, extraídos del elemento de concreto [13].

Limitaciones.

- Se tiene un considerable margen de error aproximado al 12% al ejecutar la prueba por las condiciones de procedimiento de la misma.





- No se recomienda utilizar los resultados para estimar un esfuerzo a la compresión indirecta cuando se tengan superficies húmedas o carbonatadas.

VII.5.- Profundidad de Carbonatación.

La carbonatación es la reducción de la alcalinidad normal (pH entre 12,0 - 14,0) del concreto hidráulico por efecto del Dióxido de carbono CO_2 que se difunde desde el ambiente que lo rodea. En presencia de humedad, el CO_2 reacciona con los álcalis (usualmente hidróxidos de calcio, sodio y potasio), neutralizándolos para formar carbonates disminuyendo el pH por debajo de 10.0 [2].

Procedimiento

- ✓ Después de haber extraído los testigos tipo núcleo, se hará un corte transversal al testigo, con referencia a la cara exterior del elemento por estudiar, un extremo del testigo, corresponderá a la superficie expuesta a la atmósfera, mientras que el otro extremo corresponderá a la parte interna del elemento. Ver Foto VII.5.
- ✓ Una vez preparada y limpia la superficie de prueba, aplique con un atomizador el indicador de ácido-base ya sea fenolftaleína o timolftaleína, en una forma uniforme sobre la superficie por evaluar, sin realizar escurrimientos de la solución [13].
- ✓ Después de la aplicación del ácido-base y antes de transcurridos 15,0 minutos de prueba, efectúa la medición de la profundidad de la zona incolora en el concreto desde la superficie, determinándose con precisión los valores máximos y mínimos del frente incoloro. Anote las mediciones en el formato correspondiente [13]. Ver Figura VII.5.





Foto VII.5

Ejemplo de Prueba de Carbonatación en núcleo extraído en la trabe del Puente “El Rangel” Lázaro Cárdenas (03/JUN/2011).

La velocidad de Carbonación se calculará conforme la siguiente fórmula:

$$X = K\sqrt{t}$$

Donde:

- X Profundidad de carbonatación, en milímetros, aproximación a una décima.
- K Constante de carbonatación en $\text{mm/año}^{1/2}$, con aproximación a una décima.
- t Tiempo en años [2].

Se calcula la constante K_{CO_2} de la primera determinación y el tiempo en que ocurrió la carbonatación. Se utiliza esa constante junto con la profundidad del acero de refuerzo ec y se determina, en cuánto tiempo la carbonatación alcanzará la acero de refuerzo. La representación gráfica de estos cálculos se muestra en la Figura VII.2.

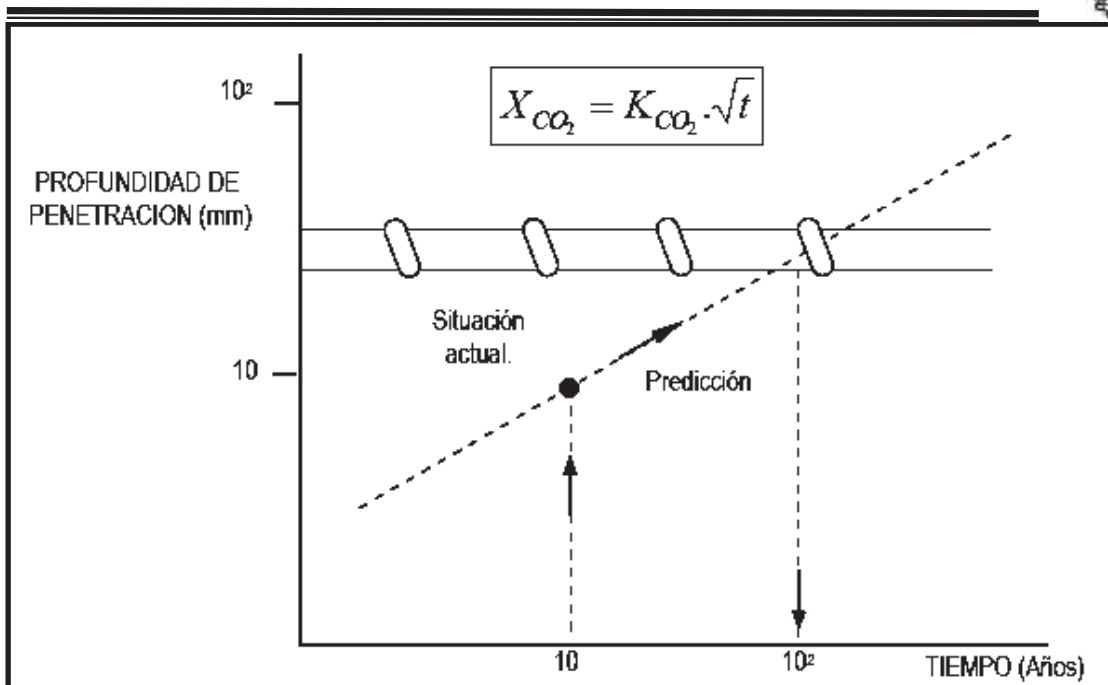


Figura VII.2
Determinación del tiempo para que la Carbonatación alcance al acero de refuerzo [2].

CRITERIOS DE EVALUACIÓN.

Se ha indicado que valores de K_{CO_2} de $3 \text{ mm/año}^{0.5}$ en función del recubrimiento, pueden ser considerados como indicativos de elevada resistencia a la carbonatación; mientras que valores de $K_{CO_2} > 6 \text{ mm/año}^{0.5}$ indican concretos de muy baja resistencia [2].

Limitaciones.

- Se debe de ejecutar la prueba inmediatamente después de extraer el núcleo.

VII.6.- Concentración de Cloruros.

El objetivo de este ensayo es la determinación de la concentración de los cloruros, totales y libres, presentes en la masa de concreto a diferentes niveles de profundidad, los resultados que permiten el cálculo del coeficiente de difusión aparente del cloruro hacia el interior y con ello la velocidad de penetración del mismo. Esta información, interrelacionada con otras variables, permite analizar el estado actual de la estructura y también permite estimar el tiempo que tardará este ion en alcanzar el refuerzo [2].



Cloruros Libres: Son los solubles en agua y estos representan un riesgo para el acero de refuerzo al alcanzar niveles críticos y causar su despasivación [2].

Cloruro enlazado: Este cloruro combinado a las diferentes fases o compuestos de la pasta de cemento, de los cuales el principal es el aluminato tricálcico [2].

Cloruros Totales: Son la sumatoria de los cloruros enlazados y los cloruros libres [2].

Coefficiente de Difusión Aparente: (Dap). Este permite conocer la resistencia a la penetración del cloruro en el concreto, también se puede estimar el tiempo aproximado en el cual estos iones llegan al nivel de la acero de refuerzo en cantidad suficiente para inducir la corrosión [2].

MATERIALES Y EQUIPO.

DE CARÁCTER GENERAL.

- Equipo de molienda para la preparación del polvo de concreto.
- Estufa u horno con rango de temperatura de 0 °C a 150° C
- Tamices No. 20 y 200 ASTM.
- Balanza analítica y de precisión.
- Plancha calefactora con agitador.
- Probeta graduada de 100.0 ml y embudo de filtración.
- Matraz aforado de 250.0 ml, vaso de 250.0 ml y pipetas volumétricas de 5.0, 10.0 y 20.0 ml.
- Papel filtro de porosidad media o rápida.
- Reactivos: ácido nítrico, nitrato de plata, y cloruro de sodio.
- Agua destilada.
- Equipo general de protección de obra, señales, conos, bandereros, andamios, radios de comunicación portátil, etc.
- Equipo general de seguridad personal, guantes, casco, gafas protectoras, chaleco reflejante, chaleco con bolsas, arnés, botas de trabajo, etc.

DE CARÁCTER PARTICULAR, ACORDE AL METODO DE TITULACIÓN.

Volumetría: (titulación directa con nitrato de plata estándar e indicador cromato de potasio) y Volhard (adición de un exceso de nitrato de plata





estándar y titulación por retroceso con tiocianato de potasio o amonio utilizando como indicador sulfato férrico amónico hasta coloración rojiza). Se requiere una bureta de 25,0 ml [2].

Potenciometría: usar un titulador automático de cloruros ó un equipo acoplado a un electrodo de ión selectivo para cloruros [2].

PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

En la extracción de los testigos, ya sean núcleos, porciones de concreto ó polvo, deberá tenerse el cuidado correspondiente para impedir la contaminación ó afectación del testigo, principalmente si el tipo de testigo es una porción de polvo del concreto a evaluar [13].

En el caso de realizar la prueba en testigos ó núcleos de concreto, estos se cortarán en rodajas de 5.0 a 10.0 mm, tal y como se indica en la Figura VII.3. Las rodajas se deben triturar antes de someterlas al análisis correspondiente [13].

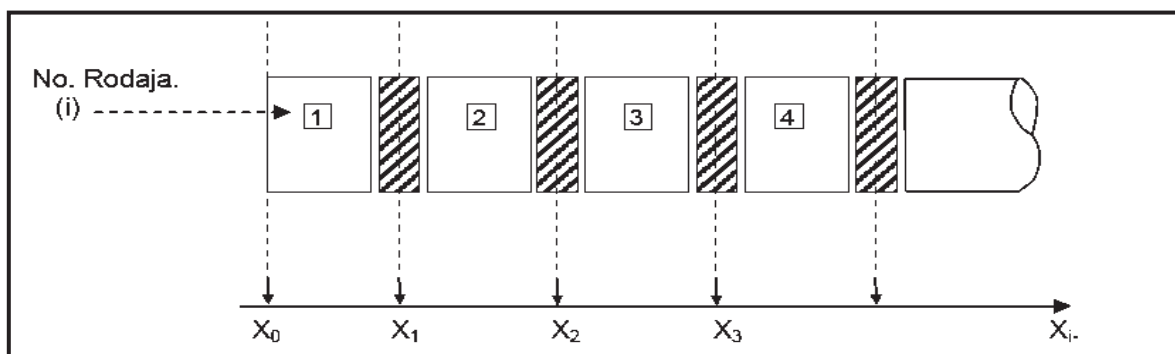


Figura VII.3
Cortes sobre Núcleo testigo [2].

Extracción de las muestras en polvo: se puede agujerar el concreto utilizando un taladro; así se puede retirar el material en polvo a diferentes profundidades. Se debe tomar especial cuidado para que no se contamine una muestra con la anterior [2].

Expresión Gráfica de los resultados. El contenido de cloruros se gráfica con respecto a los datos de la profundidad de la muestra, con el propósito de evaluar el perfil de penetración de los cloruros hacia el interior del elemento de concreto, y posteriormente compara estos valores con los límites permisibles [2].

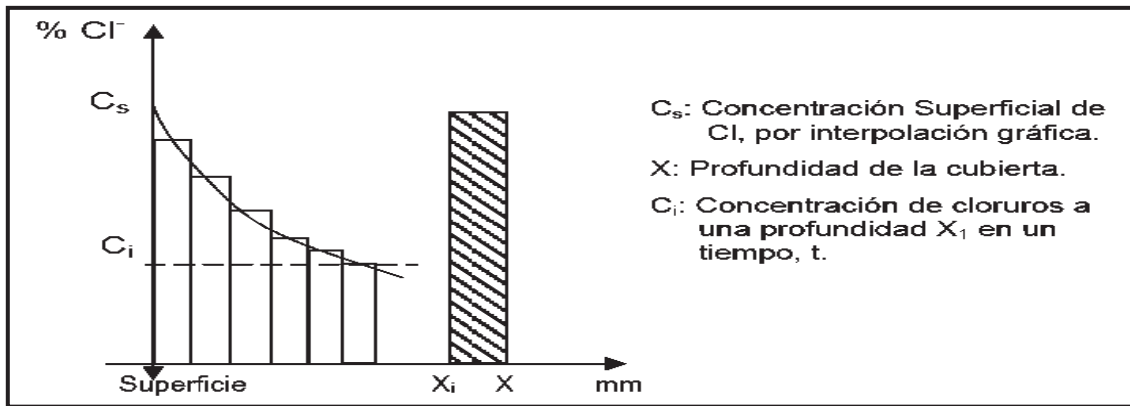


Figura VII.4
Perfil de cloruros [2].

Cloruros Totales. Norma ASTM C-1152.

Se Calcula el porcentaje de cloruros por masa de concreto, aplicando la fórmula del método de referencia dado en la Norma ASTM C 114-99. “Método de prueba Estándar para el Análisis Químico de Cemento Hidráulico”, parte 19. Cloruros (Método de la prueba de referencia) [13].

El porcentaje de cloruros se calcula por medio de la fórmula:

$$CL \% = \left[\frac{3.545[(V_1 - V_2)]n - 0.10}{W} \right]$$

Donde:

V1 = ml de solución de 0.05 N AgNO₃ usada para la titulación de la muestra.

V2 = ml de solución de 0.05 N AgNO₃ usada para la titulación en blanco.

N = Normalidad exacta de la solución de 0.05 N AgNO₃.

W = Peso de la muestra en gramos.

0.10 = Miliequivalentes adicionados de NaCl. (2.0 ml x 0.05 N)

CRITERIOS DE EVALUACIÓN.

Se recomienda adoptar como valor límite permisible el de 0.4% de cloruros totales en relación a la masa de cemento para las estructuras de concreto armado; para concreto pretensado y postensado el límite debe ser de 0.20%. Esto con relación a la masa del cemento. Es importante resaltar que la



concentración de cloruros, aunque supere el nivel límite, no determina por sí sola la posibilidad de riesgos de corrosión o su severidad [2].

Limitaciones.

- El resultado es de carácter comparativo.

VII.7.- Resistencia a la Compresión.

Esta prueba ayuda a determinar la resistencia a compresión de muestras de concreto cilíndricos; ésta consiste en aplicar una carga axial de compresión a los cilindros de concreto, esta carga se aplica en pequeñas cantidades hasta el momento que ocurra la falla; la resistencia a la compresión del espécimen se calcula dividiendo la carga máxima soportada durante la prueba entre el área de la sección transversal del cilindro [17].

La resistencia a la compresión del concreto corresponde a la tensión máxima (de ruptura general) de compresión axial, que puede soportar un testigo cilíndrico de diámetro igual o superior a tres (3,0) veces el tamaño máximo nominal del agregado (T.M.A.). La relación entre la altura (h) y el diámetro (ϕ) del testigo deberá ser $h/\phi = 2,0$ y nunca será $h/\phi < 1,0$. Los testigos deberán de ser extraídos de lugares estratégicos de los elementos de la estructura, preparados, y probados en condiciones normales e idóneas de laboratorio [2].

La resistencia a la compresión del concreto puede ser considerada como una de las propiedades más importantes y necesarias para establecer una evaluación general de la estructura, tanto desde el punto de vista de durabilidad, como de la capacidad de resistencia mecánica [13].

CUIDADOS DURANTE LA EXTRACCIÓN DE LOS NÚCLEOS.

Los cuidados necesarios para la extracción de los testigos o núcleos serán los siguientes [2]:

- Localizar previo a la extracción, la ubicación del acero de refuerzo, para evitar cortar ó extraer el acero de refuerzo dentro del elemento de concreto reforzado [2].





- Apuntalar los elementos estructurales antes de la extracción de los testigos, según sea la recomendación del Ingeniero Estructural [2].
- Llenar los agujeros dejados al extraer los testigos, con concreto, mortero autonivelante o mortero de resistencia compatible con la resistencia del concreto original. El material de relleno debe tener retracción compensada, su módulo de elasticidad debe ser igual o superior al del concreto original y debe tener excelente adherencia con el concreto original [2].
- No considerar para prueba, los testigos que presenten fallas o grietas, esto es, todos los testigos para poder evaluar su resistencia a la compresión deben de ser íntegros [2]. Ver Fotos VII.6, VII.7.



Foto VII.6

Ejemplo de Extracción de núcleos, trabe del Puente “El Rangel” Lázaro Cárdenas, Michoacán. (03/JUN/2011).



Foto VII.7
Ejemplo de Relleno con mortero por la extracción del núcleo. (03/JUN/2011).

Se coloca el testigo en la prensa de carga, se determina la tensión directa del valor obtenido de la prensa, dividido entre el área del testigo. La resistencia a la compresión del concreto f'_c , depende de la dimensión del testigo y deberá de aplicarse una modificación con base en su relación de esbeltez, el factor a aplicar será el marcado en la Tabla VII.2 [2].

Relación Altura/ Diámetro del espécimen.	Factor de corrección aplicado a la Tensión Directa.
2,00	1,00
1,75	0,98
1,50	0,96
1,25	0,90
1,00	0,89

Tabla VII.2
Factores de corrección por esbeltez [2].

La resistencia característica estimada del concreto a la compresión deberá ser calculada por:



$$f_{ck,est} \geq \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n \cdot 0,90} \quad \text{ó} \quad f_{ck,est} \geq \frac{f_{c1}}{0,80}$$

Donde:

$f_{ck,est}$ Resistencia característica estimada del concreto a la edad del ensayo, en MPa con aproximación a dos décimas.

f_{ci} Resistencia a la compresión de cada testigo de la muestra, en MPa con aproximación a dos décimas.

f_{c1} Mínima resistencia a la compresión entre los testigos de la muestra, en MPa con aproximación a dos décimas.

n Número total de testigos de una muestra, o tamaño de la muestra [2].

CRITERIOS DE EVALUACIÓN.

Con bases en el diseño estructural: $f_{ck,est}$ debe ser mayor o igual a la resistencia a la compresión característica del concreto, especificada en el diseño estructural, o sea, $f_{ck,est} > f_{ck}$.

Con base en la durabilidad: El valor de la resistencia mecánica, por sí sólo, no es indicativo de la durabilidad del concreto, ya que dependerá de varios factores entre los cuales se puede mencionar: la relación a/c, la dosificación, el tipo de cemento, el espesor de recubrimiento de la acero de refuerzo, etc. Sin embargo, en general se acepta que concretos de elevada resistencia (>45.0 MPa) son durables y que concretos por debajo de 20.0 MPa son de baja durabilidad [2].

Limitaciones.

- No se aplica para muestras con relación altura/diámetro menor a 1 ($H/D < 1$).

VII.8.- Absorción Capilar.

La propuesta de la metodología de ensayo se debe a Fagerlund y es base de la normativa sueca que describe la cinética de la absorción capilar de morteros y concretos [2].





La prueba se realiza sobre especímenes de espesor $H < 50,0$ mm; luego de un preacondicionamiento de secado a $50\text{ }^{\circ}\text{C}$ por 48 horas (hasta peso constante); y posteriormente un enfriamiento en desecador por quince días. Ver Foto VII.10 [18].



Foto VII.8
Ejemplo de la colocación especímenes en el desecador.

Se deberá de cubrir previamente con resina o parafina las áreas laterales curvas del espécimen y a lo largo del ensayo mantener cubierto el recipiente para evitar evaporación [18].

Luego de registrar su peso inicial, W_0 , la muestra es colocada sobre una esponja húmeda en el interior de una cubeta de fondo plano, teniendo cuidado de que el nivel del agua solo llegue a $3,0$ mm por encima de la parte inferior de la probeta de ensayo [18]. Ver Foto VII.9.



Foto VII.9
Ejemplo de la obtención especímenes.

Estos especímenes deben de estar con la cara superior cubierta con película plástica y el perímetro lateral recubierto con cera exceptuando los 3 mm que estarán en contacto con el agua, y colocados sobre una esponja saturada y con un nivel de agua hasta de 3mm por encima de la esponja [18].

Posteriormente y con la medición de tiempo en un reloj, determinar el peso total W_t , de la probeta en los siguientes tiempos: 1,5, 10, 20, y 30 minutos, posteriormente, 1, 2, 3, 4, 6, 24 horas y al 2,3,4,5,6,7 y 8 días. Anote los resultados en el formato de prueba correspondiente [18].

Los coeficientes se calculan con base en las ecuaciones [18]:

$$I = \frac{m_t}{a * d}$$

Donde:



I = Absorción (mm).

m_t = Incremento de Peso conforme al tiempo (gr).

a = Área expuesta del espécimen (mm²).

d = Densidad del Agua (g/mm³) [18].

$$S = \frac{(I_f - I_i)}{(T^{1/2}_f - T^{1/2}_i)}$$

Donde:

S_p = Absorción Primaria (mm/s^{1/2}) [18].

I_f = Absorción en el punto final de la pendiente primaria (mm).

I_i = Absorción en el punto inicial de la pendiente primaria (mm).

$T^{1/2}_f$ = Tiempo en el punto final de la pendiente primaria (s^{1/2}).

$T^{1/2}_i$ = Tiempo en el punto inicial de la pendiente primaria (s^{1/2}).

S_s = Absorción Secundaria (mm/s^{1/2}) [18].

I_f = Absorción en el punto final de la pendiente secundaria (mm).

I_i = Absorción en el punto inicial de la pendiente secundaria (mm).

$T^{1/2}_f$ = Tiempo en el punto final de la pendiente secundaria (s^{1/2}).

$T^{1/2}_i$ = Tiempo en el punto inicial de la pendiente secundaria (s^{1/2}).

CRITERIOS DE EVALUACIÓN.

Para un espesor de recubrimiento de 30,0 mm, con base en las características de su medio ambiente, se recomienda los siguientes valores de sorción capilar [2]:

- Ambientes severos, concretos con sorción capilar $S < 3,0 \text{ mm/h}^{1/2}$ ($5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}^{1/2}$).
- Ambientes menos severos, puede tenerse hasta $6.0 \text{ mm/h}^{1/2}$ ($10^{-4} \text{ m/s}^{1/2}$).
- Si el espesor de recubrimiento se incrementa, la sorción capilar puede modificarse proporcionalmente [2].

Limitaciones.

- Prueba muy extensa de tiempo si no se tiene una buena planeación.
- Para materiales con mayor porosidad requiere de más de 48 horas a 50° C para llegar a peso constante.





VII.9.- Determinación de la profundidad de la armadura y del diámetro.

El recubrimiento, estructuralmente se refiere al espesor de concreto medido desde la superficie más externa del acero de refuerzo principal hasta la cara externa del elemento; este espesor de concreto llamado recubrimiento, es también definido como Capa de Protección del Acero de Refuerzo [2].

Antes de iniciar la actividad de campo se debe disponer de los planos definitivos de la estructura a estudiar, donde se indique con precisión la ubicación del acero de refuerzo, los diámetros de las barras y el espesor del recubrimiento. También es necesario conocer la posición y características de otros elementos metálicos embebidos en el concreto [13].

Determinación de la profundidad.

En cada determinación del espesor del recubrimiento ó capa de protección del acero de refuerzo, previamente deberá realizar el ajuste del equipo y colocación en ceros del mismo, para efectuar la determinación [13].

Coloque el sensor del equipo usado sobre la barra elegida para la determinación del recubrimiento o capa de protección, en los tramos que no interfieran con otros aceros, para concentrar la respuesta magnética solo en la barra en la que se desea determinar su profundidad. El equipo indicará la profundidad a la cual se encuentra el acero de refuerzo [13]. Ver Foto VII.10.

Determinación del diámetro de la varilla.

En las zonas donde el acero se encuentre al desnudo, se determinará por medio de un vernier metálico análogo ó digital, el diámetro actual del acero de refuerzo, tomando un mínimo de tres lecturas en la zona de estudio, para tener un dato promedio del diámetro [13].

Si por alguna razón la corrosión es localizada, realice un croquis donde se informe la longitud del elemento afectado y los diámetros del acero de refuerzo en las siguientes zonas:

- Zona no afectada por la corrosión.
- Zona de inicio de corrosión.
- Zona central de afectación de corrosión.





Foto VII.10

Ejemplo de determinación de la profundidad de la armadura y el diámetro de la varilla, en Columna del Puente “El Rangel”, Lázaro Cárdenas. (03/JUN/2011).

CRITERIOS DE EVALUACIÓN.

Se determinará el área de acero de la varilla con base al diámetro obtenido y se comparará con la el área de acero afectiva de la varilla de diámetro nominal

Para valores del área de acero medida, por debajo del 85% del área efectiva de acero de diseño, se considera que el acero ya perdió su capacidad estructural para la que fue diseñado.

Limitaciones.

- El Equipo solo registra diámetros hasta 15 cm de profundidad.



VII.10.- Medición de Potenciales.

Con respecto a la medición de potenciales en el acero de refuerzo embebido en un concreto hidráulico reforzado, se tiene las siguientes definiciones:

- Potencial Electroquímico: Es el potencial eléctrico de un metal, relativo a un electrodo de referencia, medido bajo condiciones de circuito abierto [2].
- Mapa de Potenciales: son curvas de isopotencial que se dibujan sobre la superficie evaluada con la finalidad de establecer el área de cambio de potencial [2].

La medición del potencial de corrosión fue en lo correspondiente a los sistemas refuerzo-concreto se empleó un electrodo de referencia, el cual fue un electrodo de cobre/sulfato de cobre saturado.

Para dicha medición se utilizó un voltímetro de alta impedancia interna, modelo Miller LC-4 con el siguiente procedimiento [2].

- ✓ Seleccionar el área de ensayo, limpiar y mantener húmeda la superficie desde 30 minutos antes y durante la prueba.
- ✓ Ubicar la armadura y dibujar una cuadrícula de la misma en la superficie.
- ✓ Establecer el electrodo positivo en contacto con el acero expuesto y el negativo con el electrodo de referencia Cu/CuSO₄ que será el que este en contacto con la superficie a analizar. Ver Foto VII.11
- ✓ Registrar las lecturas.





Foto VII.11 Ejemplo de Medición de Potenciales de la Trabe del Puente “El Rangel”, Lázaro Cárdenas. (03/JUN/2011).

REGISTRO DE LOS RESULTADOS.

La diferencia entre dos lecturas de potencial tomadas en un nodo de la cuadrícula, con el mismo equipo, no excederá de 10,0 mV; mientras que la diferencia entre dos lecturas tomadas en un nodo de la cuadrícula, con dos equipos de medición diferentes, no excederá de 20,0 mV [13].

Elaborar un plano de la cuadrícula que coincide con la ubicación del acero de refuerzo del elemento, colocar los valores resultantes de las mediciones de potencial. Trazar las líneas de isopotenciales correspondientes hasta elaborar un mapa de potenciales como se indica en la Figura VII.3.

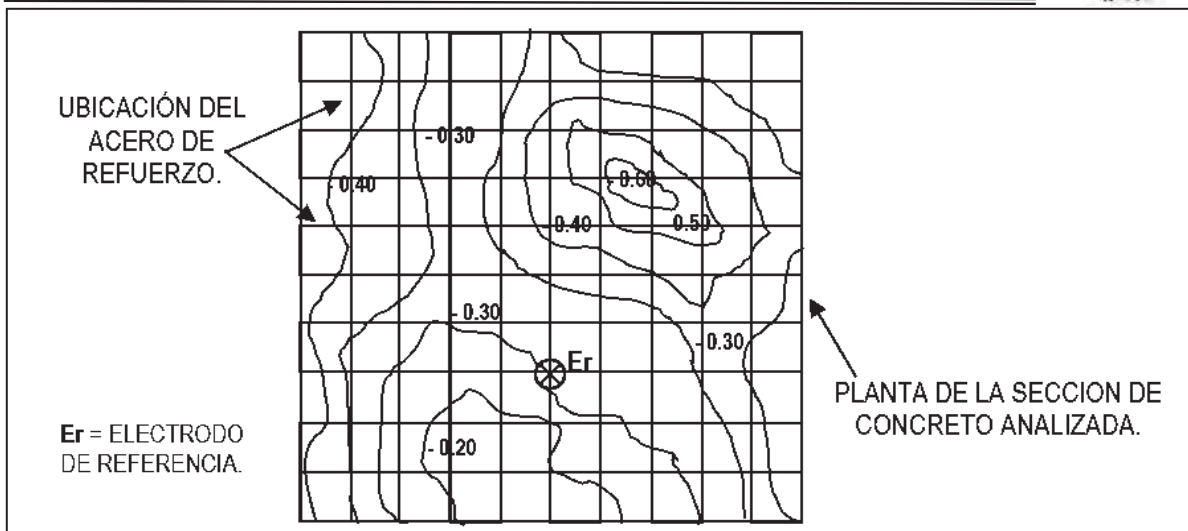


Figura VII.3
Ejemplo de potenciales ó líneas equipotenciales [2].

CRITERIOS DE EVALUACIÓN.

Las medidas de potencial informan sobre la probabilidad de corrosión de la acero de refuerzo de una estructura de concreto, pero es esencial que los resultados sean correctamente interpretados a la luz de la información disponible sobre las condiciones de humedad, contaminación, calidad del concreto, etc [2].

La Norma ASTM C-876-91 (Reapproved 1999); Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in concrete; ofrece las condiciones y riesgos asociados a valores de potencial tomando en cuenta el uso de un electrodo de referencia del tipo Cu/CuSO_4 (cobre, sulfato de cobre), y son los siguientes [13]:

- Si los potenciales sobre un área son más positivos que -0.20 V , existe una probabilidad mayor al 90 % de que no existe corrosión del acero de refuerzo en esa área al momento de la medición de potenciales [13].
- Si los potenciales sobre un área son más negativos que $-0,35 \text{ V}$, existe una probabilidad mayor al 90 % de que existe corrosión del acero de refuerzo en esa área al momento de la medición de potenciales [13].



CONDICIÓN	POTENCIAL (E)	OBSERVACIONES	RIESGO DE DAÑO
Estado pasivo	+ 0,200 a - 0,200	Ausencia de Cl ⁻ pH > 12,5 H ₂ O (HR↑)	Despreciable
Corrosión Localizada	- 0,200 a - 0,600	Cl ⁻ , O ₂ , H ₂ O (HR↑)	Alto
Corrosión Uniforme	-0,150 a - 0,600	Carbonatado O ₂ , H ₂ O, (HR↑)	Moderado Alto
	+ 0,200 a - 0,150	Carbonatado O ₂ , Seco, (HR↓)	Bajo Alto
	-0,400 a - 0,600	Cl ⁻ Elevado, H ₂ O ó Carbonatado H ₂ O, (HR↑)	
Corrosión Uniforme	< - 0,600	↑ Cl ⁻ , ↑ H ₂ O (sin O ₂)	Despreciable

Figura VII.3

Criterio de Valoración de Potenciales del Acero en Concreto vs Cu/CuSO₄ [2].

Limitaciones.

- Obtiene resultados en porcentajes de probabilidad de corrosión.
- No determina la velocidad de corrosión.

VII.11.- Alternativas de Reparación.

En todos los sistemas y procedimientos de reparación deben considerarse dos aspectos fundamentales:

- Desempeño intrínseco del material o sistema de reparación.
- Interferencia de un equilibrio físico-químico de la estructura existente principalmente en las proximidades de la zona reparada [2].





Para elegir la mejor alternativa de reparación existen varios criterios de selección con base en las características específicas de estructura evaluada [2].

Criterios de Selección.

Costo.- Es el factor económico para elegir la alternativa de reparación en la mayoría de los casos, se debe hacer un análisis de costo/beneficio para así justificar la mejor alternativa y el monto de la reparación.

Disponibilidad Local.- Es la variedad de productos o materiales con los que se dispone en la zona de reparación, este factor sólo influye en la selección de la alternativa de reparación, cuando se está en una zona poco accesible para el traslado de equipos y materiales de reparación o se encuentra muy alejada de las zonas urbanas donde la adquisición de materiales para la reparación incrementa su costo por cuestión de transporte, fletes o acarreo del material y equipo al lugar de la reparación.

Duración.- Define el periodo de tiempo en que será beneficiada la estructura por la alternativa de reparación seleccionada, muchas veces está relacionada la duración con el costo de la reparación.

Alternativa de reparación por el método de Parcheo.

Considerando los resultados del análisis de los ensayos y las opciones de reparación existentes, Parcheo con concreto en las zonas delaminadas resulta la opción viable con base en los criterios de selección de alternativas de reparación y las características propias de la estructura.

Este método consiste lo siguiente:

- Limpiar la zona delaminada, evitando las impurezas o escorias de acero de refuerzo con un cepillo de cerdas duras en el lugar donde se encuentre este material expuesto a la intemperie.
- Humedecer el concreto de la estructura en la zona donde se encuentra la delaminación para incrementar la adherencia con el concreto que se empleará para la reparación.
- Elaborar un concreto con características físicas y mecánicas similares al que se encuentra en la estructura.





- De ser necesario colocar una cimbra de madera en caso de que ser necesario; para mejorar la fijación y obtener un acabado similar con respecto al de diseño; si la cimbra fue empleada, retirar la cimbra al termino del fraguado del concreto.
- Colocar el concreto en la zona delaminada.

VIII.- DIAGNÓSTICO GENERAL.

La información de los resultados debe ser sopesada con base en los diferentes criterios de evaluación establecidos anteriormente. Estos valores están basados en dos grupos de información principalmente establecidos, la información sobre el medio ambiente y sobre las condiciones actuales de la estructura [2].

VIII.1.- Determinación del Tránsito y la clasificación vehicular.

La **Tabla VIII.1** Clasifica el volumen de tránsito de la carretera MEX 200 del Tramo Playa Azul – Manzanillo.

LUGAR							ESTACIÓN KM			MICHOACÁN 016 RUTA MEX - 200			
T.C. CARAPAN - PLAYA AZUL							0+000 - 50+240						
AÑO	TDPA	A	B	C2	C3	T3S2	T3S3	T3S2R4	OTROS	A	B	C	T.I.
1975	1220												
2000	2855	85.5	3.7	3.6	2.5	2.0	1.5	0.0	1.2	86	4	10	
2001	2936	83.8	3.7	6.1	2.8	0.8	1.8	0.0	1.0	84	4	12	2.84%
2002	3030	84.3	2.7	5.5	2.6	1.2	1.6	0.0	2.1	84	3	13	3.20%
2003	3037	85.2	2.2	5.4	2.8	1.7	1.4	0.0	1.3	85	2	13	0.23%
2004	3080	85.6	2.8	4.5	2.5	1.2	2.0	0.0	1.4	86	3	11	1.42%
2005	3135	85.3	3.2	4.5	2.4	1.0	1.7	0.0	1.9	85	3	12	1.79%
2006	3218	85.4	3.2	4.5	2.3	1.2	1.9	0.0	1.5	86	3	11	2.65%
2007	3250	85.6	3.3	4.2	2.3	1.1	1.9	0.0	1.6	86	3	11	0.99%
2008	3538	85.7	3.7	4.1	2.1	1.1	1.8	0.0	1.5	86	4	10	8.86%
2009	3668	85.5	2.2	3.5	0.8	3.1	1.1	2.1	1.7	86	2	12	3.67%
2010	3561	76.1	2.9	5.9	3.3	3.5	5.8	0.2	2.3	76	3	21	-2.92%

Tabla VIII. Tabla de Clasificación Vehicular en Carreteras Aforadas, Tramo Playa Azul – Manzanillo; Centro SCT Michoacán. 2011. [23].

Donde:

AÑO = Año donde se aforo los Datos Viales SCT.

TDPA = Tránsito Diario Promedio Anual (Vehículo/Día).





A = Vehículos ligeros en porcentaje.

B = Autobuses en porcentajes.

C = Camiones pesados en porcentaje.

C2 = Camiones de dos ejes en porcentaje.

C3 = Camiones de tres ejes en porcentajes.

T3S2 = Camiones de tres ejes en el Tractor y dos ejes en el remolque en porcentajes.

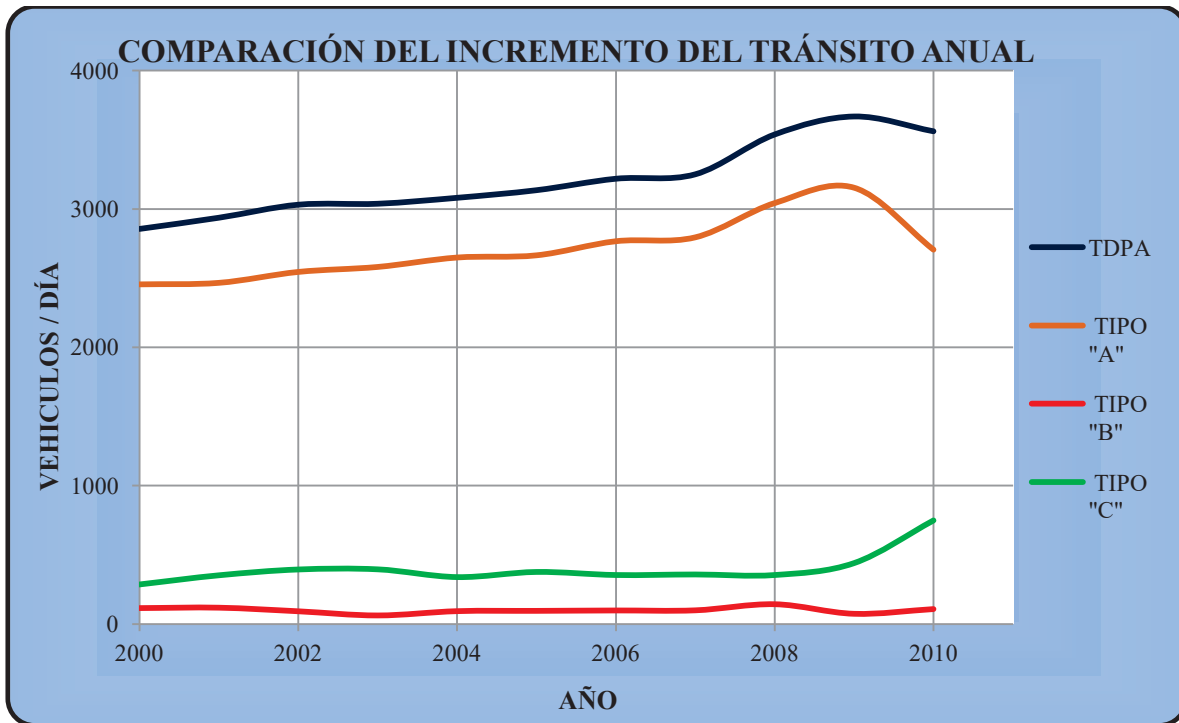
T3S3 = Camiones de tres ejes en el Tractor y tres ejes en el remolque en porcentajes.

T3S2R4 = Camiones de tres ejes en el Tractor y dos ejes en el remolque y cuatro ejes en el semirremolque en porcentajes.

OTROS = Vehículos especiales que no entran en esta clasificación en porcentaje.

T.I. = Tasa de crecimiento en porcentaje.

El Puente “El Rangel” está ubicado en el Km 18+900, en el Subtramo T.C. Carapan – Playa Azul, con un Transito Diario Promedio Anual de 3,561 Vehículos, valor correspondiente al año 2010 [1].



Gráfica VIII.1 Comparativa del Incremento del Tránsito Anual.



VIII.2.- Determinación de la Corrosividad Atmosférica.

La elaboración del mapa de corrosión atmosférica donde se encuentra este puente, depende de un gran número de factores climáticos.

En la práctica, se han empleado distintos enfoques para construir estos mapas [19]:

A.- Con base en la medida directa de la corrosividad de la atmósfera a través de sus efectos sobre los materiales metálicos que se exponen en múltiples lugares representativos de una región geográfica [19].

B.- Estimando la corrosión atmosférica en una determinada región geográfica a partir de datos ambientales disponibles y de su efecto en los materiales mediante experimentación a nivel de laboratorio [19].

C.- A partir del conocimiento de las condiciones reales dosis/respuesta en una determinada región geográfica entre corrosión atmosférica y parámetros ambientales [19]. Este es la opción que se utilizó para determinar las características de la atmósfera.

Para emplear el método “C” hay que disponer de las funciones dosis/respuesta propias de la zona como las siguientes variables [19]:

C = Velocidad de Corrosión en mm/año

P = Precipitación Media Anual en mm.

T = Temperatura Media Anual en °C.

HR = Humedad Relativa Media Anual en %.

TDH = Tiempo de Humectación, Fracción Anual de horas cuando la HR \geq 80%.

S = Concentración Media Anual de SO₂ en mg.

Cl = Concentración Media Anual de Cloruros en mg [19].

Estos factores se requieren para determinar la corrosión del acero con la siguientes fórmula [19].

$$C = 70.68 + 1.819T - 1.14HR + 1.439TDH - 0.029P + 0.0188S + 0.2518CL.$$

RESULTADOS	
T (°C)	27 *
HR (%)	76 *
TDH (fracc. hrs)	0.580 **
P (mm)	1065 *





SO ₃ (mg/m ² -Dia)	9.6 *
CL (mg/m ² -Dia)	23.8 *

* Valor obtenido en la zona de estudio [15].

** Valor obtenido de Tabla [21].

Aplicando la ecuación anterior se obtiene la velocidad de corrosión.

$$C = 70.68 + 49.113 - 86.64 + 0.834 - 30.885 + 0.18 + 5.99;$$

$$C = 9.27 \text{ mm / año.}$$

El resultado se puede comparar con los valores estadísticos de corrosión en México Tabla VIII.2.

VARIABLE	MEDIA	DESVIACION ESTÁNDAR	MÁXIMO	MÍNIMO
C (mm/año)	19.07	9.37	37.5	5.10
T (°C)	20.5	4.8	28.0	14.8
HR (%)	63.4	8.7	78.0	51.0
TDH (fracc. hrs)	0.3037	0.1812	0.5810	0.0000
P (mm)	867	439	1724	374
SO ₃ (mg/m ² -Dia)	12.5	7.1	32.1	6.5
CL (mg/m ² -Dia)	7.07	10.97	34.40	1.50

Tabla VIII.2

Características de los datos estadísticos de corrosión y ambientales empleados en México, en el primer año [19].

Corrosión Atmosférica a largo plazo.

Para estimar la corrosión atmosférica a largo plazo que constituye una información de enorme interés para los ingenieros de diseño y expertos en corrosión, será necesario obtener el tipo de ambiente en el que se encuentra el Puente.

El proceso de corrosión de los materiales en la atmosférica obedece, razonablemente a una función del tipo [19].

$$C = A \cdot t^n$$

Donde:

C = Velocidad de Corrosión en mm/año al cabo de t años.

A = Velocidad de Corrosión en mm/año en el primer año.





t = Años de exposición.

n = Exponente que depende del tipo de atmosfera [19].

Determinación del Tipo de Ambiente.

Por la presencia de cloruros se clasifica la ubicación del puente “El Rangel” en un ambiente marino y conforme a la Norma ISO 9223 que establece que este ambiente se considera en las proximidades de la costa, hasta una distancia libre al mar de < 5 km [22].

DESIGNACIÓN	DEFINICIÓN	GRADO DE CORROSIVIDAD
RS	AMBIENTE RURAL SECO	BAJO
RH	AMBIENTE RURAL HÚMEDO	MEDIO
IS	AMBIENTE INDUSTRIAL SECO	MEDIO
IH	AMBIENTE INDUSTRIAL HÚMEDO	SEVERO
M	AMBIENTE MARINO	SEVERO
IM	AMBIENTE INDUSTRIAL - MARINO	MUY SEVERO

Tabla VIII.3

Tipos de ambientes y grado de corrosividad, Norma ISO 9223 [22].

Evaluated el tipo de ambiente, se aplica la tabla VIII.4 para determinar el valor del exponente n .

METERIAL	ATMÓSFERA RURAL	ATMÓSFERA URBANO - INDUSTRIAL	ATMÓSFERA MARINA
Acero	0.50	0.60	0.70
Cinc	0.65	0.90	0.90
Cobre	0.60	0.70	0.70
Aluminio	0.70	0.90	0.75

Tabla VIII.4

Posible valores del exponente n para diferentes materiales y tipos de atmósferas [19].

Aplicando la ecuación anterior para una atmósfera marina y para los 36 años de antigüedad que presenta el puente, se obtiene la velocidad de corrosión presente.





$$C = 9.27 \times 36^{(0.7)}$$

$$C = 113.89 \text{ mm / año.} \quad \text{Ó bien;}$$

$$C = 0.113 \text{ mm / año.}$$

Se considera el valor de velocidad de corrosión a largo plazo en unidades de mm/año, para clasificar el nivel de corrosión del material de acuerdo a la Tabla VIII.5.

VELOCIDAD DE CORROSIÓN	NIVEL DE CORROSIÓN
SI $C < 0.0011$ mm/año	DESPRECIABLE
SI $0.0011 < C < 0.005$ mm/año	MODERADO
SI $0.005 < C < 0.011$ mm/año	ELEVADO
SI $C > 0.011$ mm/año	MUY ELEVADO

Tabla VIII.5

Tabla de clasificación de niveles de corrosión de acuerdo a los valores de velocidad de corrosión [2].

VIII.3.- Resultados.

Para interpretar los resultados se requiere de la Tabla VIII.5 y en la Foto VIII.1 para identificar de dónde se obtuvieron los núcleos de concreto para la realización de estas pruebas.

ESPÉCIMEN	ESTRUCTURA
PRP1	COLUMNA CENTRAL
PRT1	TRABE IZQUIERDA.
PRD1	DADO DE LA ZAPATA DE LA COLUMNA,
PRT2	TRABE DERECHA.

Tabla VIII.6

Nomenclatura empleada.





Foto VIII.1
Puente “El Rangel” vista Sur-Norte (03/JUN/2011).

VIII.3.1.- Inspección visual.

Registro Fotográfico.

Foto VIII.2.- Cara Sur.

Foto VIII.3.- Estribo Izquierdo Cara Oeste Inferior.

Foto VIII.4.- Estribo Derecho Cara Este Inferior.

Foto VIII.5.- Columna Cara Oeste.

Foto VIII.6.- Estribo Derecho Cara Este Inferior.

Foto VIII.7.- Columna Cara Oeste.

Foto VIII.8.- Estribo Izquierdo Cara Oeste.

Foto VIII.9.- Cara Norte.



Foto VIII.2.- Cara Sur (31/MAR/2011).

Observaciones: La cara Sur, los vientos dominantes le golpean de frente por tal motivo se ven las manchas de Humedad en zona de parapetos, la trabe no presenta afectaciones, la losa del lado Izquierdo presenta una zona de Delaminación y acero expuesto.



Foto VIII.3.- Estribo Izquierdo Cara Oeste Inferior (03/JUN/2011).

Observaciones: La parte inferior de la losa en el lado izquierdo se aprecia la delaminación de la foto anterior y aparte de eso, sólo tiene pocas manchas de humedad.



Foto VIII.4.- Estribo Derecho Cara Este Inferior (31/MAR/2011).

Observaciones: La parte inferior de la losa presenta delaminaciones y acero expuesto, la trabe no presenta daños, sólo manchas de humedad, el estribo derecho no presenta daños.



Foto VIII.5.- Columna Cara Oeste (31/MAR/2011).

Observaciones: La Columna no presenta daños sólo manchas de humedad, la trabe presenta lixiviación, la losa no presentan daños desde esta perspectiva.



Foto VIII.6.- Estribo Derecho Cara Este Inferior (31/MAR/2011).

Observaciones: La parte inferior de la losa presenta manchas de humedad y lixiviación pero no presenta delaminaciones la trabe y el estribo no presentan daños.



Foto VIII.7.- Columna Cara Este (31/MAR/2011).

Observaciones: La parte inferior de la losa presenta lixiviación y la pila solo presenta manchas de humedad, las trabes no presentan daños.



Foto VIII.8.- Estribo Izquierdo Cara Oeste (03/JUN/2011).

Observaciones: La parte inferior de la losa en el lado izquierdo se aprecia la delaminación en el estribo y las traveses sólo tienen pocas manchas de humedad.



Foto VIII.9.- Cara Norte (31/MAR/2011).

Observaciones: La cara Norte es la zona de resguardo de los vientos dominantes sin embargo esta cara también presenta manchas de humedad en la zona de parapetos.



VIII.3.2.- Resistividad Eléctrica.

La prueba de Resistividad se ejecutó en el laboratorio de acuerdo al procedimiento descrito y se realizó a los núcleos extraídos del puente “El Rangel”.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

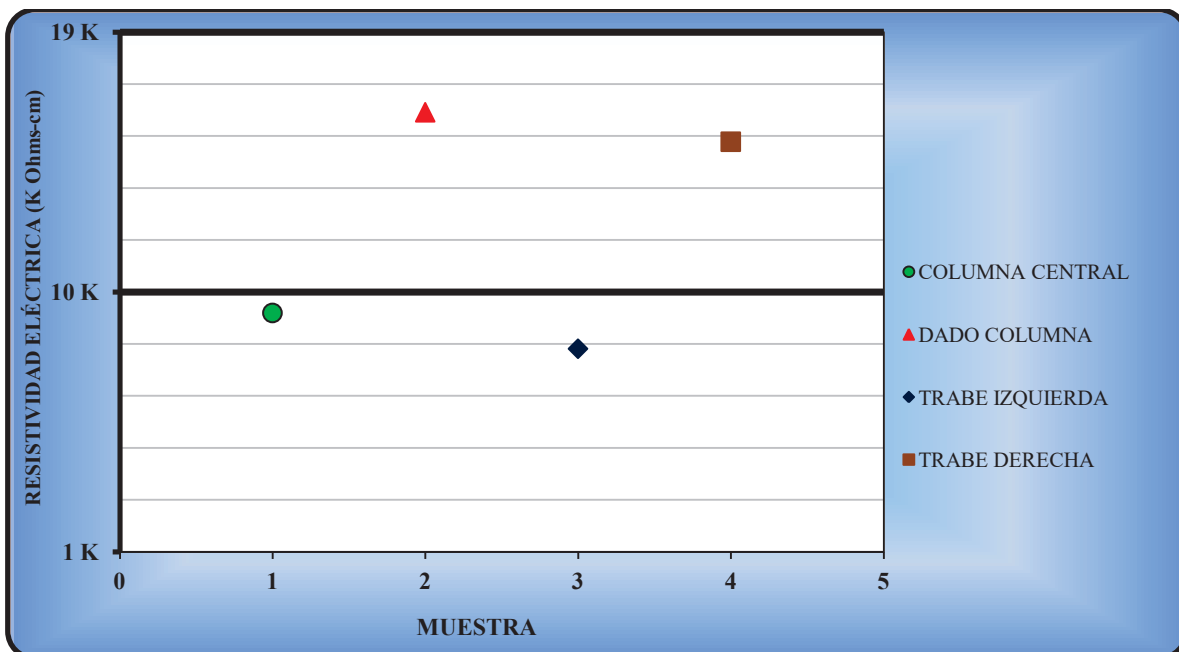
ESPÉCIMEN	DIAMETRO (cm)	ALTURA (cm)	R (Ω)	AREA (cm ²)	r (k Ω ·cm)
PRP1	6.89	13.27	3.30 X 1K	37.280	9.27
PRT1	6.94	8.48	1.80 X 1K	37.830	8.03
PRD1	6.92	8.23	3.55 X 1K	37.610	16.22
PRT2	6.92	8.29	3.35 X 1K	37.610	15.20

Tabla VIII.7

Resultados de la prueba de Resistividad Eléctrica.

Los criterios de Evaluación son los siguientes:

$\rho > 200 \text{ k}\Omega\cdot\text{cm}$	Poco riesgo de Corrosión.
$200 > \rho > 10 \text{ k}\Omega\cdot\text{cm}$	Riesgo moderado de Corrosión.
$\rho < 10 \text{ k}\Omega\cdot\text{cm}$	Alto Riesgo de Corrosión. [2].



Gráfica VIII.2

Resultados de la prueba de Resistividad Eléctrica.



VIII.3.3.- Ultrasonido.

La prueba de Ultrasonido se ejecutó en el laboratorio de acuerdo al procedimiento descrito y se realizó a los núcleos extraídos del puente “El Rangel”.

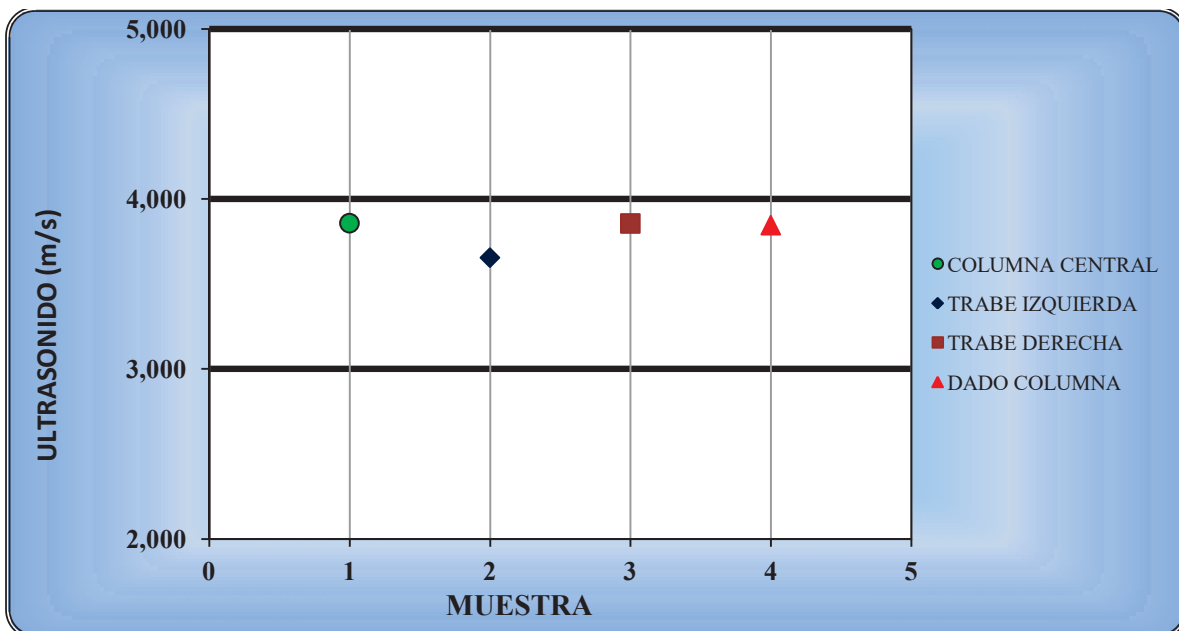
Los resultados obtenidos son los siguientes:

ESPECIMEN	DISTANCIA (M)	TIEMPO (mS)	V (m/s)
PRP1	0.1327	34.4	3,858
PRT1	0.0848	23.2	3,655
PRD1	0.0823	21.4	3,846
PRT2	0.0829	21.5	3,856

Tabla VIII.8
Resultados de la prueba de Pulso Ultrasonido.

Los criterios de Evaluación son los siguientes:

VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN	CALIDAD DEL CONCRETO
< 2000 m/s	Deficiente
2001 a 3000 m/s	Normal
3001 a 4000 m/s	Alta
> 4000 m/s	Durable [2].



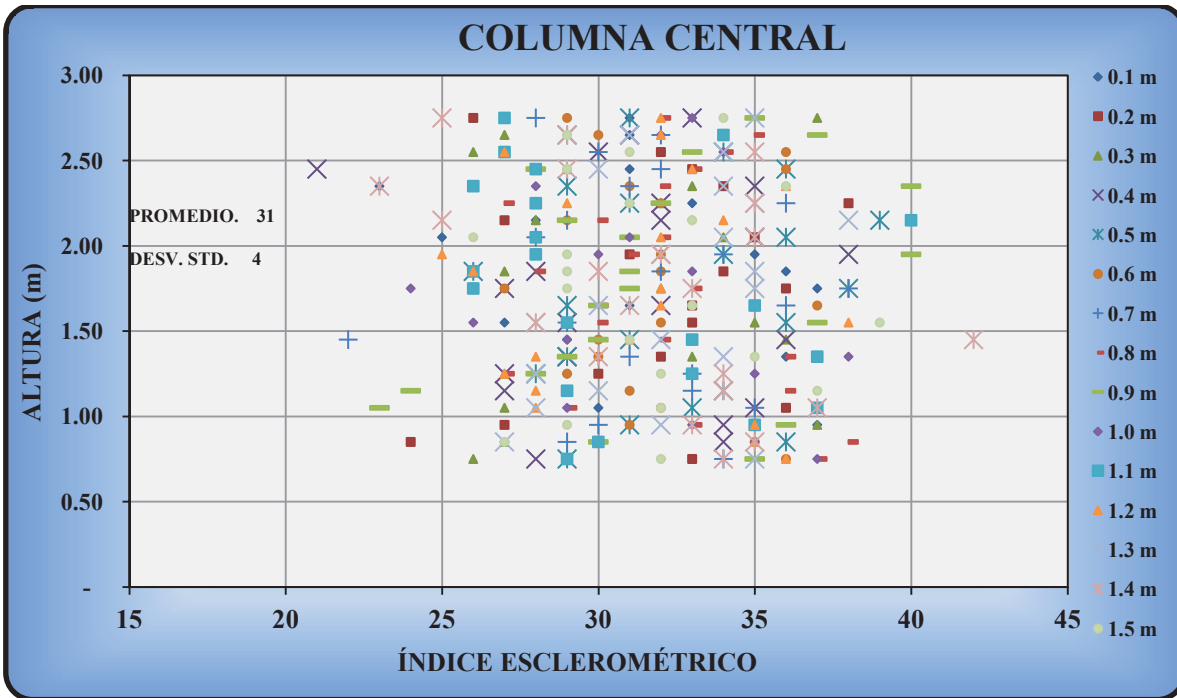
Gráfica VIII.3
Resultados de la prueba de Ultrasonido.





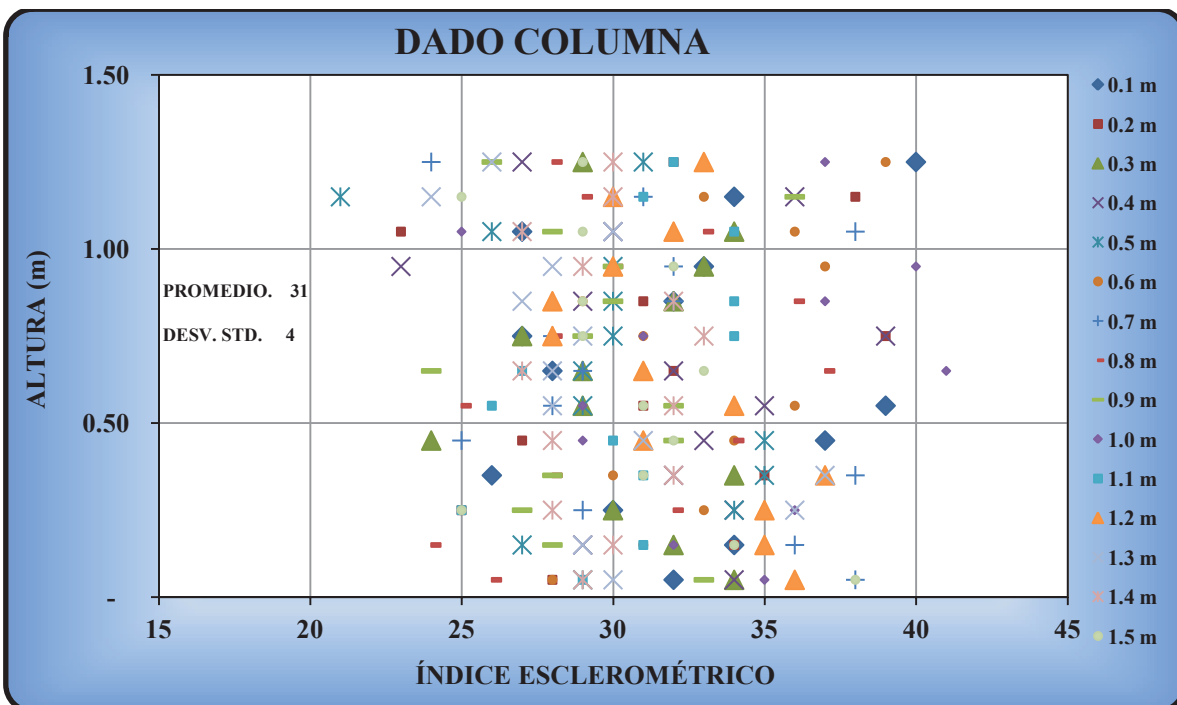
VIII.3.4.- Esclerometría.

Los resultados obtenidos son los siguientes:



Gráfica VIII.4

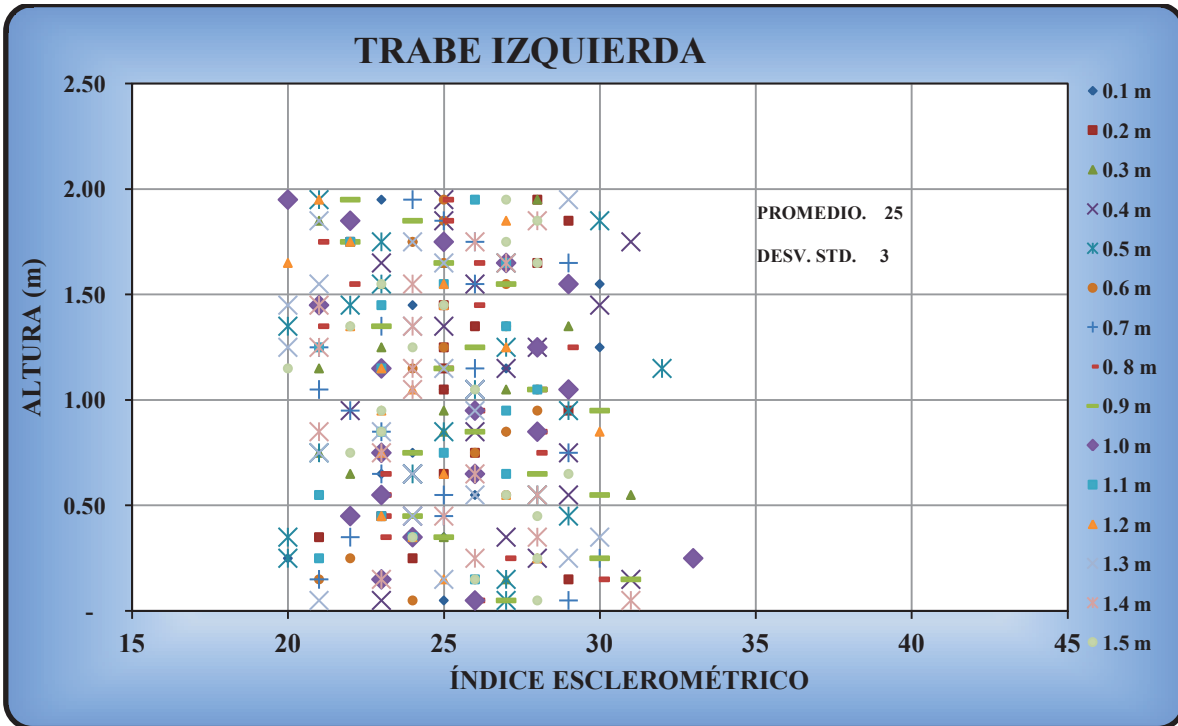
Resultados de la prueba a la Columna Central del Índice Esclerométrico VS Altura.



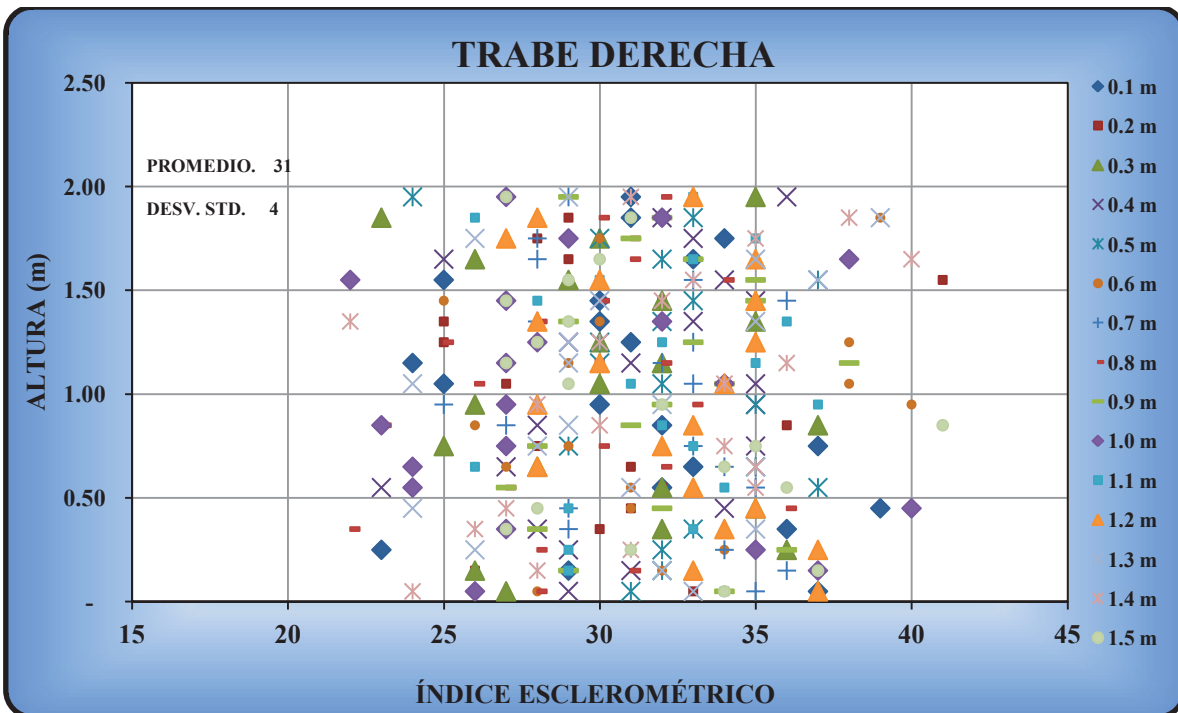
Gráfica VIII.5

Resultados de la prueba a la Dado Columna del Índice Esclerométrico VS Altura.





Gráfica VIII.6
Resultados de la prueba a la Trabe Izquierda del Índice Esclerométrico VS Altura.



Gráfica VIII.7
Resultados de la prueba a la Trabe Derecha del Índice Esclerométrico VS Altura.





VIII.3.5.- Profundidad de Carbonatación.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

COLUMNA CENTRAL					
ESPEJOR CARBONATADO X (mm)	ESPEJOR RECUBRIMIENTO (mm)	TIEMPO T (AÑOS)	CONSTANTE DE CARBONATACIÓN K (mm/año ^{1/2})	RECUBRIMIENTO PROPUESTO (mm)	PREDICCIÓN EN AÑOS
19	48	36	3.167	10	10
				20	40
				30	90
				48	230

Tabla VIII.9

Resultados de la prueba de Carbonatación en Columna Central.

DADO COLUMNA					
ESPEJOR CARBONATADO X (mm)	ESPEJOR RECUBRIMIENTO O (mm)	TIEMPO T (AÑOS)	CONSTANTE DE CARBONATACIÓN K (mm/año ^{.5})	RECUBRIMIENTO PROPUESTO (mm)	PREDICCIÓN EN AÑOS
12	50	36	2.000	10	25
				20	100
				30	225
				40	400
				50	625

Tabla VIII.10

Resultados de la prueba de Carbonatación en Dado Columna.

TRABE IZQUIERDA					
ESPEJOR CARBONATADO X (mm)	ESPEJOR RECUBRIMIENTO O (mm)	TIEMPO T (AÑOS)	CONSTANTE DE CARBONATACIÓN K (mm/año ^{.5})	RECUBRIMIENTO PROPUESTO (mm)	PREDICCIÓN EN AÑOS
24	36	36	4.00	10	6
				20	25
				30	56
				36	81

Tabla VIII.11

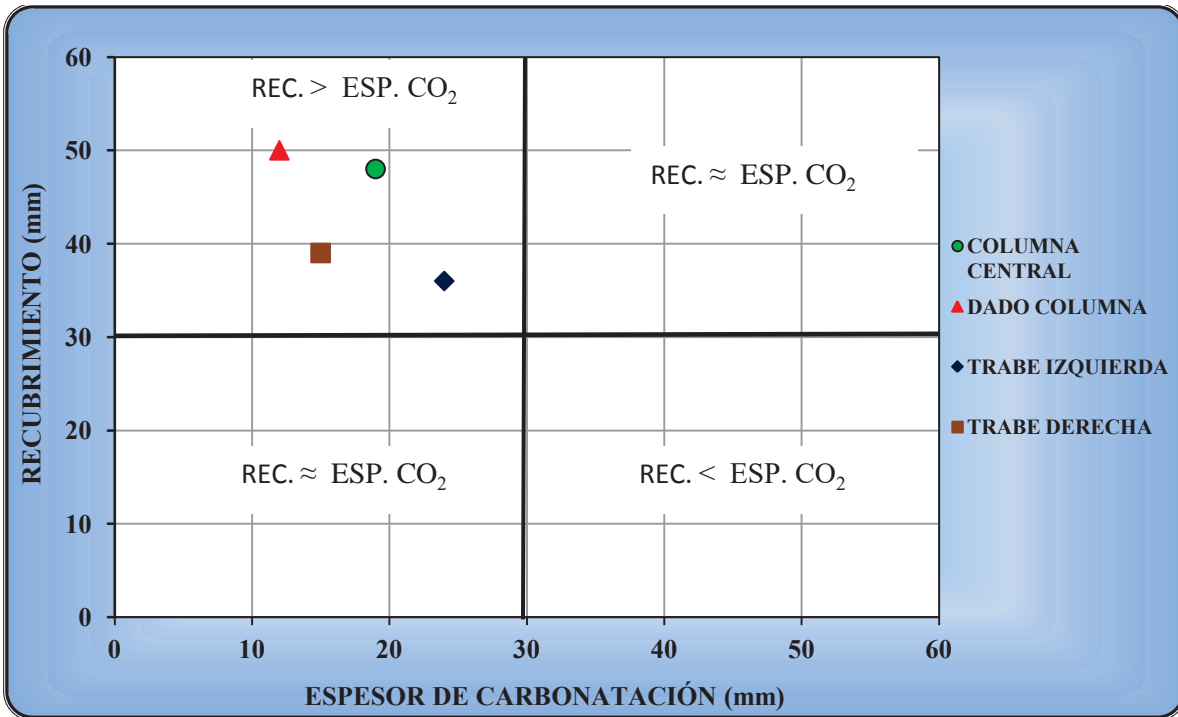
Resultados de la prueba de Carbonatación en Trabe Izquierda.

TRABE DERECHA					
ESPEJOR CARBONATADO X (mm)	ESPEJOR RECUBRIMIENTO O (mm)	TIEMPO T (AÑOS)	CONSTANTE DE CARBONATACIÓN K (mm/año ^{.5})	RECUBRIMIENTO PROPUESTO (mm)	PREDICCIÓN EN AÑOS
15	39	36	2.50	10	16
				20	64
				30	144
				39	243

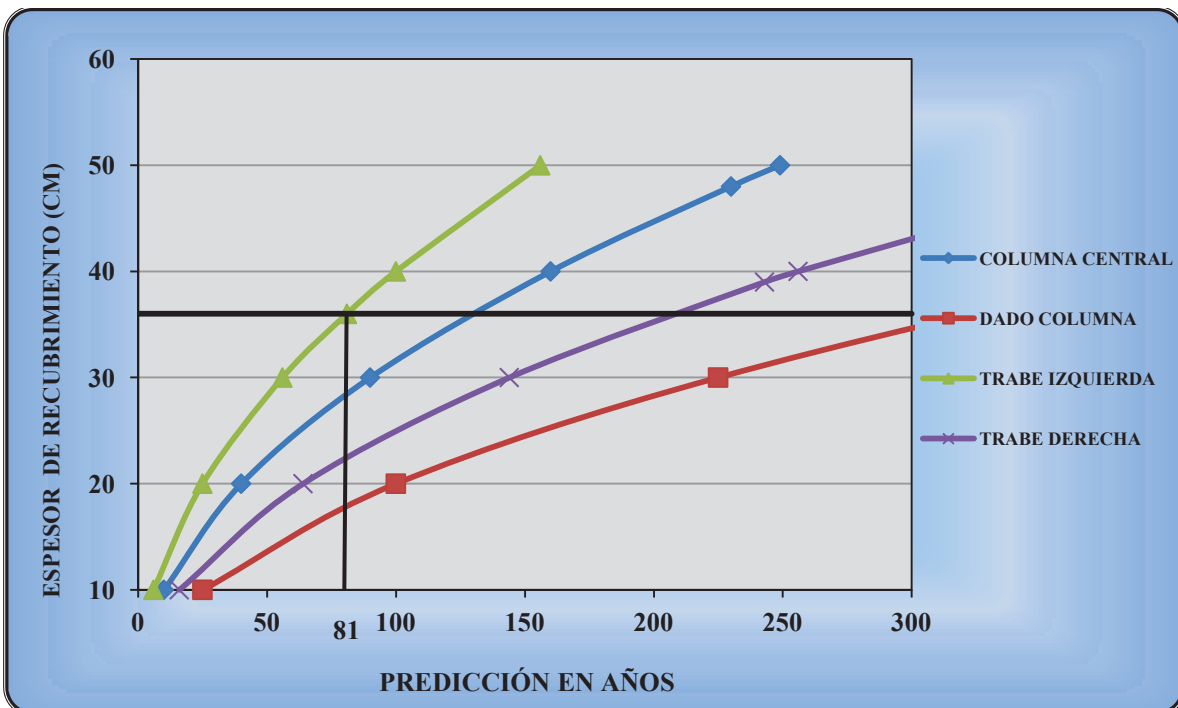
Tabla VIII.12

Resultados de la prueba de Carbonatación en Trabe Derecha.





Gráfica VIII.8
Resultados de la prueba de Carbonatación VS Recubrimiento.



Gráfica VIII.9
Resultados de la prueba de Velocidad de Carbonatación.





VIII.3.6.- Concentración de Cloruros.

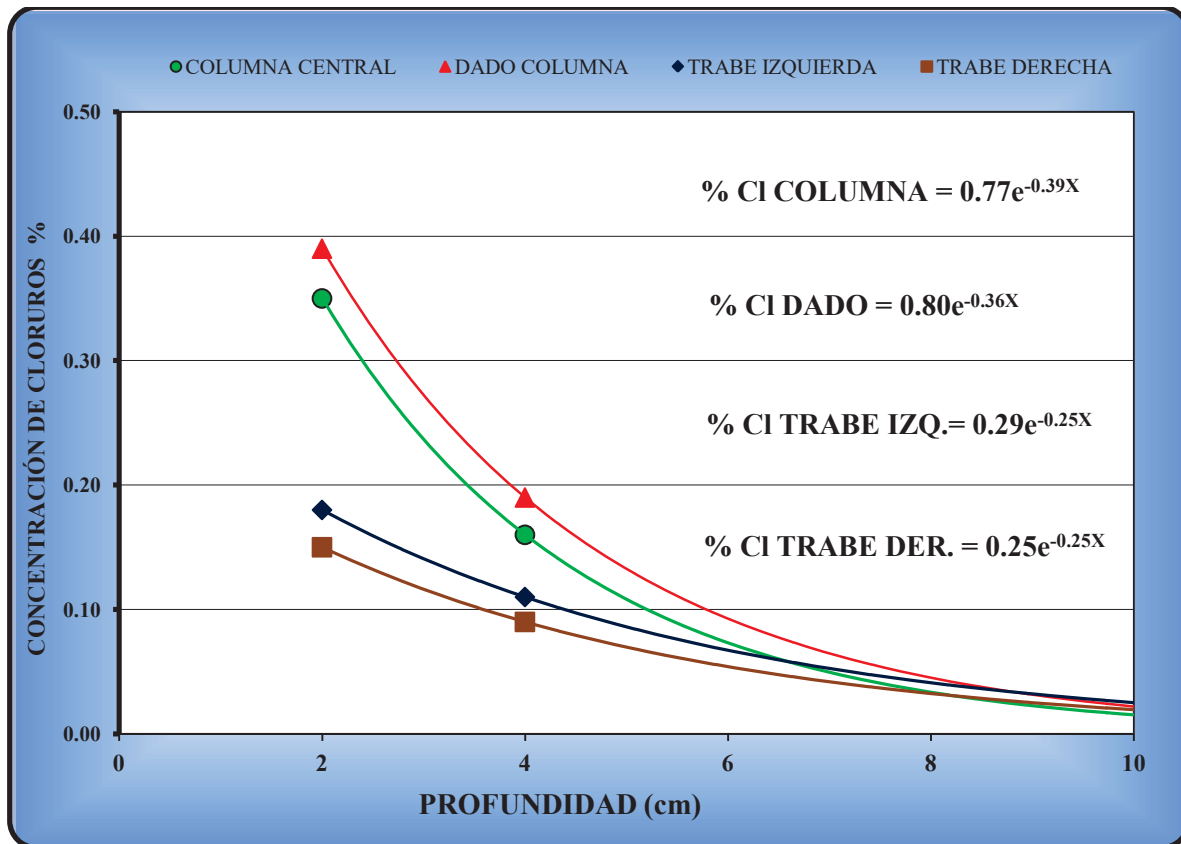
La prueba de Concentración de cloruros se ejecutó en el laboratorio de acuerdo al procedimiento previamente descrito y se realizó a las muestras de polvo extraído del puente “El Rangel”.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

CONCENTRACIÓN DE CLORUROS EN % RESPECTO AL CEMENTO		
MUESTRA	PROFUNDIDAD	
	2 cm	4 cm
PRP1	0.35	0.16
PRD1	0.39	0.19
PRT1	0.18	0.11
PRT2	0.15	0.09

Tabla VIII.13

Resultados de la prueba de Concentración de cloruros en porcentaje respecto al cemento.



Gráfica VIII.10

Resultados de la prueba de Perfil de Concentración de cloruros en porcentaje respecto al cemento.





VIII.3.7.- Resistencia a la Compresión.

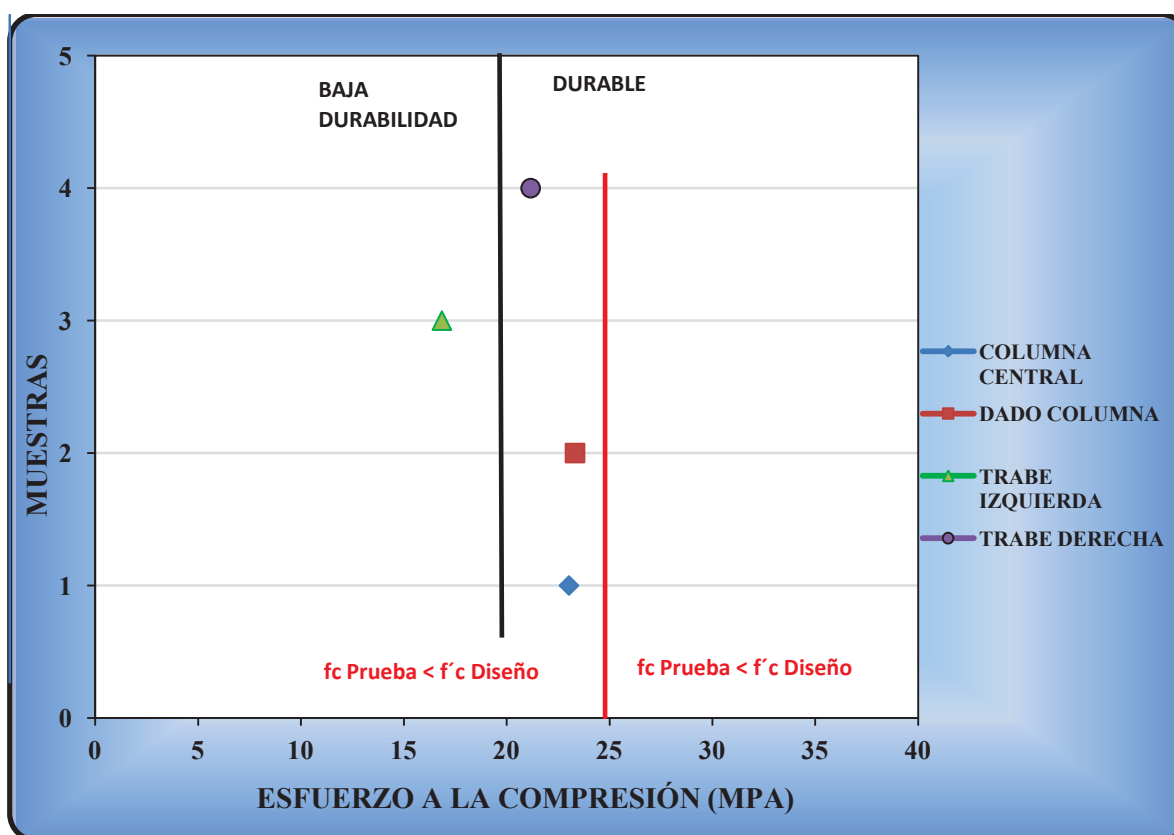
La prueba de Resistencia a la compresión se ejecutó en el laboratorio de acuerdo al procedimiento previamente descrito y se realizó a los núcleos extraídos del puente “El Rangel”.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

ESP.	DIAM. (cm)	ALTURA SIN CAB. (cm)	ALTURA CAB. (cm)	H/D	FACTOR COR.	AREA (cm) ²	VOLUMEN (cm) ³	PESO (grs)	PESO VOL. kg/m ³	CARGA MAX. Kgs	Fc kg/cm ²	Fc (MPa)
PRP1	6.89	13.27	14.06	2.04	1.000	37.28	494.71	1,120.50	2,265	8,775.00	235	23
PRT1	6.94	8.48	9.40	1.35	0.952	37.83	320.80	727.95	2,269	6,850.00	172	17
PRD1	6.92	8.23	9.23	1.33	0.950	37.61	309.53	719.97	2,326	9,425.00	238	23
PRT2	6.92	8.29	9.22	1.33	0.950	37.61	311.79	726.44	2,330	8,550.00	216	21

Tabla VIII.14

Resultados de la prueba de Resistencia a la compresión.



Gráfica VIII.11

Resultados de la prueba de Compresión VS Absorción.





VIII.3.8.- Absorción Capilar.

Los resultados fueron los siguientes:

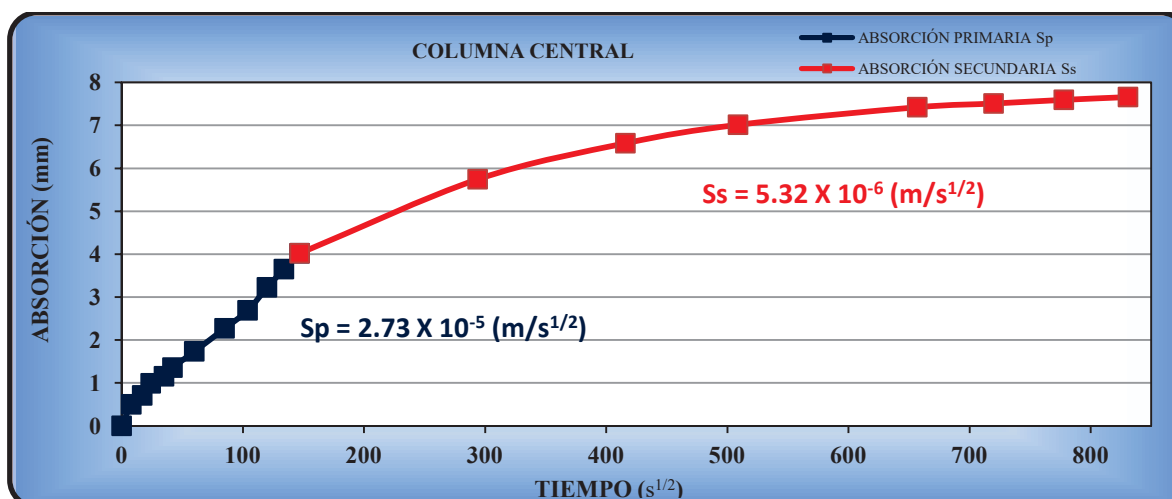
<u>Prueba</u>	<u>FAGERLUND</u>	<u>Fecha de Ensayo:</u>	<u>25/Jun/2011</u>
<u>Espécimen</u>	<u>PRP1</u>	<u>Material</u>	<u>Columna.</u>
<u>Edad</u>	<u>36 AÑOS</u>	<u>Edad de Ext. (Dias)</u>	<u>22</u>
<u>Peso W_o (g)</u>	<u>401.03</u>	<u>Peso W_f (g)</u>	<u>403.98</u>
<u>Diametro (mm)</u>	<u>68.8</u>	<u>Area (mm²)</u>	<u>3718</u>
<u>Altura (mm)</u>	<u>49.8</u>		

DIAS	TIEMPO (s)	TIEMPO (s ^{1/2})	PESO (gr)	D PESO (gr)	I (mm)		
	0	0	403.98	0.00	0.0000	Sp	2.73E-05
	60	8	405.84	1.86	0.5003	Ti	0
	300	17	406.61	2.63	0.7074	Tf	147
	600	24	407.66	3.68	0.9898	Li	0.0000
	1200	35	408.27	4.29	1.1538	If	4.0183
	1800	42	409.02	5.04	1.3556		
	3600	60	410.43	6.45	1.7348		
	7200	85	412.42	8.44	2.2700	Ss	5.32E-06
	10800	104	413.98	10.00	2.6896	Ti	147
	14400	120	415.97	11.99	3.2249	Tf	831
	18000	134	417.55	13.57	3.6498	Li	4.0183
	21600	147	418.92	14.94	4.0183	If	7.6573
1	86400	294	425.33	21.35	5.7423		
2	172800	416	428.45	24.47	6.5815		
3	259200	509	430.05	26.07	7.0118		
5	432000	657	431.57	27.59	7.4207		
6	518400	720	431.89	27.91	7.5067		
7	604800	778	432.21	28.23	7.5928		
8	691200	831	432.45	28.47	7.6573		

AGUA ABS.
1.26%

Tabla VIII.15

Resultados de la prueba Fagerlund a la Columna Central.



Gráfica VIII.12

Resultados de la prueba Fagerlund a la Columna Central.



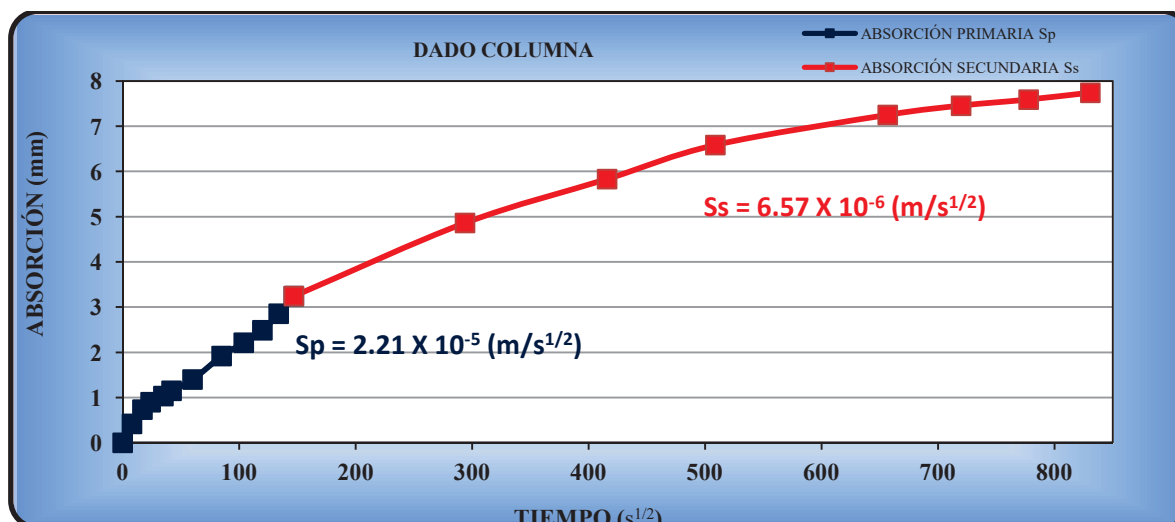


<u>Prueba</u>	<u>FAGERLUND</u>	<u>Fecha de Ensayo:</u>	<u>25/Jun/2011</u>
<u>Espécimen</u>	<u>PRD1</u>	<u>Material</u>	<u>Dado.</u>
<u>Edad</u>	<u>36 AÑOS</u>	<u>Edad de Ext. (Dias)</u>	<u>22</u>
<u>Peso Wo (g)</u>	<u>395.89</u>	<u>Peso Wf(g)</u>	<u>398.55</u>
<u>Diametro (mm)</u>	<u>69.3</u>	<u>Area (mm²)</u>	<u>3772</u>
<u>Altura (mm)</u>	<u>49.2</u>		

DIAS	TIEMPO (s)	TIEMPO (s ^{1/2})	PESO (gr)	D PESO (gr)	I (mm)		
	0	0	398.55	0.00	0.0000	Sp	2.21E-05
	60	8	400.13	1.58	0.4189	Ti	0
	300	17	401.32	2.77	0.7344	Tf	147
	600	24	401.94	3.39	0.8987	li	0.0000
	1200	35	402.45	3.90	1.0339	If	3.2450
	1800	42	402.89	4.34	1.1506		
	3600	60	403.83	5.28	1.3998		
	7200	85	405.79	7.24	1.9194	Ss	6.57E-06
	10800	104	406.90	8.35	2.2137	Ti	147
	14400	120	407.94	9.39	2.4894	Tf	831
	18000	134	409.32	10.77	2.8552	li	3.2450
	21600	147	410.79	12.24	3.2450	If	7.7413
1	86400	294	416.89	18.34	4.8621		
2	172800	416	420.55	22.00	5.8324		
3	259200	509	423.39	24.84	6.5854		
5	432000	657	425.90	27.35	7.2508		
6	518400	720	426.67	28.12	7.4549		
7	604800	778	427.18	28.63	7.5901		
8	691200	831	427.75	29.20	7.7413		

AGUA
ABS.
1.10%

Tabla VIII.16
Resultados de la prueba Fagerlund al Dado de la Columna Central.



Gráfica VIII.13
Resultados de la prueba Fagerlund al Dado de la Columna Central.





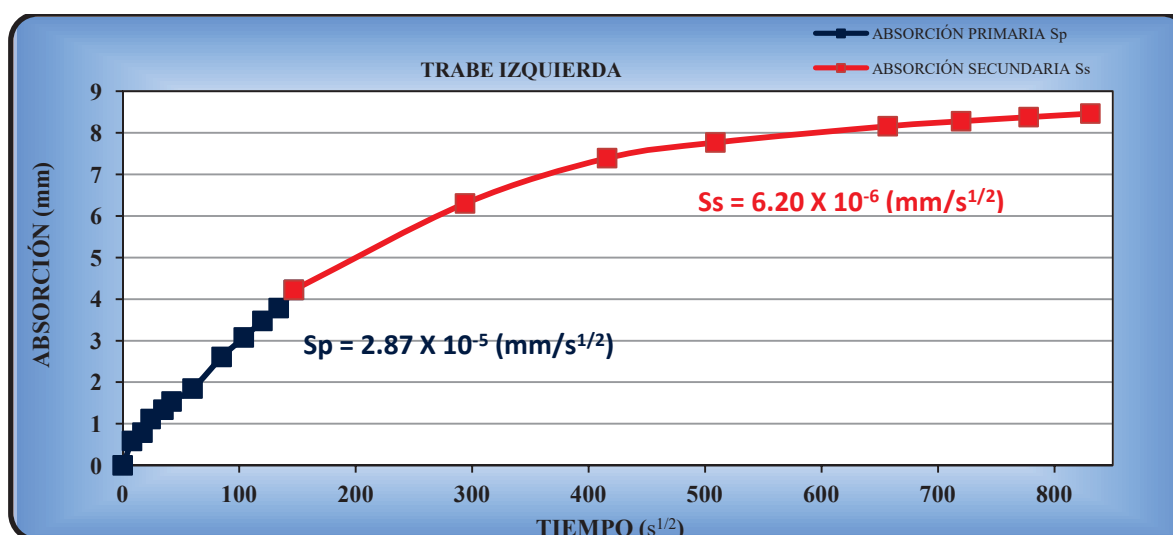
<u>Prueba</u>	<u>FAGERLUND</u>	<u>Fecha de Ensayo:</u>	<u>25/Jun/2011</u>
<u>Espécimen</u>	<u>PRT1</u>	<u>Material</u>	<u>Trabe Izq.</u>
<u>Edad</u>	<u>36 AÑOS</u>	<u>Edad de Ext. (Días)</u>	<u>22</u>
<u>Peso Wo (g)</u>	<u>391.25</u>	<u>Peso Wf(g)</u>	<u>393.84</u>
<u>Diametro (mm)</u>	<u>69.1</u>	<u>Area (mm²)</u>	<u>3750</u>
<u>Altura (mm)</u>	<u>50.1</u>		
<u>Temp (°C)</u>	<u>21</u>		

DIAS	TIEMPO (s)	TIEMPO (s ^{1/2})	PESO (gr)	D PESO (gr)	I (mm)		
	0	0	393.84	0.00	0.0000	Sp	2.87E-05
	60	8	396.04	2.20	0.5867	Ti	0
	300	17	396.79	2.95	0.7867	Tf	147
	600	24	398.02	4.18	1.1147	li	0.0000
	1200	35	398.86	5.02	1.3387	If	4.2213
	1800	42	399.60	5.76	1.5360		
	3600	60	400.77	6.93	1.8480		
	7200	85	403.62	9.78	2.6080	Ss	6.20E-06
	10800	104	405.38	11.54	3.0773	Ti	147
	14400	120	406.87	13.03	3.4747	Tf	831
	18000	134	408.03	14.19	3.7840	li	4.2213
	21600	147	409.67	15.83	4.2213	If	8.4640
1	86400	294	417.47	23.63	6.3013		
2	172800	416	421.56	27.72	7.3920		
3	259200	509	422.97	29.13	7.7680		
5	432000	657	424.44	30.60	8.1600		
6	518400	720	424.89	31.05	8.2800		
7	604800	778	425.26	31.42	8.3787		
8	691200	831	425.58	31.74	8.4640		

AGUA
ABS.
1.47%

Tabla VIII.17

Resultados de la prueba Fagerlund a la trabe Izquierda.



Gráfica VIII.14

Resultados de la prueba Fagerlund a la trabe Izquierda.





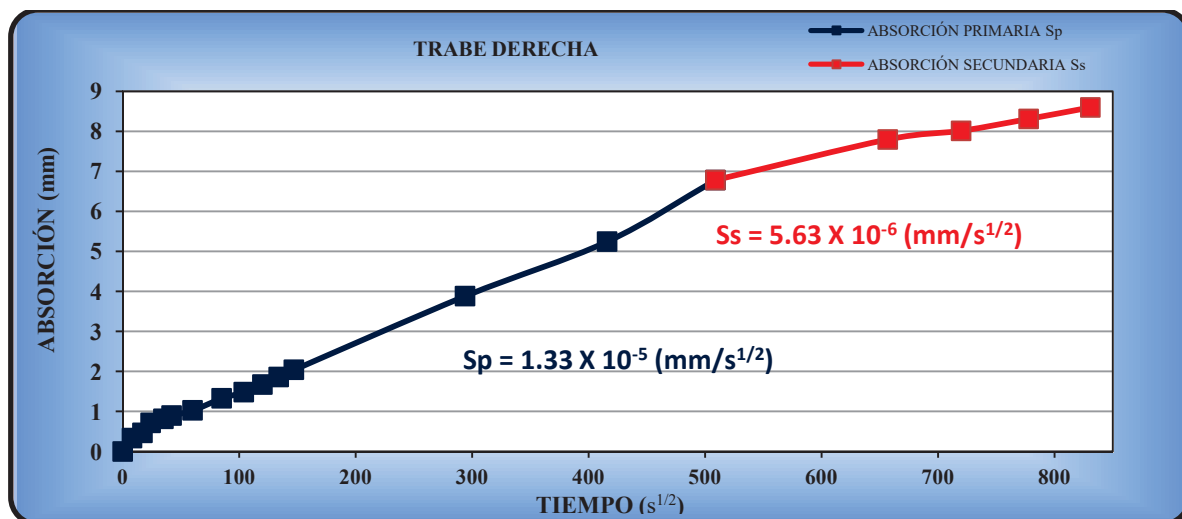
<u>Prueba</u>	<u>FAGERLUND</u>	<u>Fecha de Ensayo:</u>	<u>25/Jun/2011</u>
<u>Espécimen</u>	<u>PRT2</u>	<u>Material</u>	<u>Trabe Der.</u>
<u>Edad</u>	<u>36 AÑOS</u>	<u>Edad Ext. (Dias)</u>	<u>22</u>
<u>Peso Wo (g)</u>	<u>382.82</u>	<u>Peso Wf(g)</u>	<u>385.55</u>
<u>Diametro (mm)</u>	<u>69.2</u>	<u>Area (mm²)</u>	<u>3761</u>
<u>Altura (mm)</u>	<u>49.1</u>		
<u>Temp (°C)</u>	<u>21</u>		

DIAS	TIEMPO (s)	TIEMPO (s ^{1/2})	PESO (gr)	D PESO (gr)	I (mm)		
	0	0	385.55	0.00	0.0000	Sp	1.33E-05
	60	8	386.81	1.26	0.3350	Ti	0
	300	17	387.30	1.75	0.4653	Tf	509
	600	24	388.24	2.69	0.7152	li	0.0000
	1200	35	388.62	3.07	0.8163	If	6.7801
	1800	42	388.93	3.38	0.8987		
	3600	60	389.42	3.87	1.0290		
	7200	85	390.55	5.00	1.3294	Ss	5.63E-06
	10800	104	391.13	5.58	1.4836	Ti	509
	14400	120	391.84	6.29	1.6724	Tf	831
	18000	134	392.55	7.00	1.8612	li	6.7801
	21600	147	393.23	7.68	2.0420	If	8.5935
1	86400	294	400.15	14.60	3.8819		
2	172800	416	405.27	19.72	5.2433		
3	259200	509	411.05	25.50	6.7801		
5	432000	657	414.86	29.31	7.7931		
6	518400	720	415.67	30.12	8.0085		
7	604800	778	416.79	31.24	8.3063		
8	691200	831	417.87	32.32	8.5935		

**AGUA
ABS.
0.88%**

Tabla VIII.18

Resultados de la prueba Fagerlund a la trabe Derecha.



Gráfica VIII.15

Resultados de la prueba Fagerlund a la trabe Derecha.



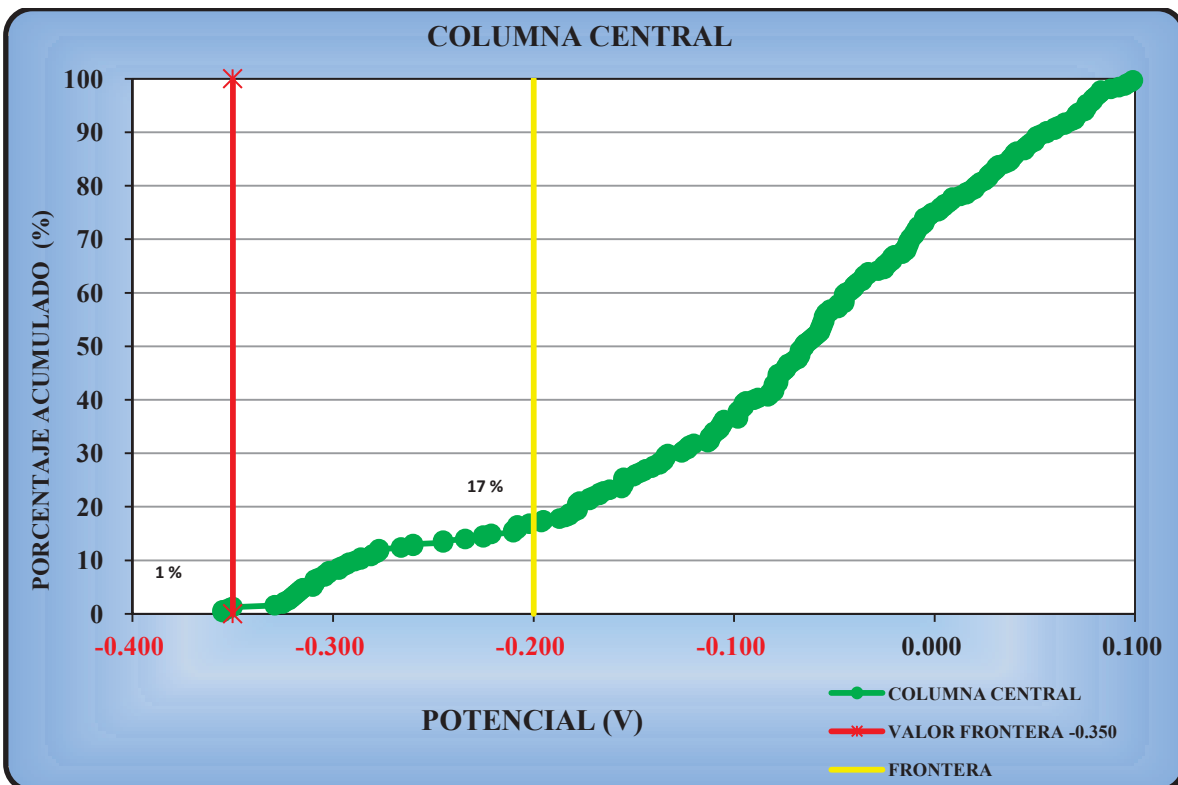


VIII.3.9.- Medición de Potenciales.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes.

PRP1	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
2.75	0.092	0.076	0.136	0.098	0.082	0.072	0.079	0.095	-0.054	-0.074	-0.055	-0.055	-0.013	0.016	0.035
2.65	0.088	0.070	0.099	0.096	0.062	0.070	0.068	0.083	-0.066	-0.135	-0.062	-0.065	-0.014	0.005	0.027
2.55	0.080	0.060	0.083	0.081	0.060	0.075	0.071	0.076	-0.075	-0.137	-0.073	-0.090	-0.021	0.002	0.022
2.45	0.078	0.056	0.076	0.075	0.056	0.051	0.040	0.050	-0.080	-0.134	-0.078	-0.110	-0.033	-0.005	-0.005
2.35	0.079	0.046	0.065	0.065	0.053	0.045	0.031	0.041	-0.082	-0.133	-0.080	-0.112	-0.045	-0.008	-0.016
2.25	0.071	0.030	0.050	0.047	0.045	0.039	0.018	0.031	-0.088	-0.137	-0.045	-0.122	-0.061	-0.012	-0.025
2.15	0.051	0.020	0.040	0.038	0.037	0.032	0.020	0.029	-0.094	-0.147	-0.098	-0.155	-0.064	-0.013	-0.055
2.05	0.048	0.009	0.026	0.025	0.027	0.023	0.016	0.021	-0.105	-0.155	-0.107	-0.178	-0.110	-0.021	-0.076
1.95	0.038	-0.009	-0.003	-0.005	0.007	0.009	0.003	0.008	-0.125	-0.178	-0.112	-0.196	-0.134	-0.055	-0.095
1.85	0.028	-0.033	-0.002	-0.063	-0.010	-0.006	-0.014	-0.005	-0.141	-0.208	-0.150	-0.208	-0.170	-0.041	-0.106
1.75	0.013	-0.048	-0.044	-0.039	-0.011	-0.013	-0.016	-0.010	-0.149	-0.221	-0.155	-0.225	-0.180	-0.078	-0.126
1.65	0.005	-0.056	-0.048	-0.045	-0.023	-0.020	-0.023	-0.014	-0.156	-0.245	-0.167	-0.245	-0.210	-0.095	-0.145
1.55	0.003	-0.058	-0.054	-0.057	-0.035	-0.025	-0.036	-0.021	-0.162	-0.297	-0.178	-0.277	-0.266	-0.123	-0.177
1.45	-0.001	-0.059	-0.067	-0.065	-0.040	-0.028	-0.045	-0.035	-0.167	-0.302	-0.182	-0.286	-0.278	-0.156	-0.120
1.35	-0.008	-0.067	-0.070	-0.067	-0.045	-0.036	-0.052	-0.040	-0.172	-0.309	-0.195	-0.292	-0.281	-0.165	-0.202
1.25	-0.009	-0.074	-0.078	-0.071	-0.057	-0.045	-0.056	-0.042	-0.178	-0.310	-0.234	-0.293	-0.295	-0.172	-0.260
1.15	-0.012	-0.078	-0.083	-0.073	-0.078	-0.057	-0.068	-0.048	-0.182	-0.315	-0.277	-0.297	-0.307	-0.178	-0.280
1.05	-0.025	-0.080	-0.095	-0.080	-0.098	-0.060	-0.080	-0.056	-0.187	-0.316	-0.289	-0.302	-0.309	-0.184	-0.350
0.95	-0.038	-0.082	-0.108	-0.096	-0.112	-0.078	-0.098	-0.068	-0.260	-0.318	-0.304	-0.304	-0.317	-0.208	-0.352
0.85	-0.052	-0.097	-0.123	-0.106	-0.135	-0.098	-0.113	-0.098	-0.286	-0.324	-0.322	-0.309	-0.319	-0.210	-0.355
0.75	-0.067	-0.105	-0.144	-0.111	-0.140	-0.107	-0.155	-0.155	-0.320	-0.325	-0.329	-0.310	-0.321	-0.225	-0.355

Tabla VIII.19
Resultados de la prueba Potenciales a la Columna Central.



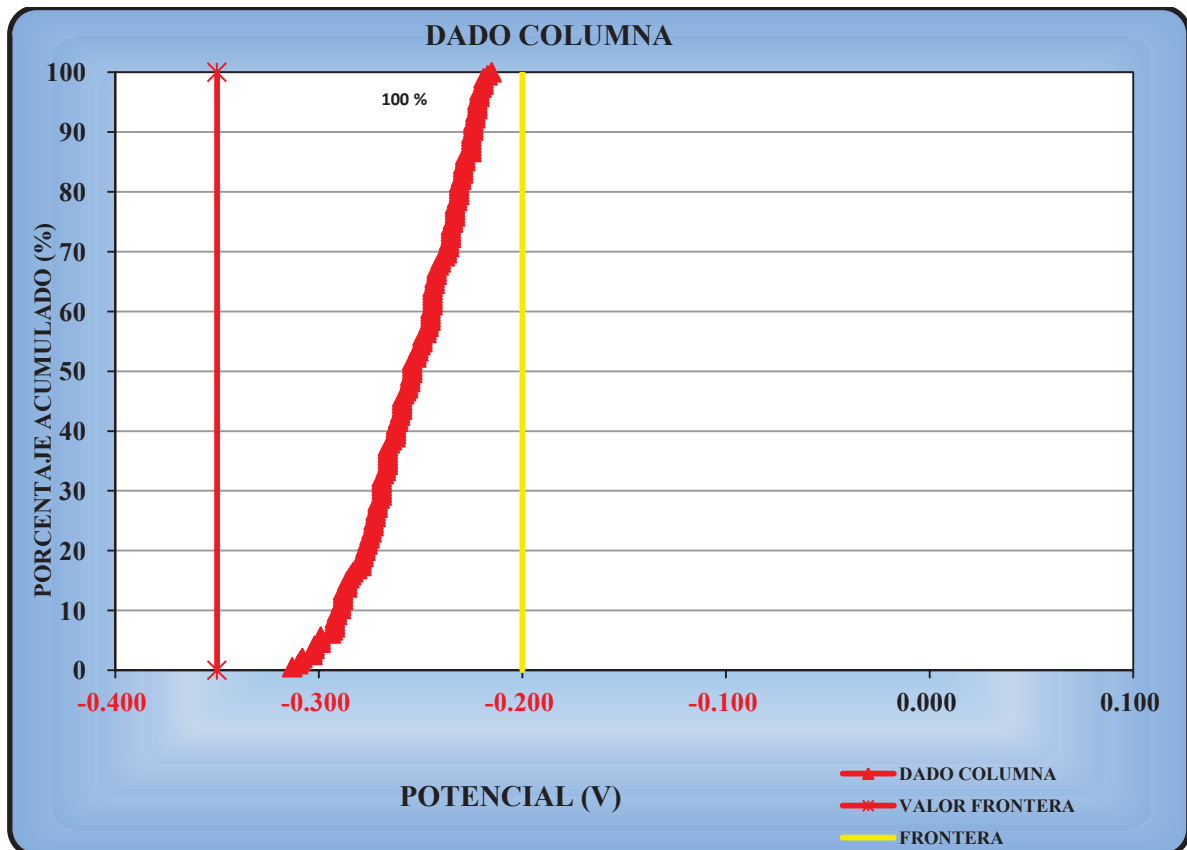
Gráfica VIII.16
Resultados de la prueba Potenciales a la Columna Central.





PRD1	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
1.25	-0.310	-0.294	-0.303	-0.313	-0.284	-0.299	-0.303	-0.273	-0.257	-0.289	-0.281	-0.308	-0.299	-0.273	-0.288
1.15	-0.299	-0.288	-0.291	-0.309	-0.283	-0.293	-0.292	-0.272	-0.244	-0.288	-0.271	-0.302	-0.292	-0.269	-0.286
1.05	-0.292	-0.270	-0.286	-0.302	-0.277	-0.289	-0.286	-0.265	-0.237	-0.278	-0.269	-0.292	-0.288	-0.266	-0.274
0.95	-0.285	-0.276	-0.279	-0.291	-0.271	-0.277	-0.267	-0.259	-0.233	-0.264	-0.266	-0.278	-0.273	-0.262	-0.269
0.85	-0.276	-0.269	-0.279	-0.289	-0.269	-0.274	-0.262	-0.256	-0.231	-0.255	-0.262	-0.275	-0.266	-0.259	-0.266
0.75	-0.272	-0.262	-0.275	-0.279	-0.266	-0.271	-0.255	-0.251	-0.225	-0.244	-0.254	-0.268	-0.256	-0.254	-0.259
0.65	-0.269	-0.261	-0.269	-0.272	-0.260	-0.266	-0.249	-0.245	-0.222	-0.237	-0.245	-0.259	-0.254	-0.245	-0.252
0.55	-0.266	-0.260	-0.261	-0.267	-0.259	-0.254	-0.245	-0.244	-0.219	-0.234	-0.244	-0.255	-0.249	-0.243	-0.249
0.45	-0.262	-0.251	-0.252	-0.258	-0.254	-0.250	-0.242	-0.232	-0.217	-0.233	-0.235	-0.247	-0.245	-0.238	-0.244
0.35	-0.244	-0.243	-0.243	-0.246	-0.247	-0.246	-0.242	-0.232	-0.219	-0.229	-0.231	-0.244	-0.242	-0.233	-0.235
0.25	-0.231	-0.231	-0.236	-0.240	-0.240	-0.241	-0.235	-0.229	-0.221	-0.225	-0.229	-0.236	-0.223	-0.229	-0.231
0.15	-0.225	-0.224	-0.230	-0.235	-0.236	-0.234	-0.230	-0.224	-0.221	-0.223	-0.225	-0.233	-0.233	-0.225	-0.224
0.05	-0.235	-0.223	-0.224	-0.225	-0.228	-0.228	-0.222	-0.220	-0.215	-0.219	-0.222	-0.228	-0.225	-0.222	-0.221

Tabla VIII.20
Resultados de la prueba Potenciales al Dado de la Columna Central.



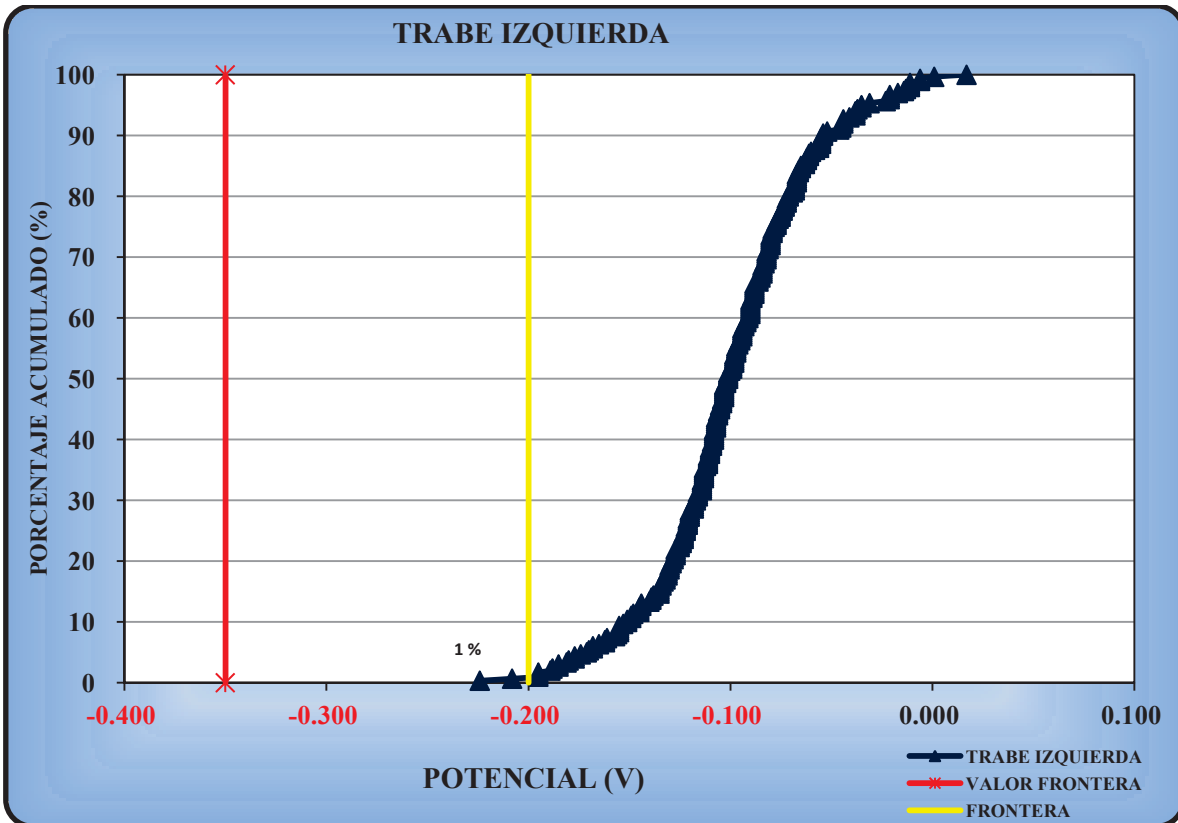
Gráfica VIII.17
Resultados de la prueba Potenciales al Dado de la Columna Central.





PRT1	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
1.95	-0.072	0.017	-0.067	-0.011	-0.066	-0.090	-0.021	-0.077	-0.063	-0.098	-0.014	-0.073	-0.094	-0.031	-0.081
1.85	-0.077	-0.011	-0.075	-0.023	-0.068	-0.098	-0.035	-0.095	-0.072	-0.111	-0.021	-0.080	-0.090	-0.038	-0.085
1.75	-0.088	-0.021	-0.080	-0.013	-0.071	-0.101	-0.046	-0.107	-0.084	-0.124	-0.017	-0.095	-0.108	-0.044	-0.097
1.65	-0.091	-0.035	-0.083	-0.038	-0.077	-0.104	-0.063	-0.111	-0.099	-0.133	-0.038	-0.084	-0.108	-0.061	-0.107
1.55	-0.105	-0.044	-0.086	-0.037	-0.085	-0.121	-0.090	-0.123	-0.104	-0.162	-0.041	-0.098	-0.111	-0.088	-0.125
1.45	-0.132	-0.054	-0.089	-0.006	-0.089	-0.145	-0.069	-0.127	-0.112	-0.195	-0.006	-0.102	-0.120	-0.067	-0.135
1.35	-0.122	-0.067	-0.092	-0.065	-0.102	-0.155	-0.131	-0.117	-0.106	-0.224	-0.044	-0.110	-0.144	-0.111	-0.123
1.25	-0.103	-0.068	-0.092	-0.062	-0.101	-0.131	-0.075	-0.118	-0.082	-0.170	-0.055	-0.113	-0.135	-0.090	-0.121
1.15	-0.091	-0.056	-0.096	-0.055	-0.100	-0.113	-0.082	-0.122	-0.096	-0.132	-0.056	-0.122	-0.121	-0.084	-0.135
1.05	-0.094	-0.079	-0.105	-0.082	-0.108	-0.125	-0.097	-0.127	-0.097	-0.153	-0.072	-0.130	-0.127	-0.107	-0.130
0.95	-0.104	-0.094	-0.113	-0.076	-0.127	-0.134	-0.109	-0.130	-0.113	-0.181	-0.080	-0.135	-0.131	-0.114	-0.138
0.85	-0.099	-0.094	-0.116	-0.120	-0.148	-0.168	-0.110	-0.155	-0.120	-0.161	-0.103	-0.145	-0.162	-0.106	-0.151
0.75	-0.094	-0.090	-0.114	-0.124	-0.165	-0.195	-0.208	-0.180	-0.157	-0.123	-0.113	-0.155	-0.185	-0.195	-0.177
0.65	-0.093	-0.090	-0.110	-0.114	-0.145	-0.177	-0.188	-0.168	-0.149	-0.118	-0.134	-0.140	-0.174	-0.185	-0.171
0.55	-0.088	-0.084	-0.107	-0.103	-0.116	-0.139	-0.149	-0.144	-0.117	-0.114	-0.123	-0.145	-0.162	-0.156	-0.155
0.45	-0.083	-0.066	-0.105	-0.080	-0.082	-0.118	-0.108	-0.128	-0.111	-0.107	-0.103	-0.103	-0.129	-0.110	-0.139
0.35	-0.080	-0.055	-0.101	-0.075	-0.079	-0.114	-0.189	-0.113	-0.108	-0.098	-0.090	-0.080	-0.121	-0.120	-0.129
0.25	-0.068	-0.045	-0.099	-0.067	-0.074	-0.109	-0.074	-0.108	-0.101	-0.088	-0.065	-0.079	-0.116	-0.088	-0.118
0.15	-0.055	-0.011	-0.093	-0.061	-0.078	-0.107	-0.068	-0.098	-0.097	-0.082	-0.062	-0.073	-0.109	-0.086	-0.114
0.05	-0.052	0.001	-0.084	-0.058	-0.067	-0.103	-0.045	-0.090	-0.088	-0.081	-0.060	-0.071	-0.103	-0.054	-0.106

Tabla VIII.21
Resultados de la prueba Potenciales a la Trabe Izquierda.

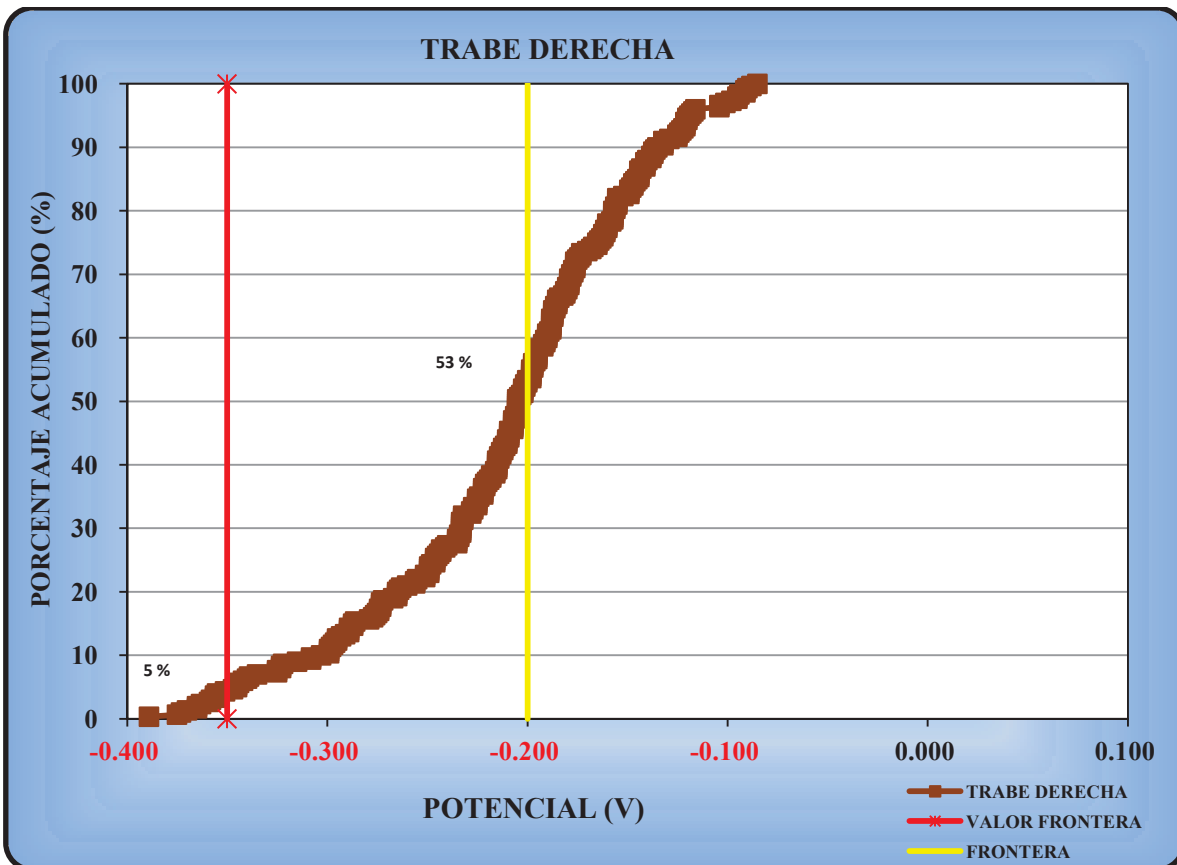


Gráfica VIII.18
Resultados de la prueba Potenciales a la Trabe Izquierda.



PRT2	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
1.95	-0.141	-0.149	-0.137	-0.180	-0.091	-0.191	-0.186	-0.186	-0.145	-0.118	-0.095	-0.201	-0.181	-0.178	-0.155
1.85	-0.146	-0.155	-0.141	-0.182	-0.185	-0.198	-0.188	-0.187	-0.149	-0.121	-0.155	-0.195	-0.195	-0.176	-0.144
1.75	-0.157	-0.157	-0.147	-0.187	-0.188	-0.205	-0.198	-0.189	-0.152	-0.123	-0.195	-0.202	-0.209	-0.185	-0.147
1.65	-0.160	-0.162	-0.156	-0.192	-0.200	-0.219	-0.204	-0.195	-0.160	-0.138	-0.205	-0.210	-0.215	-0.197	-0.157
1.55	-0.164	-0.157	-0.161	-0.203	-0.215	-0.233	-0.221	-0.196	-0.173	-0.161	-0.214	-0.233	-0.221	-0.214	-0.163
1.45	-0.187	-0.158	-0.155	-0.206	-0.225	-0.256	-0.232	-0.209	-0.176	-0.160	-0.225	-0.249	-0.245	-0.218	-0.175
1.35	-0.185	-0.149	-0.144	-0.201	-0.295	-0.273	-0.232	-0.207	-0.181	-0.165	-0.277	-0.286	-0.248	-0.207	-0.192
1.25	-0.162	-0.132	-0.132	-0.188	-0.291	-0.241	-0.220	-0.206	-0.179	-0.165	-0.289	-0.287	-0.233	-0.205	-0.197
1.15	-0.143	-0.132	-0.125	-0.179	-0.216	-0.207	-0.205	-0.190	-0.178	-0.157	-0.265	-0.246	-0.222	-0.207	-0.200
1.05	-0.140	-0.125	-0.120	-0.177	-0.205	-0.195	-0.190	-0.190	-0.174	-0.167	-0.244	-0.275	-0.207	-0.212	-0.188
0.95	-0.148	-0.137	-0.122	-0.187	-0.210	-0.197	-0.179	-0.198	-0.168	-0.176	-0.224	-0.246	-0.216	-0.215	-0.177
0.85	-0.170	-0.141	-0.144	-0.213	-0.228	-0.225	-0.234	-0.209	-0.179	-0.173	-0.235	-0.235	-0.233	-0.222	-0.188
0.75	-0.184	-0.144	-0.135	-0.260	-0.251	-0.263	-0.264	-0.228	-0.243	-0.198	-0.256	-0.279	-0.240	-0.234	-0.222
0.65	-0.156	-0.136	-0.138	-0.308	-0.273	-0.293	-0.296	-0.251	-0.210	-0.211	-0.289	-0.273	-0.289	-0.249	-0.213
0.55	-0.129	-0.117	-0.120	-0.295	-0.272	-0.359	-0.347	-0.274	-0.191	-0.195	-0.299	-0.339	-0.322	-0.265	-0.205
0.45	-0.124	-0.104	-0.104	-0.249	-0.249	-0.363	-0.298	-0.274	-0.180	-0.209	-0.265	-0.342	-0.325	-0.276	-0.212
0.35	-0.121	-0.101	-0.098	-0.222	-0.233	-0.365	-0.303	-0.299	-0.198	-0.215	-0.246	-0.351	-0.315	-0.299	-0.205
0.25	-0.121	-0.091	-0.094	-0.202	-0.227	-0.373	-0.308	-0.323	-0.205	-0.225	-0.267	-0.356	-0.340	-0.325	-0.202
0.15	-0.119	-0.090	-0.088	-0.188	-0.243	-0.375	-0.323	-0.356	-0.218	-0.232	-0.287	-0.365	-0.345	-0.335	-0.215
0.05	-0.116	-0.095	-0.085	-0.176	-0.255	-0.389	-0.344	-0.358	-0.227	-0.235	-0.297	-0.370	-0.355	-0.345	-0.233

Tabla VIII.22
Resultados de la prueba Potenciales a la Trabe Izquierda.



Gráfica VIII.19
Resultados de la prueba Potenciales a la Trabe Derecha.





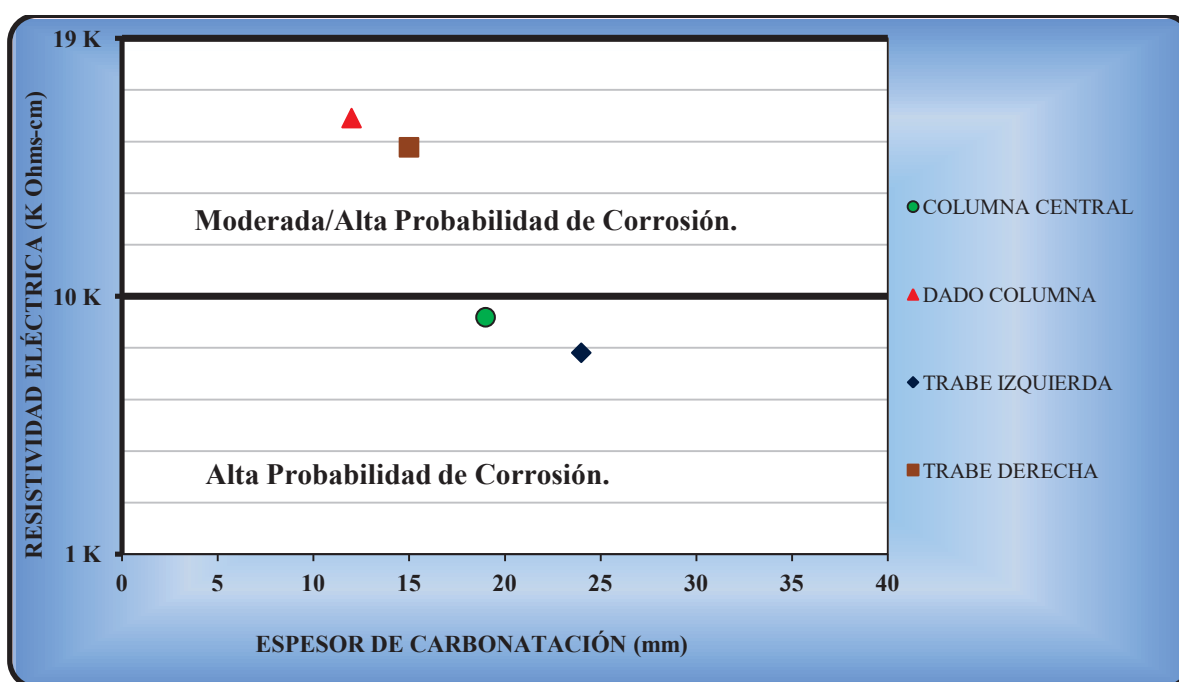
IX.- ANÁLISIS DE RESULTADOS.

Corrosividad Atmosférica.

Para los 36 años de antigüedad que presenta el puente se tiene una velocidad de corrosión de 113.89 mm / año, o lo que equivale a 0.113 mm/año, considerando los criterios de evaluación la Tabla VIII.5, se ubica al acero de refuerzo con un muy elevado nivel de corrosión considerando que las condiciones climáticas del puente “El Rangel”, se clasifica en una atmósfera marina y que se define conforme a la norma ISO 9223, como un ambiente con un grado de corrosividad severo.

Resistividad Eléctrica.

Para determinar la Resistividad Eléctrica del concreto reforzado, se considera el criterio de evaluación de la prueba, donde en primera instancia se clasifica el valor de resistividad obtenido (ρ); y como segundo término para obtener la clasificación se considera si hay presencia de cloruros o si el material tiene carbonatación.



Gráfica IX.1 Resultados de Resistividad Eléctrica VS Carbonatación.

En la Gráfica IX.1 Se observa que el concreto de la trabe izquierda presenta menor resistividad eléctrica y a su vez es el material con mayor espesor de



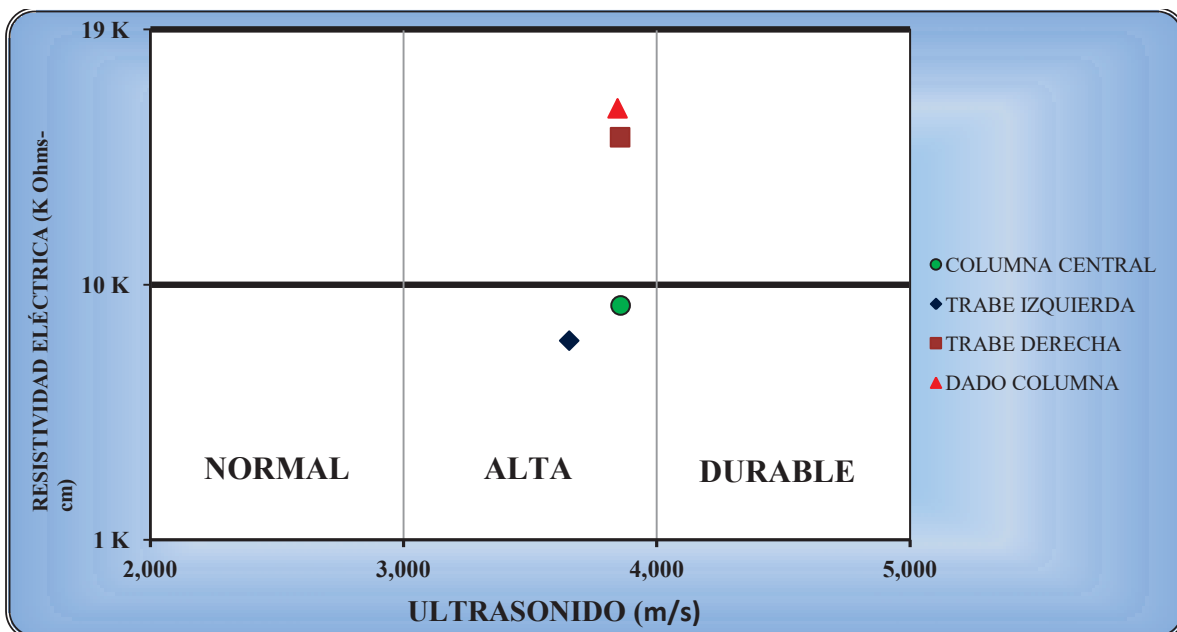
carbonatación, en cambio el concreto del dado de la columna presenta mayor resistividad eléctrica y menor espesor de carbonatación.

El concreto de la Columna y la Trabe izquierda se encuentran con valores menores de $10 \text{ k}\Omega\cdot\text{cm}$ se ubica con Alto Riesgo de Corrosión, y tomando en cuenta el ambiente costero donde se tiene un alto contenido de cloruros; pero con valores de carbonatación menores al recubrimiento, por lo que la Red Durar (Pág. 141) [2]. Ubica el material con una Alta probabilidad de Corrosión.

El concreto del Dado de la columna y la Trabe derecha se encuentran con valores mayores de $10 \text{ k}\Omega\cdot\text{cm}$ se ubica con Moderado Riesgo de Corrosión, y tomando en cuenta el ambiente costero donde se tiene contenido de cloruros, pero con valores de carbonatación menores al recubrimiento; por lo que la Red Durar (Pág. 141) [2]. Ubica el material con una Moderada/Alta probabilidad de Corrosión.

Ultrasonido.

Para determinar la calidad del concreto con base en la velocidad de propagación de la onda en el concreto reforzado, se considera el criterio de evaluación de la prueba, donde clasifica la calidad del concreto en baja, normal, alta y durable; dependiendo del valor de velocidad de propagación de la onda obtenido en (m/s).



Gráfica IX.2 Resultados de Ultrasonido VS Resistividad Eléctrica.





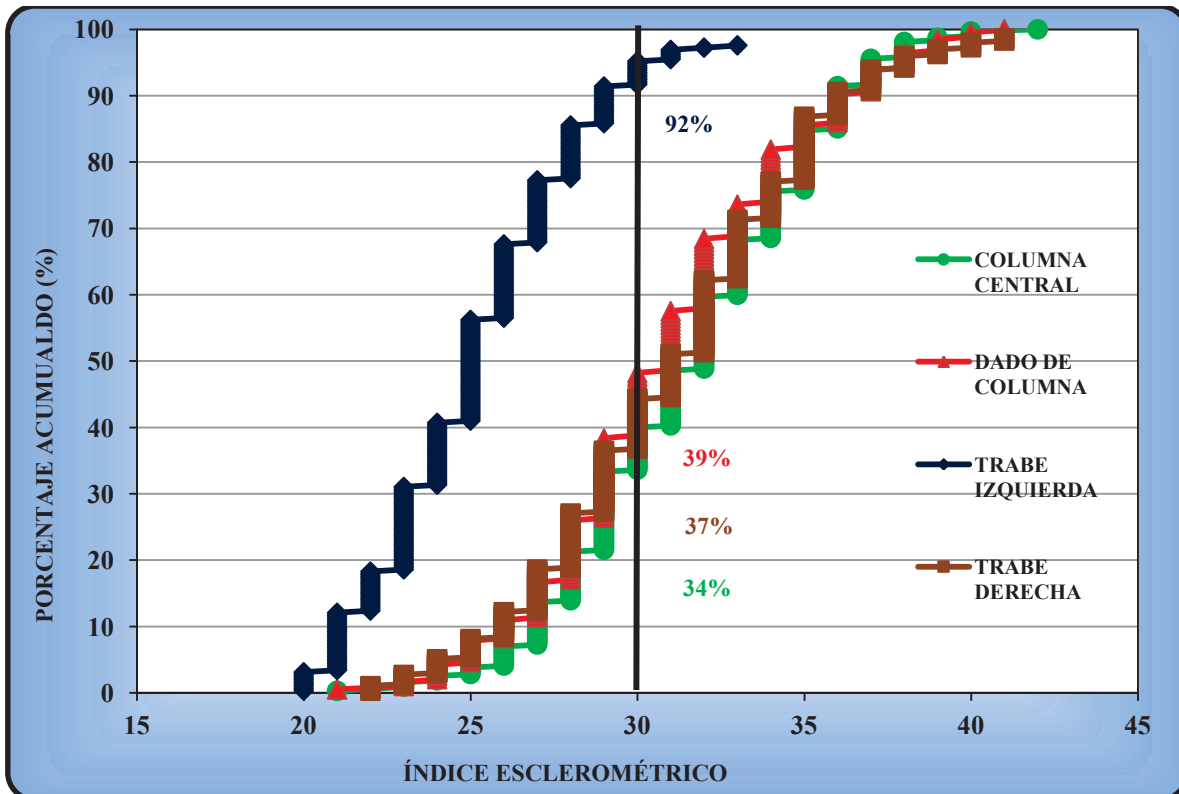
La Gráfica IX. 2 Muestra una ligera tendencia que al obtener resultados mayores de la velocidad de propagación de la onda en el concreto, aumenta la resistividad eléctrica en el material. El concreto de la trabe izquierda presenta menor velocidad de propagación de la onda y a su vez una menor resistividad eléctrica.

El concreto de la columna y la Trabe izquierda se encuentran en el Rango de de una Alta Calidad Del Concreto, pero se encuentran con valores de resistividad eléctrica menores de $10 \text{ k}\Omega\cdot\text{cm}$; por lo que la Red Durar (Pág. 141) [2]. Ubica el concreto con un Alto Riesgo de Corrosión.

El concreto del dado de la columna y la Trabe derecha se encuentran en el Rango de de una Alta Calidad Del Concreto, pero se encuentran con valores de resistividad eléctrica mayores de $10 \text{ k}\Omega\cdot\text{cm}$; por lo que la Red Durar (Pág. 141) [2]. Ubica el concreto con un Moderado Riesgo de Corrosión.

Esclerometría.

La prueba de esclerometría muestra la calidad del concreto y su homogeneidad con base en el índice de esclerométrico.



Gráfica IX.3 Resultados de Porcentajes de índice esclerométrico.



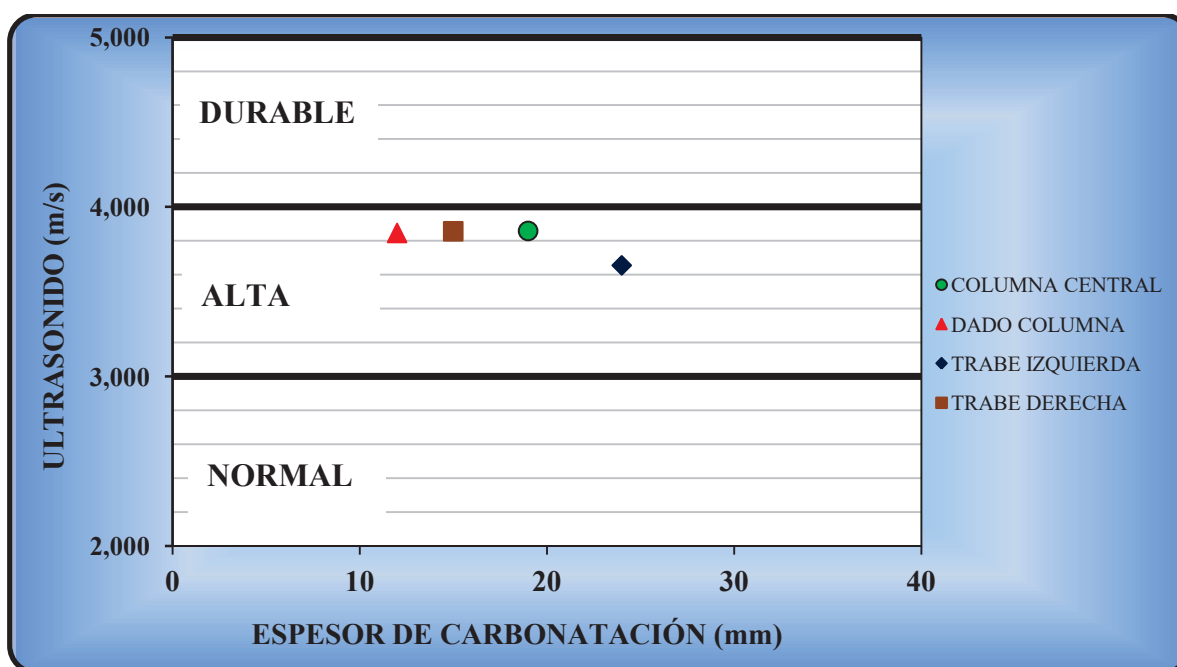


La Gráfica IX.3 Confirma la heterogeneidad del concreto con resultados de índice de esclerometría desde 20 hasta 42 en todas las muestras; también muestra la baja calidad del concreto de la trabe izquierda con valores 92% por debajo de la calidad durable del concreto, Red Durar (Pág 144) [2]. A diferencia de la trabe derecha, el dado de la columna y la columna que presentan valores similares de 37%, 39% y 34% por debajo de la calidad durable del concreto respectivamente.

Carbonatación.

Para determinar la afectación por carbonatación, se clasifica con base en los criterios de evaluación de la prueba descritos; posteriormente se determina el espesor de recubrimiento. El segundo criterio es la constante de carbonatación K ; si $K \geq 6 \text{ mm/año}^{0.5}$ concreto es de baja calidad. si K no es mayor se utiliza el siguiente criterio. $k \leq 3 \text{ mm/año}^{0.5}$, concreto es de buena calidad; si $k \geq 3 \text{ mm/año}^{0.5}$ el concreto es de moderada potencialidad de corrosión, esto se muestra en la siguiente tabla.

ESPÉCIMEN	CONSTANTE DE CARBONATACIÓN K ($\text{mm/año}^{0.5}$)	CLASIFICACIÓN
PRP1	3.17	moderada potencialidad de corrosión
PRD1	2.00	concreto de buena calidad
PRT1	4.00	moderada potencialidad de corrosión
PRT2	2.50	concreto de buena calidad



Gráfica IX.4 Resultados de Ultrasonido VS Carbonatación.





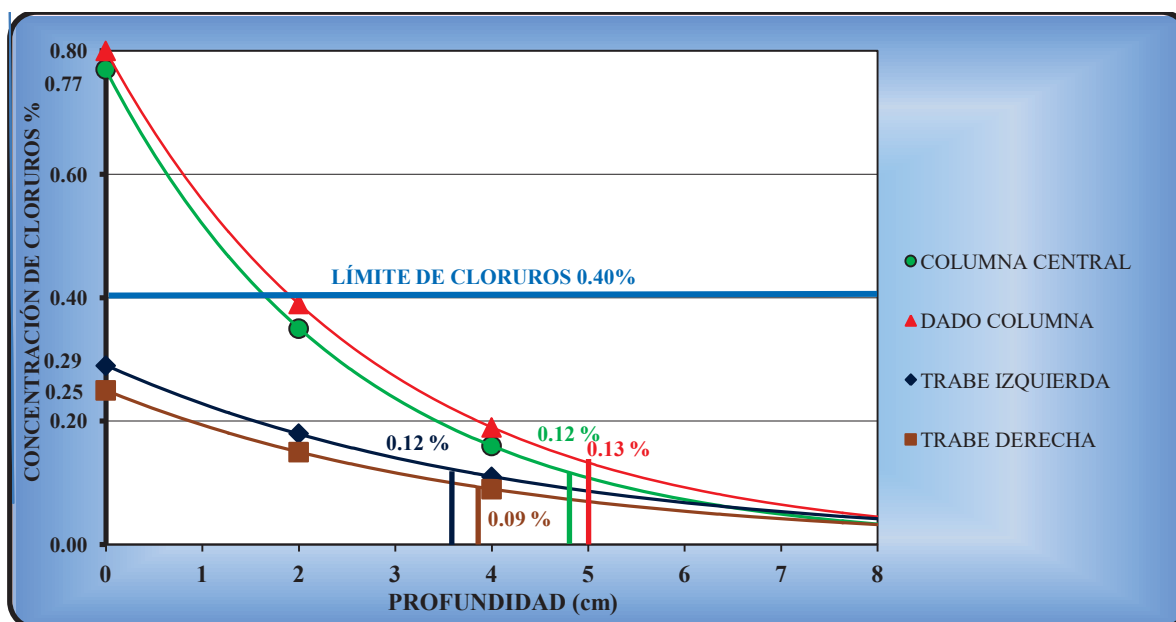
En la Gráfica IX.4 se observa que el concreto de la trabe izquierda tiene un mayor espesor de carbonatación, de igual forma este elemento tiene la menor velocidad de propagación de la onda.

Los resultados en toda la estructura cuentan con espesores de carbonatación menores que el espesor de recubrimiento lo que genera una predicción de 81 años mínima de para que el espesor de carbonatación alcance al acero de refuerzo. El concreto del dado de la columna y la Trabe derecha, la constante de carbonatación K ($\text{mm/año}^{1/2}$) $\leq 3 \text{ mm/año}^{1/2}$. Lo que la Red Durar (Pág. 147) [2]. Define el material como un Concreto de Buena Calidad.

El concreto de la Trabe izquierda y el de la Columna, la constante de carbonatación K ($\text{mm/año}^{1/2}$) $> 3 \text{ mm/año}^{1/2}$. Lo que define como una material con Moderado Potencial de Corrosión y como se encuentra ubicado en ambientes costero con una humedad Relativa $> 70\%$, lo que la Red Durar (Pág. 147) [2]. Define el material con una Alta Probabilidad de Corrosión.

Concentración de Cloruros.

El porcentaje total de cloruros respecto a la masa de cemento, presente en el material determina la probabilidad de corrosión si el porcentaje de cloruros es mayor del 0.4 % se considera una Alta potencialidad corrosiva; sin embargo si este valor es menor se considera una moderada a baja potencialidad corrosiva dependiendo del perfil de cloruros y el tiempo en llegar al refuerzo.



Gráfica IX.5 Resultados de Cloruros VS Recubrimiento.

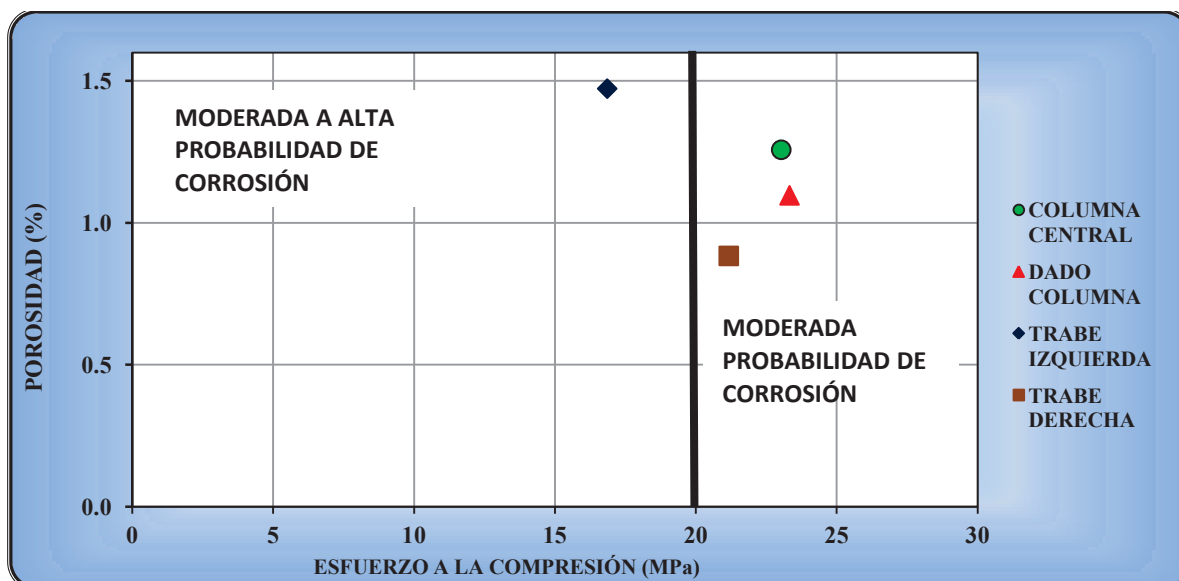




En la gráfica IX.5 se observa el perfil de cloruros de las muestras con respecto al espesor de recubrimiento. El concreto de la columna presenta una concentración de cloruros total superficial de 0.77% y en el espesor de recubrimiento presenta un 0.12% lo que genera una alta potencialidad de corrosión. El concreto del dado de la columna presenta una concentración de cloruros total superficial de 0.80% y en el espesor de recubrimiento presenta un 0.13% lo que genera una alta potencialidad de corrosión. El concreto de la trabe izquierda presenta una concentración de cloruros total superficial de 0.29% y en el espesor de recubrimiento presenta un 0.12% lo que genera una moderada potencialidad de corrosión. El concreto de la trabe derecha presenta una concentración de cloruros total superficial de 0.25% y en el espesor de recubrimiento presenta un 0.09% lo que genera una moderada potencialidad de corrosión.

Resistencia a la Compresión.

La resistencia a la compresión es un parámetro determinante en calidad del concreto, si el $f'c < 20$ MPa, se considera un concreto de baja calidad; si el $f'c \geq 20$ MPa, se considera una concreto de buena calidad. El siguiente factor a considerar para ubicar la calidad del concreto será el porcentaje de porosidad, y por último se considera si hay presencia de cloruros o si presenta carbonatación [2].



Gráfica IX.6 Resultados de Porosidad VS Esfuerzo a la Compresión.

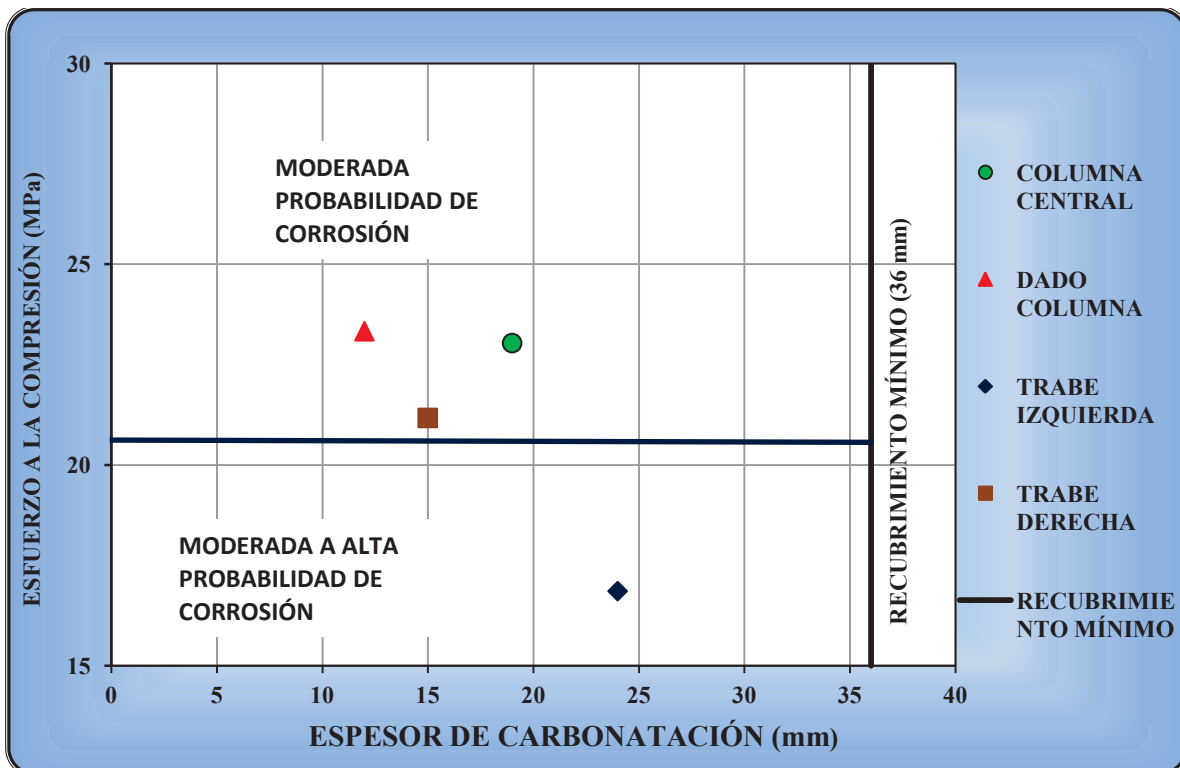
La Gráfica IX.6 muestra que la trabe izquierda presenta mayor porcentaje de porosidad y una menor resistencia a la compresión del concreto; el dado de la



columna y la columna presentan valores similares de resistencia a la compresión pero la columna presenta un incremento en el porcentaje de porosidad; la trabe derecha presenta el menor porcentaje de porosidad y una resistencia a la compresión > 20 MPa lo que define como al concreto de la trabe derecha como el de mejor calidad respecto a este criterio de durabilidad.

Se términos generales el concreto de la columna, el del dado de la columna y la trabe derecha cuenta con valores de $f_c > 20$ MPa, y una porosidad $< 15\%$; lo que define un material de baja potencialidad corrosiva, pero como se encuentra en ambientes costeros con presencia de Cloruros, lo que la Red Durar (Pág. 144) [2]. Lo define en un concreto con Moderada Probabilidad corrosiva del acero de refuerzo.

El concreto de la trabe izquierda presenta $f_c < 20$ MPa y también cuenta con presencia de Cloruros; lo que la Red Durar (Pág. 144) [2]. Lo define como un concreto con Moderada/Alta Probabilidad de Corrosión de su acero de refuerzo.



Gráfica IX.7 Resultados de Esfuerzo a la Compresión VS Espesor de Carbonatación.



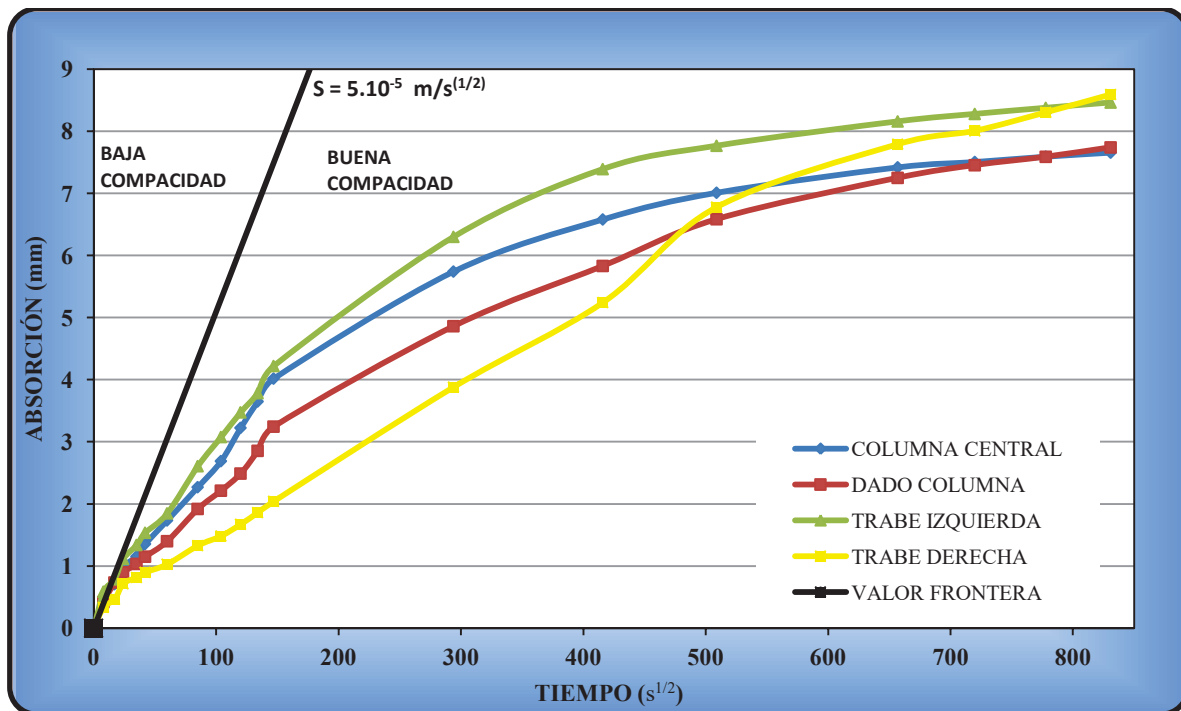
La Gráfica IX.7 tiene como parámetro de comparación el espesor de carbonación; el concreto del dado de la columna presenta menor espesor de carbonatación y una resistencia a la compresión mayor a 20 MPa, sin embargo la trabe izquierda presenta una resistencia a la compresión menor a 20MPa y es el elemento con mayor espesor de carbonatación.

Absorción Capilar.

Para determinar la compacidad del concreto por absorción capilar se basa en los criterios de evaluación de la pendiente s donde establece:

Si $s \leq 3\text{mm/h}^{(1/2)}$ ó bien $(5.10^{-5} \text{ m/s}^{(1/2)})$ concreto de buena calidad y compacidad.

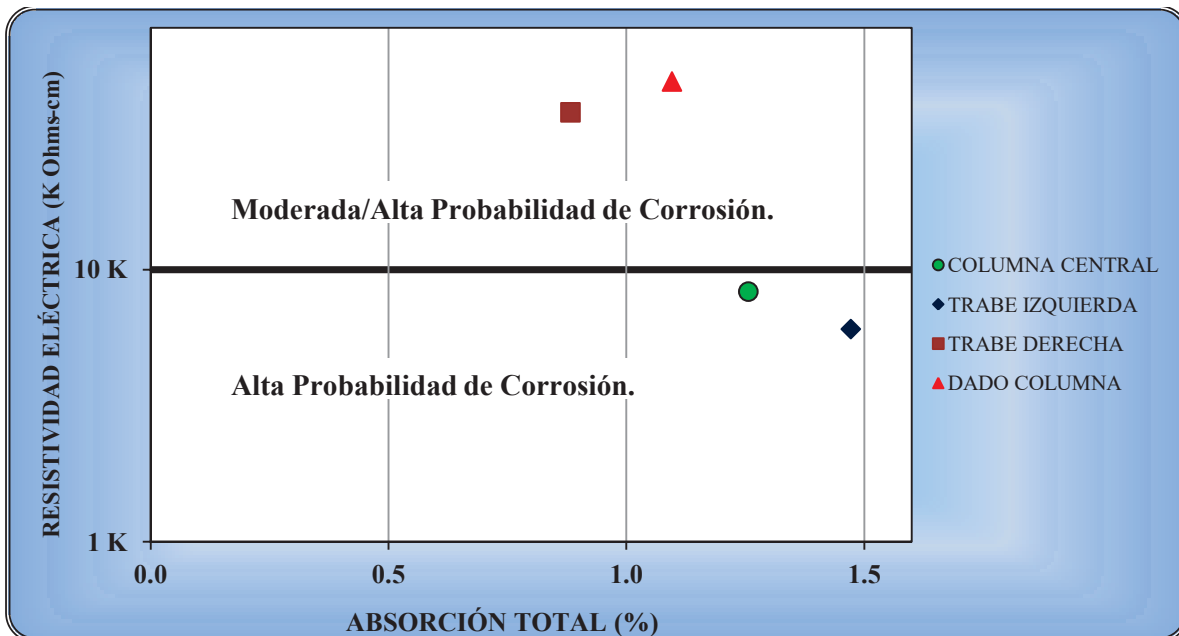
Si $s > 3\text{mm/h}^{(1/2)}$ ó bien $(5.10^{-5} \text{ m/s}^{(1/2)})$ concreto de moderada a baja calidad y compacidad.



Gráfica IX.8 Resultados de Absorción Capilar.

La Gráfica IX.8 Evalúa la absorción capilar respecto al tiempo y refleja que en todas las muestras presentan absorción capilar menores a la absorción de frontera, que para ambientes marinos que es $s < 3,0 \text{ mm/h}^{1/2}$ ($5.10^{-5} \text{ m/s}^{1/2}$) Red Durar (Pág. 121) [2]. Lo que indica que el concreto reforzado no presenta problemas por porosidad ni por absorción capilar.



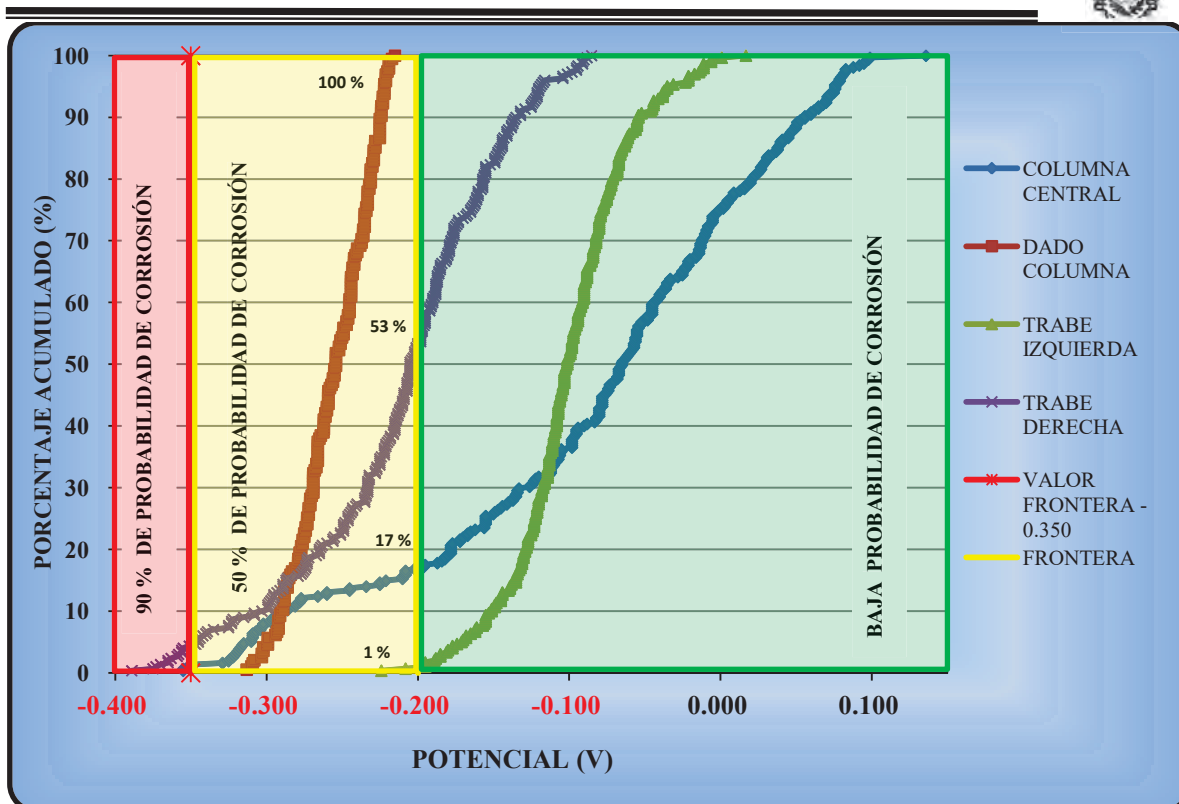


Gráfica IX.9 Resultados de Resistencia Eléctrica VS Absorción Total.

La Gráfica IX. 9 muestra la comparativa entre la absorción total y la resistividad eléctrica del concreto. Se observa una relación entre las muestras que tiene una moderada probabilidad de corrosión, como son el concreto de la trabe derecha y el dado de la columna, con respecto a los criterios de durabilidad por resistividad eléctrica, presentan un menor porcentaje de absorción total; y a su vez el concreto de la columna y la trabe izquierda presentan una alta probabilidad de corrosión por criterios de durabilidad y un mayor porcentaje de absorción con respecto a las otra muestras.

Potenciales.

La Red Durar clasifica en tres zonas, según el valor de potencialidad con respecto al electrodo de (Cu/CuSO₄), la probabilidad de corrosión; para valores mayores a -0.350 V existe una probabilidad de corrosión del 90%; si los resultados de potencialidad se encuentran entre -0.350 V y -0.200 V, presentan un 50% de probabilidad de corrosión; por último si los datos de la muestras son menores de -0.200 V, se considera una baja probabilidad de corrosión. Lo anterior se puede apreciar en la Gráfica IX.10.



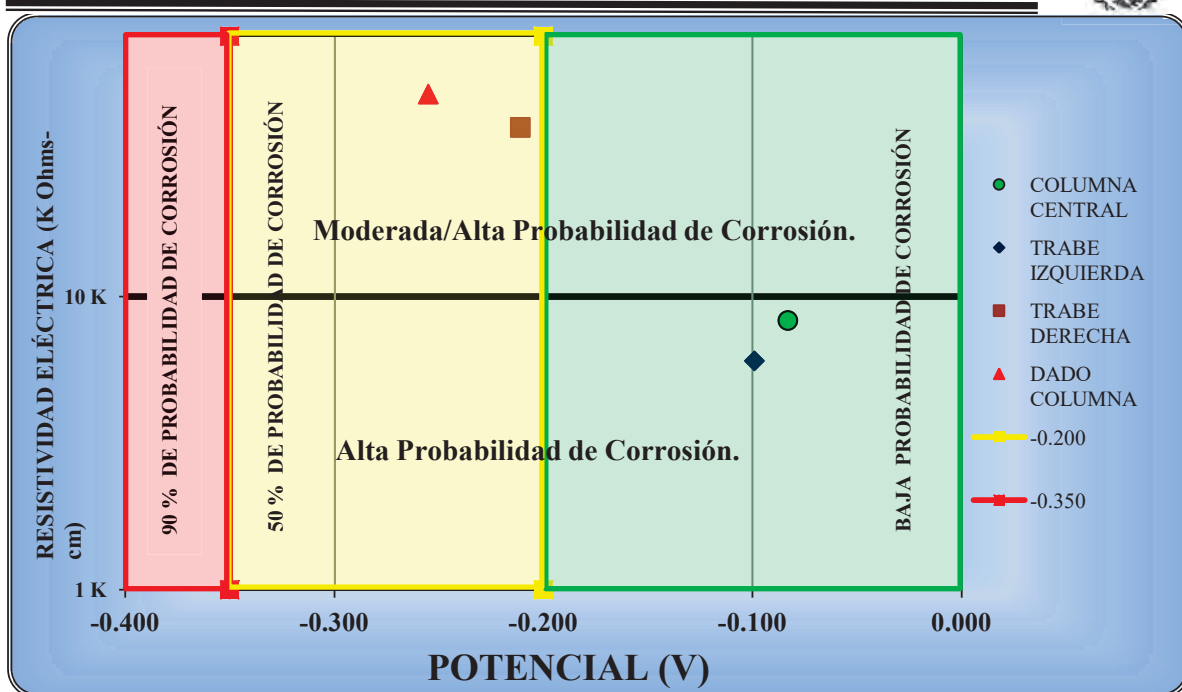
Gráfica IX.10 Resultados de Porcentajes acumulados de Potenciales.

En la Gráfica IX.10 se observa que el concreto de la columna, presenta el 1% de los resultados con un porcentaje del 90% de probabilidad de corrosión y un 17% de los valores con un porcentaje del 50% de probabilidad de corrosión y el restante 83% de las resultados de encuentran en la zona de baja probabilidad de corrosión.

El concreto del dado de la columna, presenta el 100% de los resultados con un porcentaje del 50% de probabilidad de corrosión.

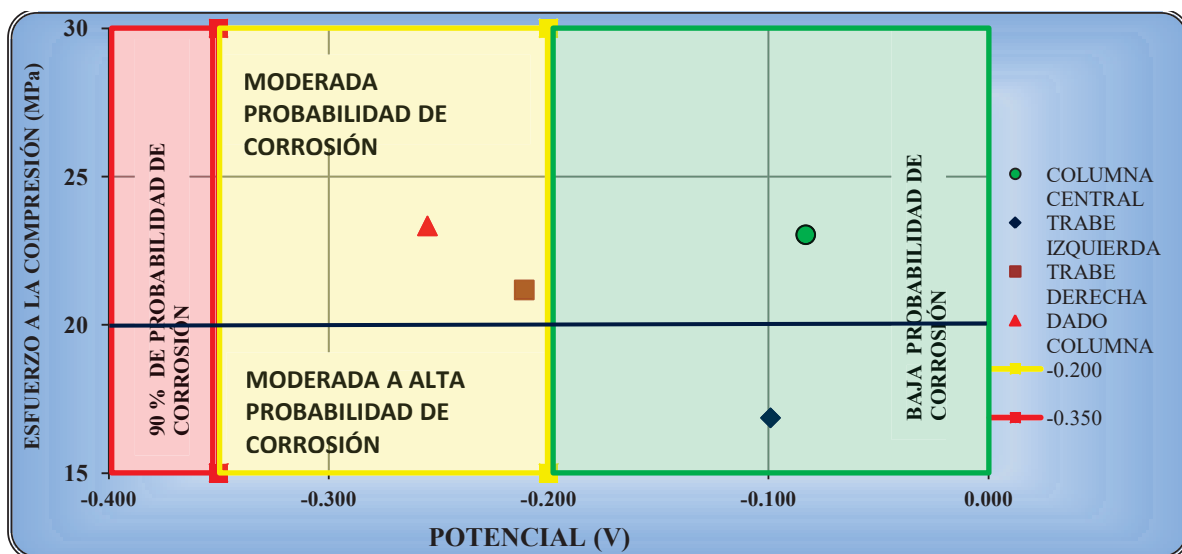
El concreto de la trabe derecha, presenta el 5% de los resultados con un porcentaje del 90% de probabilidad de corrosión y un 53% de los valores con un porcentaje del 50% de probabilidad de corrosión y el restante 47% de las resultados de encuentran en la zona de baja probabilidad de corrosión.

El concreto de la trabe izquierda, sólo presenta el 1% de los resultados con un porcentaje del 50% de probabilidad de corrosión y el restante 99% de las valores de encuentran en la zona de baja probabilidad de corrosión



Gráfica IX.11 Resultados de Resistividad Eléctrica VS Potenciales.

La Gráfica IX.11 muestra que el concreto del dado de la columna y la trabe derecha se encuentran en la zona de un 50% de probabilidad de corrosión por criterios de durabilidad con respecto a su potencial y presentan una moderada probabilidad de corrosión por sus resultados de resistividad; caso contrario el concreto de la columna y la trabe izquierda se encuentran en la zona de baja probabilidad de corrosión por criterios de durabilidad con respecto a su potencial y presentan una alta probabilidad de corrosión por de resistividad.



Gráfica IX.12 Resultados de Esfuerzo a la compresión VS Potenciales.

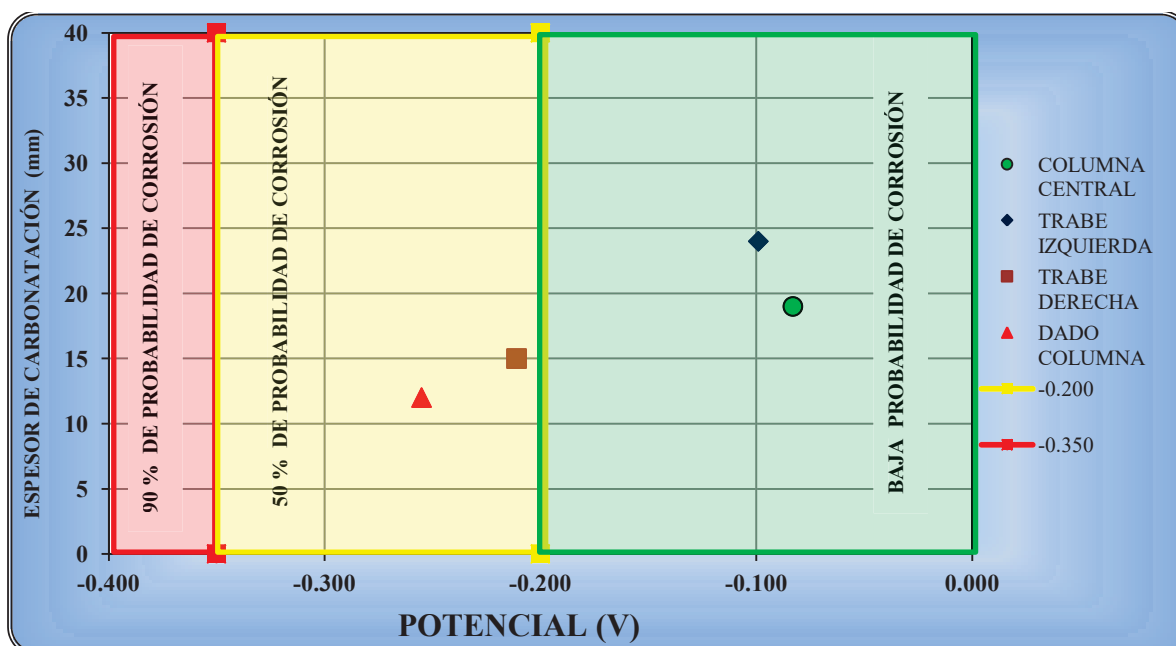




En la Gráfica IX.12 Se observa que el concreto reforzado del dado de la columna y de la trabe derecha en encuentra en la zona de un 50% de Probabilidad de corrosión por medición de potenciales, pero con una moderada probabilidad de corrosión por criterios de durabilidad con respecto a la resistencia a la compresión del concreto.

El concreto reforzado de la columna se encuentra en valores de baja probabilidad de corrosión por medición de potenciales, pero con una moderada probabilidad de corrosión por criterios de durabilidad con respecto a la resistencia a la compresión del concreto.

La trabe izquierda que presenta valores de baja probabilidad de corrosión por medición de potenciales, pero con una moderada a alta probabilidad de corrosión por criterios de durabilidad con respecto a la resistencia a la compresión del concreto.



Gráfica IX.13 Resultados de Carbonatación VS Potenciales.

La Gráfica IX.13 muestra que el concreto del dado de la columna y la trabe derecha se encuentran en la zona del 50% de probabilidad de corrosión por criterios de durabilidad por medición de potenciales y son las muestras con menor espesor de carbonatación. El concreto de la columna y la trabe izquierda se encuentran en la zona de baja de probabilidad de corrosión por criterios de durabilidad por medición de potenciales y son las muestras con mayor espesor de carbonatación.



Comparativa de Resultados.

Los resultados obtenidos por criterios de durabilidad de los materiales del puente “El Rangel” se pueden analizar con el resumen de la Tabla IX.1.

PRUEBA	MUESTRA	OBJETIVO	CRITERIOS	RESULTADOS	INTERPRETACIÓN	OBSERVACIONES
CORROSIVIDAD ATMOSFÉRICA	PRP1	DETERMINAR LA CORROSIVIDAD ATMOSFÉRICA, Y LA VELOCIDAD DE CORROSIÓN A LARGO PLAZO	SI $C < 0.0011$ mm/año DESPRECIABLE SI $0.0011 < C < 0.005$ mm/año MODERADO SI $0.005 < C < 0.011$ mm/año ELEVADA SI $C > 0.011$ mm/año MUY ELEVADA	$C = 0.113$ mm/año	MUY ELEVADO NIVEL DE CORROSIÓN	EL ACERO DE REFUERZO PRESENTA VALORES MUY ELEVADOS DE VELOCIDAD DE CORROSIÓN POR LAS CONDICIONES DE CORROSIVIDAD ATMOSFÉRICAS EN LAS QUE SE ENCUENTRA Y SE DETERMINO EL TIPO DE AMBIENTE COMO UN AMBIENTE CON ATMÓSFERA MARINA.
	PRT1					
	PRD1					
	PRT2					
RESISTIVIDAD ELÉCTRICA	PRP1	DETERMINACIÓN DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA	$p > 200 \text{ K}\Omega \cdot \text{CM}$ - POCO RIESGO $200 > p > 10 \text{ K}\Omega \cdot \text{CM}$ - RIESGO MODERADO $p < 10 \text{ K}\Omega \cdot \text{CM}$ - ALTO RIESGO	$P = 9.27 \text{ K}\Omega \cdot \text{CM}$	ALTO RIESGO DE CORROSIÓN	EL CONCRETO REFORZADO DE LA COLUMNA Y DE LA TRABE IZQUIERDA PRESENTAN ALTO RIESGO DE CORROSIÓN. EL CONCRETO REFORZADO DEL DADO DE LA COLUMNA Y LA TRABE DERECHA SE ENCUENTRAN EN UN RIESGO MODERADO DE CORROSIÓN POR MAYOR RESISTIVIDAD.
	PRT1					
	PRD1					
	PRT2					
ULTRASONIDO	PRP1	A)- VERIFICAR LA HOMOGENEIDAD DEL CONCRETO B)- DETALLAR LAS FALLAS INTERNAS.	Vel < 2000 m/s - DEFICIENTE	Vel = 3858 m/s	ALTA CALIDAD DEL CONCRETO	EL CONCRETO REFORZADO DE LA COLUMNA, EL DADO DE LA COLUMNA Y LAS TRABES IZQUIERDA Y DERECHA SE CLASIFICAN CON UNA ALTA CALIDAD DEL CONCRETO.
	PRT1					
	PRD1					
	PRT2					
ESCLERÓMETRO	PRP1	EVALUAR LA DUREZA SUPERFICIAL DEL CONCRETO MEDIANTE EL USO DEL ESCLERÓMETRO	EL CONCRETO DEBE SER HOMOGENEO EN TODA LA SUPERFICIE DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO, Y TENER UNA APROXIMACIÓN A LA RESISTENCIA CON LA QUE FUE DISEÑADA.	Idprom. = 32 y Desv. Std. 4	SE OBSERVA UNA HETEROGENEIDAD EN LOS RESULTADOS CON VALORES DE ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO PROMEDIO DE 25 A 32 Y DESVIACIONES ESTÁNDAR DE 3 A 4.	EL CONCRETO DE LA COLUMNA, EL DADO DE LA COLUMNA Y LA TRABE DERECHA PRESENTAN VALORES DE HETEROGENEIDAD SIMILARES. EL CONCRETO DE LA TRABE IZQUIERDA PRESENTA VALORES DE HETEROGENEIDAD EN EL CONCRETO INFERIORES AL RESTO DE LAS MUESTRAS
	PRT1					
	PRD1					
	PRT2					
CARBONATACIÓN	PRP1	DETERMINAR EL AVANCE DE LA CARBONATACIÓN EN EL CONCRETO POR EL MÉTODO DE VÍA HÚMEDA CON SOLUCIÓN DE INDICADOR ÁCIDO-BASE	SI $X_{\text{CO}_2} \geq \text{Ec}$ ALTA POTENCIALIDAD DE CORROSIÓN POR CARBONATACIÓN. SI $X_{\text{CO}_2} < \text{Ec}$ Y SI $K \geq 6$ mm/año ^{0.5} CONCRETO DE BAJA CALIDAD. SI $K < 6$ mm/año ^{0.5} SE UTILIZA EL SIGUIENTE CRITERIO. SI $K \leq 3$ mm/año ^{0.5} CONCRETO DE BUENA CALIDAD SI $K \geq 3$ mm/año ^{0.5} MODERADA POTENCIALIDAD DE CORROSIÓN.	$X_{\text{CO}_2} = 19$ mm $\text{Ec} = 48$ mm $K = 3.167$ mm/año ^{0.5}	MODERADA POTENCIALIDAD DE CORROSIÓN	EN NINGÚN CASO EL ESPESOR DE CARBONATACIÓN ES MAYOR AL ESPESOR DE RECUBRIMIENTO.
	PRT1					
	PRD1					
	PRT2					
CLORUROS	PRP1	LA DETERMINACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE LOS CLORUROS, TOTALES Y LIBRES, PRESENTES EN LA MASA DE CONCRETO A DIFERENTES NIVELES DE PROFUNDIDAD.	SI $\% \text{Cl} \geq 0.4$ Y $p > 10 \text{ K}\Omega \cdot \text{CM}$ MODERADA PROBABILIDAD DE CORROSIÓN. SI $\% \text{Cl} \geq 0.4$ Y $p < 10 \text{ K}\Omega \cdot \text{CM}$ ALTA PROBABILIDAD DE CORROSIÓN. SI $\% \text{Cl} < 0.4$ BAJA PROBABILIDAD DE CORROSIÓN.	$\% \text{Cl} = 0.35$	ALTA PROBABILIDAD DE CORROSIÓN.	EL CONCRETO DEL DADO DE LA COLUMNA Y LA COLUMNA PRESENTAN PORCENTAJES DE CLORUROS MAYORES DEL LÍMITE QUE ES 0.4 %
	PRT1					
	PRD1					
	PRT2					
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	PRP1	DETERMINAR A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A TRAVÉS DE LA EXTRACCIÓN DE TESTIGOS DEL CONCRETO CON TALADRO DE DIÁMETRO ADECUADO.	$F_c > 20$ MPA Y POROSIDAD $< 15\%$ BAJA A MODERADA PROBABILIDAD CORROSIVA. $F_c > 20$ MPA Y POROSIDAD $> 15\%$ MODERADA/ALTA PROBABILIDAD CORROSIVA. $F_c < 20$ MPA MODERADA Y CON PRESENCIA CL O CO_2 - MODERAD/ALTA PROBABILIDAD CORROSIVA. $F_c < 20$ MPA MODERADA Y SIN PRESENCIA CL - Y SIN PRESENCIA DE CO_2 - BAJA PROBABILIDAD CORROSIVA.	23 MPA Y $P = 1.26\%$	BAJA/MODERADA PROBABILIDAD CORROSIVA	EL CONCRETO DE LA COLUMNA Y LA TRABE DERECHA SE ENCUENTRA CON BAJA A MODERADA POTENCIALIDAD CORROSIVA.
	PRT1					
	PRD1					
	PRT2					
POROSIDAD	PRP1	DETERMINAR LA ABSORCIÓN CAPILAR Y LA POROSIDAD DEL CONCRETO	$S \leq 3 \text{ mm/h}^{(1/2)}$ (5.10^{-6} m/s ^(1/2)) BUENA CALIDAD Y COMPACIDAD $S > 3 \text{ mm/h}^{(1/2)}$ (5.10^{-6} m/s ^(1/2)) MODERADA A BAJA CALIDAD Y COMPACIDAD	$S = 2.73 \times 10^{-6}$ m/s ^(1/2)	BUENA CALIDAD Y COMPACIDAD	EL CONCRETO REFORZADO DE LA COLUMNA, EL DADO DE LA COLUMNA Y LAS TRABES IZQUIERDA Y DERECHA SE ENCUENTRA CON BUENA CALIDAD Y COMPACIDAD
	PRT1					
	PRD1					
	PRT2					
MEDICIÓN DE POTENCIALES	PRP1	MEDIR EL POTENCIAL DE LA ESTRUCTURA DEL CONCRETO MEDIANTE EL USO DE ELECTRODOS DE REFERENCIA.	SI $P > -0.200$ v BAJA PROBABILIDAD DE CORROSIÓN. SI $-0.200 > P > -0.350$ v 50% DE PROBABILIDAD DE CORROSIÓN. SI $P < -0.350$ v 90% DE PROBABILIDAD DE CORROSIÓN	BAJA PROBABILIDAD DE CORROSIÓN 50% DE PROBABILIDAD DE CORROSIÓN BAJA PROBABILIDAD DE CORROSIÓN 50% DE PROBABILIDAD DE CORROSIÓN	EN TÉRMINOS GENERALES EL CONCRETO REFORZADO DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE SE ENCUENTRA CON VALORES DE BAJA PROBABILIDAD DE CORROSIÓN	LOS MATERIALES DEL CONCRETO REFORZADO DEL DADO DE LA COLUMNA Y LA COLUMNA PRESENTAN BAJA PROBABILIDAD DE CORROSIÓN. Y LOS MATERIALES DE LA TRABE IZQUIERDA Y DERECHA PRESENTAN DE UN 50% HASTA UN 90% DE PROBABILIDAD DE CORROSIÓN
	PRT1					
	PRD1					
	PRT2					

Tabla IX.1 Comparativa de los resultados obtenidos de las Pruebas a los materiales del Puente “El Rangel”.





X.- ALTERNATIVAS DE REPARACIÓN.

La alternativa de solución que se plantea con base en las necesidades del puente y de la zona en donde se localiza, será el método de parcheo.

ESPECIFICACIONES DEL MÉTODO DE REPARACIÓN.

Se deberá de limpiar la zona delaminada, limpiando el acero de refuerzo con un cepillo de cerdas metálicas en el lugar donde se encuentre este material expuesto a la intemperie. Medir la sección transversal del acero, si esta ha perdido más del 15%, se deberá reponer el tramo dañado, esto se podrá hacer traslapando el acero por los menos 50 cm en cada extremo, empleando conectores mecánicos o soldando el acero nuevo al viejo.

- ✓ Demoler la parte dañada superior de la losa para ejecutar el vaciado de concreto desde la parte superior garantizando un llenado sin vacíos-
- ✓ Colocar la cimbra con madera de tercera empleada en obra, en la parte inferior de la zona delaminada y en las caras laterales de ser necesario para evitar la mala colocación del concreto.
- ✓ Humedecer el concreto de la estructura en la zona donde se encuentra la delaminación para incrementar la adherencia con el concreto que se empleará para la reparación.
- ✓ Se utilizará concreto hecho en obra con $f'c$ de 250 kg/cm^2 , con agregados triturados de banco de la zona con tamaño máximo del agregado $\frac{3}{4}$ ".
- ✓ En caso de no colocar concreto hecho en obra; también se podrá utilizar mortero de reparación, que cumpla con las características físicas y mecánicas del concreto existente.





Foto X.1 Puente “El Rangel” Vista inferior Estribo derecho cara Este (31/MAR/2011).

Observaciones.- En la parte inferior de la losa en la zona cercana al estribo se encuentra un área de delaminación con el acero expuesto, dicha zona es la cual debe ser reparada por el método de parcheo con reposición de acero en las zonas donde éste haya perdido más del 15% de la sección (no del diámetro)., se observan manchas de humedad en la zona del estribo, por lo requiere revisar la junta de expansión, en caso de ser necesario, colocar un sellador en la junta.



Foto X.2 Puente “El Rangel” Vista inferior Estribo izquierdo cara Norte (31/MAR/2011).



Observaciones.- En la parte inferior de la losa en la zona cercana al estribo se encuentra un área de delaminación con el acero expuesto, dicha zona es la cual debe ser reparada por el método de parcheo con reposición de acero en las zonas donde éste haya perdido más del 15% de la sección.

En la zona del estribo se encuentran manchas de humedad, por lo que requiere de revisar la junta de expansión para de ser necesario colocar un sellador.

Las zonas de reparación descritas en la parte inferior de la losa corresponden a los lugares cercanos a los estribos, tanto derecho como izquierdo y están ubicadas en sentido del carril de entrada al puente, esto se puede observar en la Foto X.3.



Foto X.3 Zonas de delaminación del Puente “El Rangel” Vista Este - Oeste (31/MAR/2011).



XI.- DISCUSIONES Y CONCLUSIONES.

DISCUSIONES

Los resultados de la inspección realizada en esta tesis referente a la durabilidad de los materiales en estructuras de concreto armado en la región costera del estado de Michoacán pueden ser utilizados como parámetro de referencia para posteriores estudios de durabilidad de materiales en regiones costeras de Michoacán; ya que esta entidad cuenta con 482 puentes, es uno de los estados con mayor número de este tipo de estructuras, la carretera costera Ruta MEX-200 en el tramo carretero de Playa Azul – Manzanillo tiene una longitud de 229.60 Km, en esta ruta están construidos 86 puentes y el 97% de los puentes se construyeron en el año de 1975, con características climatológicas, de construcción y diseño similares a la del puente “El Rangel”[1].

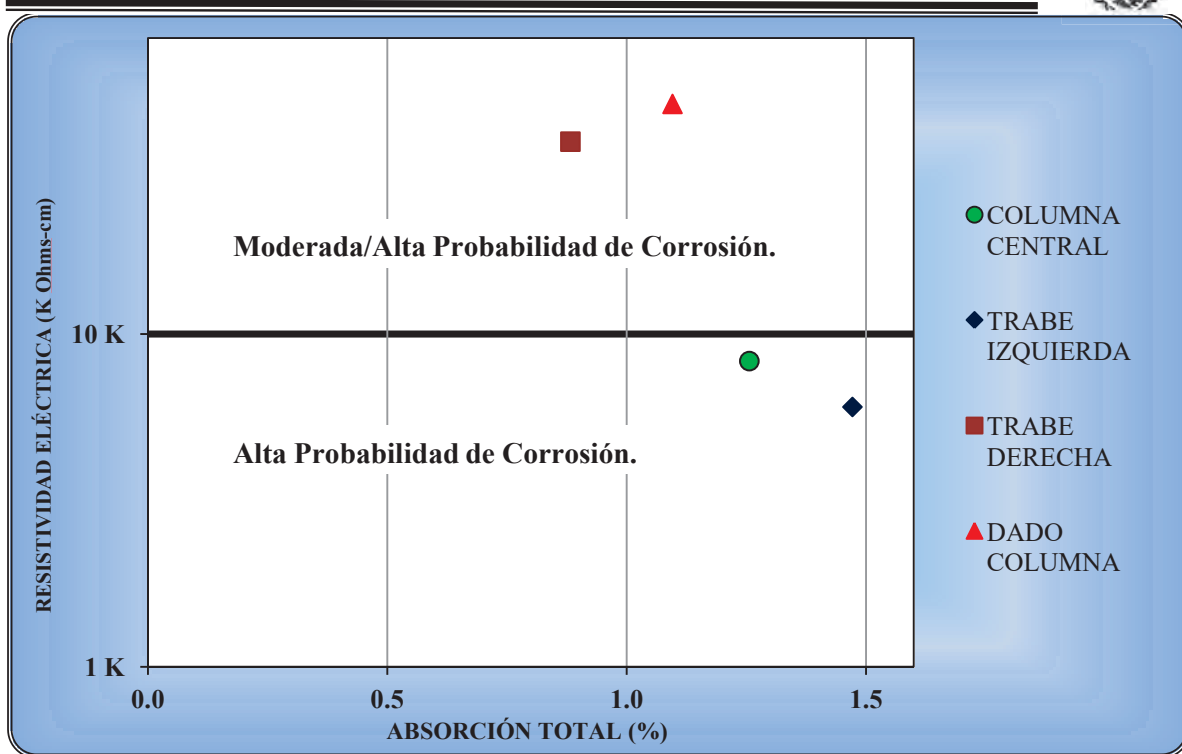
La inspección visual detallada ubica zonas en el puente que presentan manchas de humedad en la columna, la zona de parapetos y las trabes, estos daños requieren reparación con un sellador de juntas para evitar el paso de humedad; también exhiben lugares específicos de la parte inferior de la losa en los dos estribos en donde existen zonas de delaminación que requieren reparación.

Las condiciones climáticas de la región en que se ubica el puente “El Rangel” ubican al ambiente con un grado de corrosividad severo, de un elevado riesgo de corrosión; dichas condiciones llevaron a la necesidad de un estudio de inspección detallado para conocer las características actuales de los materiales.

Estos resultados nos permiten deducir que materiales pueden ser más vulnerables a los ataques de agentes externos, la absorción total nos determina la en parte la permeabilidad del concreto y a su vez la capacidad del mismo para evitar el paso de la carbonatación o el ataque de cloruros.

En la Gráfica XI.1 Representa el comparativo de los materiales analizados respecto a la resistividad eléctrica y su absorción total.

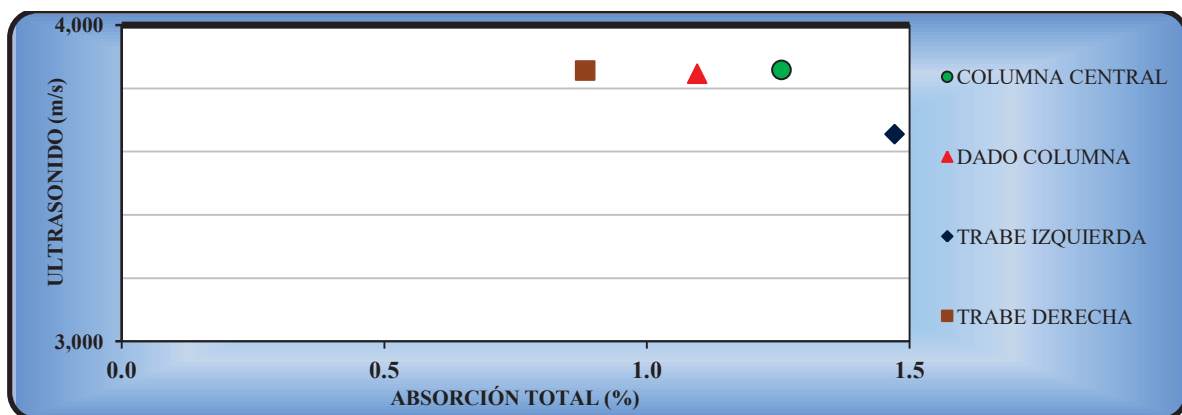




Gráfica XI.1 Resultados de Resistividad Eléctrica VS Absorción Total.

En la Gráfica XI.1 se observa que la muestra de la trabe izquierda es la que presenta menor resistividad eléctrica y mayor absorción total, por tal motivo es la muestra con alta probabilidad de corrosión, a su vez las muestras de la trabe derecha y el dado de la columna presenta mayor resistividad eléctrica y menor porcentaje de absorción total, son estas muestras las que presentan una moderada probabilidad de corrosión; lo que refleja la relación que existe entre la absorción total y la resistividad eléctrica.

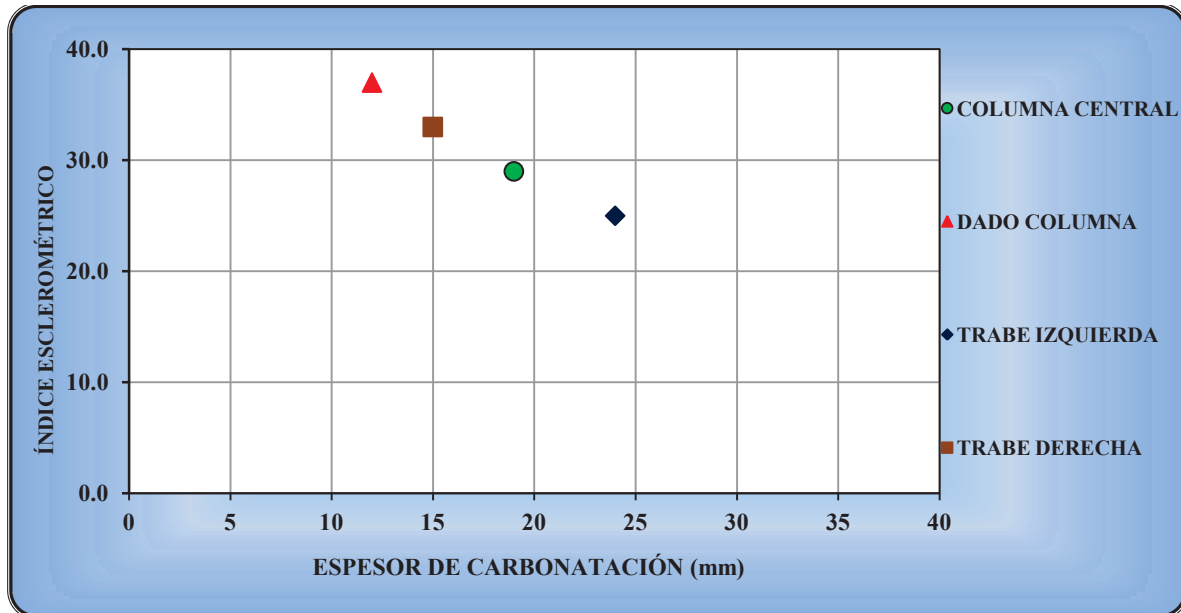
La Gráfica XI.2 representa la velocidad de propagación de la onda a través del concreto y su comparativo con la absorción total del material.



Gráfica XI.2 Resultados de Ultrasonido VS Absorción Total.



La Gráfica XI.2 refleja que la muestra de concreto de la trabe izquierda presenta menor velocidad de propagación de la onda y a su vez una mayor absorción total con respecto a las demás muestras lo que nos determina que el material que presenta un mayor porcentaje de absorción total disminuirá la velocidad de propagación de la onda.

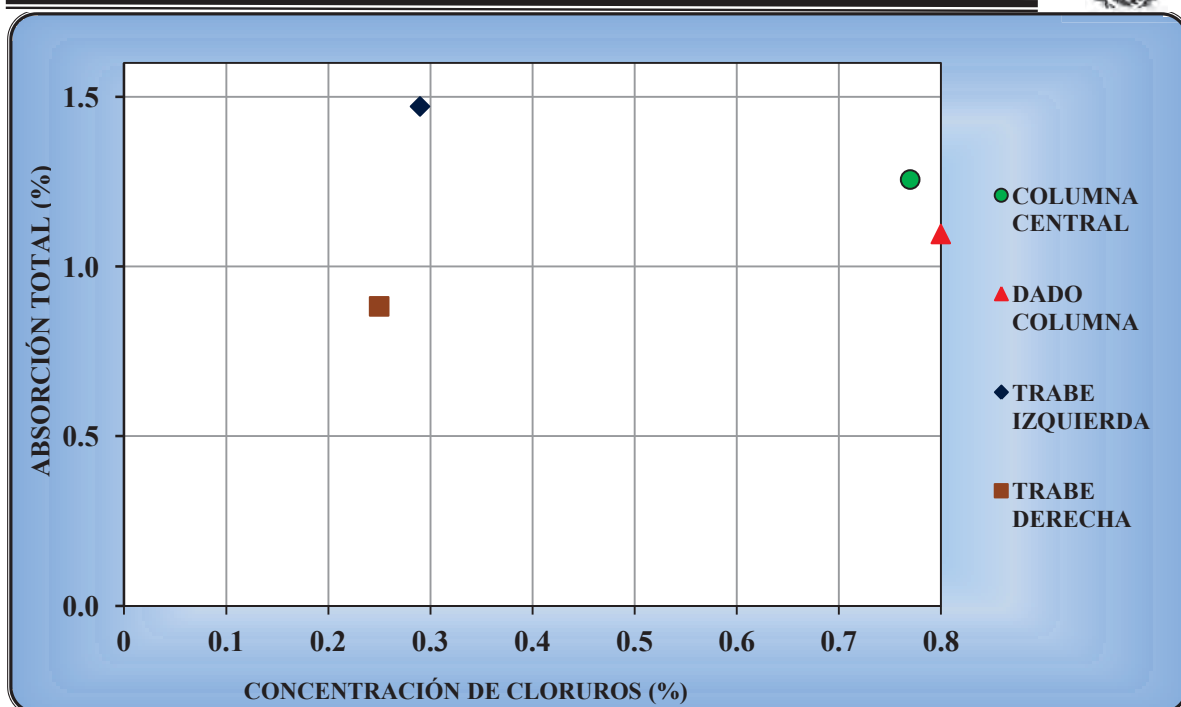


Gráfica XI.3 Resultados de Índice Esclerométrico VS Carbonatación.

La Gráfica XI.3 compara los resultados de la prueba de índice esclerométrico y su respectivo porcentaje de carbonatación en el concreto; la muestra con mayor espesor de carbonatación es el concreto de la trabe izquierda y es la que menor índice esclerométrico presenta; a su vez el concreto del dado de la columna es el elemento que mayor índice esclerométrico presenta y un menor espesor de carbonatación.

La muestra del dado de la columna presenta un menor espesor de carbonatación y a su vez es el elemento que mayor índice esclerométrico presenta.

Los resultados reflejan una tendencia en estas muestras que el concreto que tiene mayor espesor de carbonatación es el que se observa con menor índice esclerométrico.

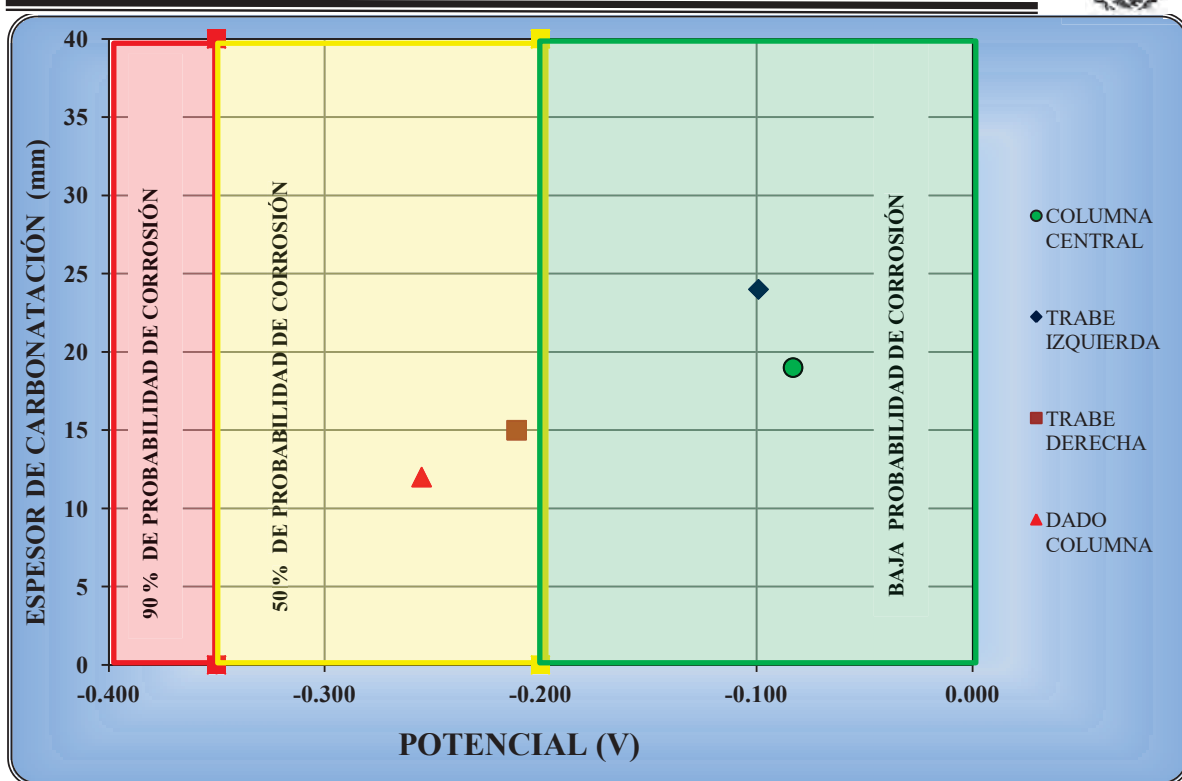


Gráfica XI.4 Resultados de Absorción Total VS Concentración de Cloruros respecto al peso del cemento, pruebas registradas a 2 cm de profundidad.

En la Gráfica XI.1 se observa que el concreto de la trabe izquierda presenta una mayor concentración de cloruros con respecto a la trabe derecha; esto se debe a que presenta un mayor porcentaje de absorción total y por lo tanto es la más vulnerable a sufrir ataques por agentes externos.

Comparando los resultados de concentración de cloruros de la columna central y el dado de la columna, se puede observar que el concreto del dado de la columna presenta mayor concentración de cloruros y un menor porcentaje de absorción total con respecto a los valores del concreto de la columna, esto se debe a que este elemento se encuentra sobre la superficie del terreno natural y es el que está en mayor contacto con los cloruros presentes en el agua que fluye intermitentemente sobre el cauce que cruza el puente el Rangel.

Los resultado de concentración de cloruros presentes en las trabes izquierda y derecha son producto del contacto con la brisa marina que ingresa del mar en dirección noreste.



Gráfica XI.5 Resultados de Absorción Total VS Concentración de Cloruros respecto

La Gráfica XI.5 Representa la relación entre el espesor de carbonatación y el potencial del concreto; las muestras del concreto de la trabe izquierda y la columna presentan un mayor espesor de carbonatación respecto a las demás muestras, y tiene una potencialidad mayor con respecto a las mismas.

De igual manera las muestras de concreto del dado de la columna y la trabe derecha presentan un menor espesor de carbonatación y una potencialidad menor con respecto a las demás muestras; lo que relaciona en los resultado de la muestras que los concreto que tiene un mayor es espesor de carbonatación presentan resultados de medición de potenciales más altos que los materiales que tienen menor espesor de carbonatación.

CONCLUSIONES.

Las muestras se encuentran en una atmósfera marina, se clasifica el ambiente con un elevado nivel de corrosión y una velocidad de corrosión actual de 0.113 mm/año.

La muestra de la columna y la trabe izquierda presentan una resistividad eléctrica menor a 10 K Ω .cm. Con una alta probabilidad de corrosión; la





muestra del dado de la columna y la trabe derecha presentan valores de resistividad eléctrica mayores de $10 \text{ K}\Omega \cdot \text{cm}$. Con una moderada probabilidad de corrosión.

Las muestras del dado de la columna, la columna y la trabe derecha presentan valores de esclerometría bastante heterogéneos con resultado de índice de esclerométrico de 20 hasta 42; la trabe izquierda presenta resultados heterogéneos pero con más bajos valores de índice de esclerométrico que varían de 20 hasta 33.

Las muestras de la columna y la trabe izquierda presentan una constante de carbonatación mayor a $3 \text{ mm/año}^{0.5}$. Lo que se clasifica como un concreto con una moderada probabilidad de corrosión; las muestras del dado de la columna y la trabe derecha presentan una constante de carbonatación menor a $3 \text{ mm/año}^{0.5}$. Lo que se clasifica con un concreto de buena calidad.

Las muestras del dado de la columna y la columna presenta una concentración de cloruros del 0.39% y 0.35% respecto al peso de cemento a 2 cm de profundidad respectivamente, valores cercanos al límite permitido que es de 0.40%. El concreto de la trabe izquierda y la trabe derecha presentan porcentajes de concentración de cloruros del 0.18% y 0.15 respectivo al peso de cemento a 2 cm de profundidad respectivamente, por lo que se encuentran debajo del valor umbral.

Las muestras del dado de la columna, la columna y la trabe derecha presentan resultado de resistencia a la compresión mayores de 20 MPa, lo que los clasifica con un concreto con baja probabilidad de corrosión; el concreto de la trabe izquierda presenta valores de resistencia a la compresión menor a 20 MPa, lo que se clasifica como un concreto con moderada probabilidad de corrosión.

Las muestras del dado de la columna, la columna y las trabes derecha e izquierda presentan resultado de absorción capilar menores a $3 \text{ mm/h}^{(1/2)}$; lo que se clasifican como un concreto con buena compacidad y calidad.

100% de las muestras del dado de la columna y el 17 columna presentan valores de medición de potencial del 50% de probabilidad de corrosión; 53% de las muestras de la trabe derecha y 100% de los resultados de la trabe izquierda presentan un 1% probabilidad de corrosión por medición de potenciales.





XII.- BIBLIOGRAFIA.

- 1.- “Base de Datos de los puentes en Michoacán” Archivo SCT, Dirección de Conservación de puentes Zona Lázaro Cárdenas, Michoacán. Campamento la Orilla Km 111+000 Carretera Lázaro Cárdenas Edificio SCT. México 2010.
- 2.- Red iberoamericana XV.B. “DURAR” (Durabilidad de la Armadura) “Manual de inspección, evaluación y diagnóstico en estructuras de hormigón armado”. Programa Iberoamericano de ciencia y tecnología para el desarrollo. Tercera edición, agosto de 2000. ISBN 980-296-541-3. Brasil.
- 3.- Torres Acosta Andrés Antonio, Ramírez Rentarías Augusto Jorge, Martínez Madrid Miguel. “Estudio de la corrosión en barras de acero inoxidable en concreto contaminado por cloruros cuando se le aplican esfuerzos residuales”. Publicación Técnica No. 287 2006. ISSN 0188.7297. Páginas: 1-4. IMT de la SCT. Sanfandila, Querétaro, México.
- 4.- Medina Olvera. S. Tesis Profesional “Análisis electroquímico de geopolímeros tipo inorgánico - orgánico utilizados como recubrimientos para disminuir la corrosión en estructuras de concreto de resistencia media, reforzado con varillas de acero”. Facultad de Ingeniería Civil. U.M.S.N.H. Págs. 23-25. Michoacán México. 2009.
- 5.- Pérez Quiroz J.T. “Seguimiento por la Técnica de Impedancia Electroquímica de la protección Catódica del acero de refuerzo en el concreto modificado por agentes Humectantes”. Universidad Nacional Autónoma de México. México, 2001.
- 6.- D. Callister, William Jr. “Introducción a la ciencia de los materiales”. REVERTÉ. ISBN 978-84-291-7253-9. Páginas: 566-577, España. 2007.
- 7.- Bermúdez Odriozola. M. A. Tesis Doctoral “Corrosión de las Armaduras del Hormigón Armado en Ambiente marino: Zona de Carrera de Mareas y Zona Sumergida”. Universidad Politécnica de Madrid. ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Págs. 20. Madrid España. 2007.
- 8.- Carmona Leal. N. Tesis Profesional “Influencia de la Acción del medio ambiente en la durabilidad del concreto, en un atmósfera urbana, caso





Morelia, Michoacán”. Facultad de Ingeniería Civil. U.M.S.N.H. Págs. 13-25. Michoacán México. 2008.

9.- Bentur Arnor, Diamond Sidney y Berke S. Neal. “Steel Corrosion in concrete: Fundamentals and civil engineering practice”. Taylor & Francis Group. Primera Edición, 1997. ISBN 0 419 22530 7. Páginas: 7-30.

10.- Carrión Viramontes Francisco Javier, Jaime Hernández Rivera, Miguel Antonio Acosta Esqueda. “Estudios de corrosión en puentes de concreto pre-esfuerzo Cables de pre-esfuerzo”. Publicación Técnica No. 122 1999. ISSN 0188-7297. Páginas: 14-15. IMT de la SCT. Sanfandila, Querétaro, México.

11.- Angélica del Valle Moreno, Tezozómoc Pérez López, Miguel Martínez Madrid. “El fenómeno de la corrosión en estructuras de concreto reforzado”. Publicación Técnica No. 182 2001. ISSN **0188-7297**. Páginas: 35. IMT de la SCT. Sanfandila, Querétaro, México.

12.- Torres Acosta Andrés Antonio, Martínez Madrid Miguel. “Diseño de Estructuras de Concreto con Criterios de Durabilidad”. Publicación Técnica No. 181 2001. ISSN **0188-7297**. Páginas: 3-9.

13.- Brito, E. Tesis De Maestría “Durabilidad de Estructuras Existentes de Concreto Reforzado, Obtención de su Metodología de Evaluación, y Anteproyecto de la Normativa, Correspondiente Para la Secretaría de Comunicaciones y Transportes SCT”, Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH, Michoacán, México. 2007.

14.- www.googlemaps.com. 05 de Julio del 2011.

15.- Administración Portuaria Integral de Lázaro Cárdenas (APILAC) S. A. de C. V. “Reporte Anual de Condiciones Metereológicas” www.puertolazarocardenas.com.mx. 05 de Julio del 2011.

16.- González Armijos Jimmy Rubén, Jorge Julián Peña Estrella. Tesis Profesional “Inspección y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado para Aplicaciones portuarias. Caso: Pantallas de Protección del Muelle de Espigón de Autoridad Portuaria de Puerto Bolívar”. Escuela Superior Politécnica del Litoral, 1987. Ecuador. Páginas: 1-2.





17.- López Celis Raquel, José Trinidad Pérez Quiroz, Andrés Antonio Torres Acosta, Miguel Martínez Madrid, Wilfrido Martínez Molina, Luis Eduardo Ariza Aguilar, Emilio Zamudio Cíntora, Joan Genescá Llongueras, Benjamín Valdez Salas. **“Durabilidad de la Infraestructura de Concreto Reforzado Expuesta a Diferentes Ambientes Urbanos de México”**. Publicación Técnica No. 292, 2006. ISSN 0188-7297. Páginas: 22-24. IMT de la SCT. Sanfandila, Querétaro, México.

18.- ASTM. American Standard Testing Materials. “Estandar Test Method Measurement of Rate of Absorption of Water by Hydraulic-Cement Concrete. Designation C-1585-04.

19.- Genésca Llongueras Joan, Mariaca Rodríguez Liboria, Uruchurtu Chavarin Jorge, Salvador Hernandez Luis. **“CORROSIVIDAD ATMOSFÉRICA”**. MICAT-MÉXICO. Plaza y Valdez Editores. ISBN 968-856-707-8. México. 1999

20.- Denny A. Jones, “Principles & Prevention of Corrosion“, 2nd Ed., Prentice Hall, New Jersey, USA. 1996

21.- <http://smn.cna.gob.mx/emas/graf/MC32hrel.gif>. 16 de Agosto del 2011

22.- “Clasificación de ambientes de intemperie para protección anticorrosiva”, Autor Anónimo, Iberdrola, noviembre de 1994, [http://www2.iberdrola.es/DIEFI/928Norm.nsf/0/855512426c296420c125686b005a6ba/\\$FILE/00-06-51\(1-0\)nw](http://www2.iberdrola.es/DIEFI/928Norm.nsf/0/855512426c296420c125686b005a6ba/$FILE/00-06-51(1-0)nw). 16 de Agosto del 2011.

23.- “REGISTRO DE DATOS VIALES 16_MICHOACÁN” Archivo.pdf. SCT, Dirección de Conservación de puentes Zona Lázaro Cárdenas, Michoacán. Campamento la Orilla Km 111+000 Carretera Lázaro Cárdenas Edificio SCT. México 2011.

