

Capítulo 9

Evaluación de estructuras de concreto reforzado en México, muelles

Mariela Rendón-Belmonte, Andrés Antonio Torres Acosta, Angelica Del Valle Moreno, José Trinidad Pérez Quiroz, Guadalupe Lomelí Gonzalez, Miguel Martínez Madrid

Instituto Mexicano del Transporte, México.

mbelmonte@imt.mx, atorres@imt.mx, avalle@imt.mx, jtperez@imt.mx,
mglomeli@imt.mx, martinez@imt.mx

Doi: <http://dx.doi.org/10.3926/oms.65>

Referenciar este capítulo

Rendón Belmonte M, Torres Acosta AA, Del Valle Moreno A, Pérez Quiroz JT, Lomelí Gonzalez G, Martínez Madrid M. *Evaluación de estructuras de concreto reforzado en México, muelles*. En Valdéz Salas B, & Schorr Wiener M (Eds.). *Corrosión y preservación de la infraestructura industrial*. Barcelona, España: OmniaScience; 2013. pp. 175-205.

1. Introducción

La actividad económica de México y sus tratados de libre comercio han dado un importante vuelco en una creciente demanda de servicios en puertos para transportar mercancías de y hacia territorio nacional así como turismo de cruceros; esto ha conllevado un sensible desarrollo de infraestructura portuaria que posicione al país en un entorno económico más favorable y competitivo a nivel mundial. La operación de todos los puertos en México se circunscriben a aquellos administrados de manera Federal y aquellos privados. Dentro de los Federales, hay 16 que son operados como empresas paraestatales con participación mayoritaria del gobierno federal, denominadas las Administradoras Portuarias Integrales, API's mismas que tienen una dependencia orgánica de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Los puertos federales de México con infraestructura importante son: Ensenada, Guaymas, Topolobampo, Mazatlán, Puerto Vallarta, Manzanillo, Lázaro Cárdenas, Salina Cruz, Puerto Chiapas, Coatzacoalcos, Dos Bocas, Progreso, Veracruz, Tuxpan, Tampico y Altamira. Ver Figura 1.

Estos puertos requieren de una continua inversión en mantenimiento y adecuación de su infraestructura para poder cabida con calidad internacional, a todos los servicios que hagan posible el ingreso de la mercancía, hasta su despacho al destino final, así como brindar servicios adecuados y atractivos a los visitantes que allí desembarcan.



Figura 1. Puertos de México administrados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes¹

Por la importancia de los puertos, la Administración Portuaria Integral trabaja de manera permanente en su conservación para preservarlos y alargar su vida útil. El Instituto Mexicano del Transporte (IMT) centro de investigación de la SCT, ha realizado evaluaciones y diagnósticos de manera general de todos los muelles construidos con concreto reforzado. A la fecha se han evaluado detalladamente 4 puertos federales identificados para este caso como puertos A, B, C y D. Este capítulo describe la metodología utilizada para la evaluación general del deterioro

estructural de la infraestructura portuaria federal y presenta resultados de algunos de los muelles evaluados a la fecha.

Las excepcionales propiedades del concreto lo colocaron como el material preferido de construcción más utilizado desde finales del siglo XIX hasta nuestros días; sin embargo, su vida útil se define en su forma de fabricación, servicio que prestará y las condiciones ambientales a las que estará operando. Lo ideal es que una obra de concreto se mantenga en buen estado estructural, químico y estético por tiempo indefinido sin reparaciones o rehabilitaciones costosas, pero en la realidad esto es prácticamente imposible de alcanzar, ya que la sobre-operación misma del puente o muelle y la interacción con el medio ambiente causan su deterioro prematuro. La carbonatación y la presencia de cloruros a nivel del acero de refuerzo se consideran los mecanismos principales de corrosión del acero de refuerzo y degradación del concreto.²

Existen numerosas tecnologías para prevenir y reparar daños causados por corrosión. Las estrategias para retrasar el inicio de la corrosión en estructuras nuevas se categorizan como estrategias de “prevención”; las tecnologías y materiales desarrollados para reparar el daño inducido por corrosión son referidos como “reparación” y el término que se utiliza si el propósito elimina, controla la causa o interfiere con el proceso de deterioro es “rehabilitación”. Para diseñar la estrategia adecuada, es necesario primero realizar una evaluación detallada para conocer el nivel del avance del daño por deterioro de la estructura.³

Existen dos métodos de evaluación que se interrelacionan mutuamente; a) Método Simplificado y b) Método Detallado. El uso de uno y otro depende de los alcances de la evaluación, la información disponible, el interés del propietario de la estructura y el costo de la evaluación.⁴

- a) El Método Simplificado (MS) consiste en establecer un nivel del estado de la estructura actual y recomienda los periodos de inspección o evaluación necesarios. Este método orillará a los dueños de la estructura y a los evaluadores, a definir si es necesaria una evaluación posterior más detallada. El MS está basado en la ponderación adecuada de diversos aspectos relativos no sólo a la tipología estructural sino también al proceso de corrosión a través de un índice de corrosión y un índice estructural. Está especialmente diseñado para administraciones (públicas o privadas) que posean una extensión importante de estructuras y cuyo primer nivel de conocimientos sea el establecimiento de una jerarquía de intervención en función de unos presupuestos siempre limitados. También para aquellos propietarios con recursos limitados o cuando se trate de realizar una Evaluación Preliminar de estructuras singulares. Aunque la teoría empleada en el desarrollo de estos índices puede ser aplicada fácilmente a obras públicas (diques, puentes, etc.) es necesario remarcar que los índices han sido calibrados de momento exclusivamente para edificación donde cada elemento posee una clara distinción estructural. Su aplicación por tanto es para puentes o grandes estructuras, aunque posible, debe ser tomada con precaución y trabajada por el equipo evaluador.
- b) El Método Detallado (MD) consiste en un análisis riguroso de la estructura, elemento a elemento, teniendo en cuenta los efectos de la corrosión de las armaduras en la sección concreto-acero. Sirve también para el establecimiento de la reducción de la capacidad portante con el tiempo de exposición. El método tiene como base fundamental el conocimiento de la reducción de la sección de acero y del concreto, así como la determinación de la velocidad de corrosión representativa que aporta la posibilidad de predecir la evolución futura.

Independientemente del método, deberán valorarse los siguientes criterios:

- Objetivo e importancia de la evaluación.
- Número de elementos a evaluar y extensión del daño.
- Resultados de otras inspecciones anteriores.
- Nivel de información necesario o datos disponibles.
- Presupuesto e interés del propietario de la estructura.

El proceso de la evaluación consiste básicamente en cinco etapas:

- *Fase de inspección* que permita recopilar todos aquellos aspectos relevantes concernientes a la estructura y su entorno.
- *Determinación de los efectos de la corrosión* sobre el concreto y el acero, y en concreto cómo afecta el deterioro a la adherencia, a la sección de las armaduras, a la geometría de la sección de concreto y a la fisuración del recubrimiento.
- *Evaluación de acciones y análisis*, considerando las posibles reducciones de las secciones masivas.
- Determinación de la capacidad resistente a partir de las *propiedades de los materiales* modificadas por el efecto de la corrosión.
- *Verificación del comportamiento estructural* tanto en el estado actual (diagnóstico) como en el futuro (pronóstico) a partir de la aplicación de la “Teoría de los Estados Límite”.

Los objetivos principales de la inspección serán entonces:

- Identificación del principal mecanismo de deterioro y determinar si pueden estar produciéndose otros procesos de manera simultánea.
- Levantamiento de daños.
- Primera selección de sitios para futuros ensayos.

Para llevar a cabo una correcta *evaluación* es necesaria realizar una serie de actividades previas que permitan recopilar todos aquellos aspectos relevantes concernientes a la estructura y su entorno. En este caso se consideran tres etapas previas: *Inspección visual preliminar, trabajos de oficina y trabajos in situ*.

En la Tabla 1 se muestra la clasificación y su contenido.

INSPECCIÓN VISUAL PRELIMINAR	
Objetivo	Información necesaria
Identificación del mecanismo de deterioro	Cloruros / carbonatación, corrosión bajo tensión.
Levantamiento de daños	Localización, frente del agresivo, mapa de fisuración, desprendimientos, pérdida de sección.
Formación de lotes	Tipología estructural, agresividad ambiental, nivel de daño.
Selección de sitios para ensayos	Lotes, mecanismo de deterioro.

TRABAJO DE OFICINA	
Recopilación de información	- Cálculos, modelos estructurales. - Histórico de acciones. - Edad de la estructura.
Clasificación ambiental	Datos de clima, fenómenos ambientales: lluvia, humedad, contenido de cloruros.
Formación de lotes	Tipología estructural, agresividad ambiental, nivel de daño.
ENSAYOS IN SITU	
Ensayos	Carbonatación y contenido de cloruros, microestructura del concreto, resistencia mecánica, intensidad de corrosión y resistividad.
Mediciones	Geometría y dimensiones de los elementos, cargas actuantes, detalle de armado, espesor de recubrimientos y pérdida de sección.

Tabla 1. Etapas durante la fase de inspección⁴

1.1. Inspección visual preliminar

La primera etapa es la determinación de si está llevándose a cabo un proceso de corrosión o no y de si éste puede darse en el futuro. Por tanto, debe llevarse a cabo una inspección visual de todos los componentes de la estructura y debe centrarse en la detección y registro de signos de deterioro propios de un proceso de corrosión, como el color y extensión de manchas de óxido, localización y tamaño de fisuras en el concreto o desprendimientos de recubrimiento.⁴

Aún en el caso de que no se detecten síntomas visibles de deterioro debido a corrosión, se debe considerar la agresividad del ambiente en el que se encuentra la estructura, pudiendo dar lugar a fenómenos de corrosión en el futuro (humedad junto con carbonatación o presencia de cloruros en el recubrimiento).

Para la identificación de la clase de exposición se recomienda considerar los siguientes aspectos relacionados con el ambiente:

1. Si hay presencia o no de cloruros, teniendo en cuenta las tres posibles fuentes de éstos:
 - a) En la masa (en el caso de construcciones del siglo XX o en zonas donde no es posible encontrar agua pura o áridos limpios).
 - b) Añadidos externamente mediante sales fundentes o a través de productos químicos en contacto con el concreto (plantas industriales).
 - c) Ambientes marinos.
2. La distancia de la superficie del concreto al origen de cloruros o el origen de humedad.
3. En ausencia de cloruros, serán entonces la carbonatación el agresivo a considerar. La humedad en contacto con el concreto es el principal factor, y en este sentido el concreto puede localizarse:
 - a. Sujeto a ciclos de secado-humectación.
 - b. Permanentemente mojado en contacto con una fuente de humedad.

Para el caso de muelles, en general el ambiente es marino y el principal deterioro es por ciclos de humectación-secado y presencia de cloruros. Aunque algunos están ubicados en zonas en donde la contaminación industrial es considerable, como el caso de los muelles cercanos a industria petroquímica o cementera, la cual genera gran cantidad de contaminantes como dióxidos de azufre o carbono o también por la contaminación que se genera por el manejo y derrame de sustancias químicas agresivas, como es el caso de fertilizantes o sustancias a granel (nitratos y sulfatos). En estos casos es menester cuantificar el nivel de deterioro específico del concreto en las zonas de los muelles afectados, valorando no nada más el avance del proceso corrosivo, sino la descomposición de sus propiedades mecánicas y físicas.

1.2. Trabajo de oficina

Junto con la inspección visual preliminar, es necesario llevar a cabo trabajo en oficina para recopilar la información necesaria acerca de la estructura,⁴ tal como

toda la documentación posible acerca de las modificaciones del proyecto de la estructura, inspecciones previas, operaciones de mantenimiento y reparaciones que se hayan llevado a cabo en la estructura a evaluar. Los documentos de mayor interés pueden ser:

- Cálculos y modelos estructurales.
- Planos de diseño.
- Planos de construcción.
- Informes de inspecciones anteriores.
- Informes de operaciones de mantenimiento.
- Informes de reparaciones.
- Fotografías.
- Información técnica del constructor, características de los materiales de construcción.
- Tránsito diario promedio anual (TDPA).

1.2.1. Formación de lotes

Una vez que se ha realizado la inspección preliminar, la estructura puede dividirse en diferentes zonas representativas. Los elementos estructurales pueden clasificarse en grupos de elementos homogéneos atendiendo los siguientes aspectos:

- Tipología estructural: flexión, compresión, elementos en masa, prefabricados, ...
- Exposición ambiental.
- Nivel de daño, a partir del levantamiento realizado durante la inspección visual.

Aquellas zonas de la estructura que se consideren más críticas o que sean más vulnerables al deterioro deberían considerarse independientemente para realizar un estudio más detallado de las mismas. Entre este tipo de zonas se pueden citar:

- Áreas sometidas a elevados esfuerzos en servicio.
- Áreas con posibles fallos debido a los procedimientos constructivos empleados.

- Áreas sujetas a cargas ambientales elevadas o localizadas en ambientes especialmente agresivos.

Esta clasificación es fundamental al momento de definir lotes de elementos homogéneos, ya que las decisiones a tomar tras la evaluación pueden ser diferentes para cada lote y que afectarán a todos los elementos que los componen.

1.3. Ensayos *in situ*

Una vez que se dispone de toda la documentación acerca de la estructura y que se dispone de los datos de la inspección visual, es posible planificar una inspección más detallada de la misma. Dicha inspección debe proporcionar los datos necesarios para caracterizar totalmente los lotes en que se ha dividido la estructura de tal forma que se pueda realizar un diagnóstico de la situación en que se encuentran, y delimitar su comportamiento futuro (predicción).⁴

Por tanto, en primer lugar debe establecerse un plan de ensayos en el que se reflejarán el número y tipo de ensayos a realizar y qué información se pretende obtener de cada uno de ellos para caracterizar los lotes.

Este plan debe elaborarse teniendo en cuenta la influencia de los datos que se obtengan en el proceso de evaluación. Al ser un procedimiento con un costo elevado, la planificación de ensayos debe realizarse meticulosamente, teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- Tipo de ensayos a realizar.
- Número de medidas necesarias para obtener un valor representativo.
- Limitaciones de los métodos de ensayo.
- Localización de los ensayos.
- La necesidad de contar con medios auxiliares.

Los ensayos deben orientarse a la cuantificación de aquellos parámetros que sean relevantes para la diagnosis y la prognosis de la estructura. Los ensayos realizados, se describen a continuación.

1.3.1. Detalle del refuerzo

Al momento de realizar una evaluación de este tipo es necesario conocer tres aspectos básicos referentes al detalle del refuerzo:⁴

- Espesor de recubrimiento.
- Localización del refuerzo (esta información no siempre es proporcionada por los planos de la estructura).
- Sección transversal de las barras.

El recubrimiento actúa como una barrera física entre el refuerzo y el ambiente al que se encuentra expuesta la estructura. Dependiendo de sus características, el acceso de los agresivos que provocan corrosión se producirá lenta o rápidamente. El tipo de daño esperado vendrá también influenciado por el espesor de recubrimiento y su relación con el diámetro del refuerzo.

Para los trabajos tanto de inspección como de reparación es necesario conocer exactamente la localización y principales características del refuerzo (número de barras, diámetro, etc.)

La medida del espesor de recubrimiento tiene sentido realizarla en dos momentos de la vida de una estructura. En la época de la construcción, para comprobar que se ajusta a las especificaciones de diseño, y cuando se tiene noticia de que se está produciendo un proceso de corrosión. La variabilidad del espesor de recubrimiento es un parámetro fundamental para un correcto análisis de la vida residual de la estructura.

El método más habitual de medida del recubrimiento y de localización del refuerzo es el empleo de pacómetros. Estos aparatos están basados en las diferentes propiedades electromagnéticas del acero y del concreto que las rodea. Cuando un campo magnético alterno afecta a un circuito eléctrico, se induce un potencial que es proporcional a la velocidad de cambio del flujo magnético a través del área encerrada por dicho circuito. Este principio de inducción electromagnética es el que permite a los pacómetros medir los cambios en el campo magnético producidos por la presencia del acero de refuerzo.

La ventaja de este método radica en su bajo costo y en el corto tiempo de ejecución, de tal forma que pueden explorarse amplias áreas con facilidad. El número de puntos para determinar la posición, espesor de recubrimiento y tipo del refuerzo dependerá de la tipología estructural y de la geometría del elemento, pero al menos deberán caracterizarse completamente aquellas zonas que estén sometidas a los mayores esfuerzos.

1.3.2. Resistencia mecánica

La extracción de testigos (o también nombrados corazones) es la forma más habitual para determinar la resistencia mecánica del concreto en estructuras existentes,⁵ mientras que el ensayo mecánico se realiza considerando la metodología descrita en la o norma ASTM C-109.⁶

Las dimensiones de las probetas suelen ser de 250 mm de largo y un diámetro de 100 mm, de tal forma que se obtenga una relación 1:2 (diámetro:altura). Para obtener un valor estadísticamente representativo, se extraen al menos tres testigos de cada lote, procurando que sean extraídos de distintas zonas del lote. La Figura 2, presenta el procedimiento de extracción y ensayo de núcleos.

La extracción de testigos puede combinarse con el uso de técnicas no destructivas como *ultrasonido o método de rebote y penetración (también llamado esclerometría)*, de tal forma que se pueden calificar amplias zonas de la estructura.

1.3.3. Ultrasonido

La inspección mediante ultrasonido es un método no destructivo que mide la velocidad de propagación de ondas de sonido en un material y se emplea en aplicaciones estructurales para evaluar el estado de materiales como el concreto. Este método se describe en detalle en la norma ASTM C 597-09.⁷

Este método ha sido empleado en la evaluación de la uniformidad y calidad relativa del concreto y en la localización de defectos como fisuras o coqueas de elementos estructurales que presentan dos caras accesibles como vigas, losas y soportes.



Figura 2. a) b) y c) Muestran la extracción de núcleos y d) el ensayo mecánico

Mediante una correcta interpretación de los resultados, es posible obtener información acerca de procesos de corrosión que puedan estar produciéndose en el elemento.

El método se basa en la relación existente entre la calidad del concreto y la velocidad de un pulso ultrasónico a través del material. Se han realizado numerosos intentos de correlacionar la velocidad del pulso con la resistencia a compresión. La idea básica es que la velocidad del pulso es función de la densidad del material y de la rigidez, estando ambos parámetros relacionados con la resistencia a compresión. Sin embargo, únicamente se han obtenido resultados parciales. Existen numerosas variables que afectan la resistencia a compresión del concreto (relación a/c, tipo y forma del agregado, tamaño de la muestra, contenido de cemento, etc.) pero no todos ellos afectan a la velocidad del pulso. Se acepta que es un buen indicador de la resistencia a edad temprana o de la homogeneidad del material en diferentes puntos del elemento estructural a evaluar.

Puede aplicarse en cualquier parte de la estructura en la que el concreto aparenta ser uniforme, para este caso se aplica el siguiente criterio para la velocidad del pulso, Tabla 2.

Velocidad (m/s)	Calidad del recubrimiento
> 4000	durable
3001-4000	alta
2001-3000	normal
< 2000	deficiente

Tabla 2. Criterios para la velocidad de pulso de concretos durables^{8,9}

1.3.4. Método de rebote o esclerometría

Este ensayo permite tener una idea de la calidad de la concreto, homogeneidad y en algunos casos la resistencia a la compresión, aunque principalmente mide la dureza superficial del concreto. Consiste en medir un índice esclerómetro o un número de rebote de martillo obtenido directamente del impacto del esclerómetro de reflexión sobre el área de ensayo. Estos ensayos se realizan de acuerdo a la norma ASTM C 805-08.¹⁰ Figura 3.

Como el método proporciona un valor de la dureza de la superficie, a veces se toma como válido este método para determinar la resistencia a la compresión de un elemento estructural de concreto. Pero debe de considerarse que el concreto en la superficie de un elemento estructural, sufre de carbonatación, por lo que su microestructura ha sido modificada mediante el llenado de productos de carbonatación de las fases hidratadas. Esto hace que el resultado sea más elevado que lo que realmente el concreto de la estructura posee.



Figura 3. Muestra el ensayo de esclerometría

La resistividad eléctrica del concreto es, junto con la disponibilidad de oxígeno, uno de los parámetros del material más influyentes en la intensidad de corrosión. Su medición es cada vez más empleada junto con el mapeo de potencial en el seguimiento e inspección de estructuras para determinar la gravedad de los problemas de corrosión que pueden presentarse. La resistividad proporciona información acerca del riesgo de corrosión temprana, porque se ha demostrado que existe una relación lineal entre la intensidad de corrosión y la conductividad electrolítica, esto es, que una baja resistividad está correlacionada con una alta intensidad de corrosión.

Aunque es necesario mencionar que la intensidad de corrosión no está controlada únicamente por la resistividad del concreto, de tal forma que este parámetro no puede considerarse como el factor determinante para definir o prevenir un daño potencial en la estructura y establecer la necesidad de aplicar técnicas preventivas o de reparación.^{4,9}

Existen tres formas diferentes de medir la resistividad:

- Directamente en la superficie de la estructura.
- En testigos.
- Empleando sensores embebidos.

Para este caso, la resistividad se mide mediante la técnica de Wenner.^{9,11} Este método emplea cuatro electrodos equi-espaciados y humectados con un líquido conductor (regularmente se usa agua) que proporcione un buen contacto con la superficie del concreto. Se pasa una corriente alterna conocida (generalmente con una frecuencia entre 50 y 1000 Hz) entre los electrodos externos y se mide la diferencia de potencial entre los interiores.

Las recomendaciones para realizar esta medida de resistividad del concreto son, principalmente, que se realicen utilizando los testigos extraídos de la estructura de concreto, previamente humedecidos hasta saturación del espécimen de concreto. De esta manera se elimina la variable de la posible falta de electrolito (humedad o agua) del concreto en el ambiente al que está expuesto. Así es como los criterios de resistividad eléctrica del material se definen, en la Tabla 3, para concretos saturados de agua.

Intervalo	Criterio
$P > 200 \text{ kohm-cm}$	Poco riesgo
$200 > P > 10 \text{ kohm-cm}$	Riesgo moderado
$P < 10 \text{ kohm-cm}$	Alto riesgo

Tabla 3. Criterios para resistividad de concretos durables⁹

1.3.5. Porosidad

La porosidad se considera que está directamente relacionada con la durabilidad del concreto cuando éste se encuentra en un ambiente agresivo. La red de poros (permeabilidad) es el camino empleado por los agresivos externos para penetrar en el concreto. Para este caso, la técnica que se emplea es la absorción capilar, metodología que consiste en obtener muestras de los núcleos de concreto extraídos y someterlos a un pre-acondicionamiento de secado y posteriormente ponerlos en contacto en agua.⁹ Ver Figura 4.



Figura 4. Obtención de porosidad

El ensayo se realiza sobre especímenes de espesor $H \leq 50 \text{ mm}$ (recomendándose de 20 a 30 mm para concretos especiales), luego de un pre-acondicionamiento de secado a 50°C por 48 h para asegurar un peso constante y posterior enfriamiento en desecador. Luego de registrar su peso

inicial, W_0 la muestra se coloca sobre una esponja húmeda en el interior de una cubeta de fondo plano teniendo cuidado de que el agua llegue a 3 mm por encima de la parte inferior de la probeta de ensayo. Previamente los cubos son cubiertos con cera en las áreas laterales del espécimen. A lo largo del ensayo se mantiene cubierto el recipiente para evitar la evaporación. El cambio de peso ($W_t - W_0$) de la probeta por unidad de área expuesta del espécimen se registra a intervalos de tiempo de 1/12, 1/6, 1/4, 1/2, 1, 2, 3, 4, 6, 24, 40 horas.⁹

Los coeficientes se calculan en base a las siguientes ecuaciones:

$$m = \frac{t}{z^2} (s / m^2) \quad (1)$$

Ecuación 1. Coeficiente m . Donde z representa la profundidad de penetración del agua en tiempo t

$$k = \frac{(W_t - W_0) / A}{\sqrt{t}} \quad (\text{kg/m}^2\text{s}^{1/2}) \quad (2)$$

Ecuación 2. Coeficiente k

$$\text{Porosidad efectiva} = \varepsilon e = \frac{k\sqrt{m}}{1000} (\%) \quad (3)$$

Ecuación 3. Porosidad efectiva

El coeficiente k puede ser evaluado como la pendiente de la región lineal del gráfico $(W_t - W_0)/A$ en función de \sqrt{t}

El coeficiente m puede ser determinado calculando el tiempo requerido para que el agua ascienda a la cara superior de la probeta, es decir, cuando $z = H$

Con la anterior información la Absorción Capilar S , se calcula como:

$$S = \frac{1}{\sqrt{m}} \quad (\text{mm/h}^{1/2}) \text{ o } (\text{m/s}^{1/2}) \quad (4)$$

Ecuación 4. Absorción Capilar, S

Con los resultados obtenidos por esta prueba, se puede también determinar si el concreto es durable, según los criterios que se presentan en la Tabla 4.

Porcentaje (%)	criterio
≤10	Concreto de buena calidad y compacidad
10-15	Concreto de moderada calidad
>15	Concreto de durabilidad inadecuada

Tabla 4. Criterios de evaluación de porcentaje de porosidad⁹

1.3.6. Penetración del frente de agresivo: avance de carbonatación y de cloruros

Avance de carbonatación

Para determinar la *profundidad de carbonatación*, X_{CO_2} , es necesario exponer una superficie de concreto. El avance del agresivo se determina añadiendo fenolftaleína y observando las variaciones de color en función del pH del concreto, como se ve en la Figura 5.⁹ Deben realizarse al menos cuatro medidas del espesor de la zona incolora, incluyendo los valores máximo y mínimo obtenidos.

El frente de carbonatación puede medirse, de preferencia, en los testigos que se extraigan para obtener la resistencia mecánica del concreto. Estos testigos deben de partirse en dos partes longitudinales para que la prueba de carbonatación se haga en una superficie no contaminada por los polvos del procedimiento de extracción. Para ello el método más común es realizar una prueba de resistencia a la tensión indirecta, o método brasileño, para así partir el testigo longitudinalmente en dos partes.

Existe la posibilidad de realizar esta prueba de carbonatación sobre la superficie exterior de los testigos extraídos o usando la cala que queda de la extracción, antes de ser rellenada o resanada con mortero. Esto no es recomendable por la situación de contaminación de ambas superficies (testigo o de la cala) por los polvos que se generan durante el proceso de extracción del propio testigo con el equipo extractor.

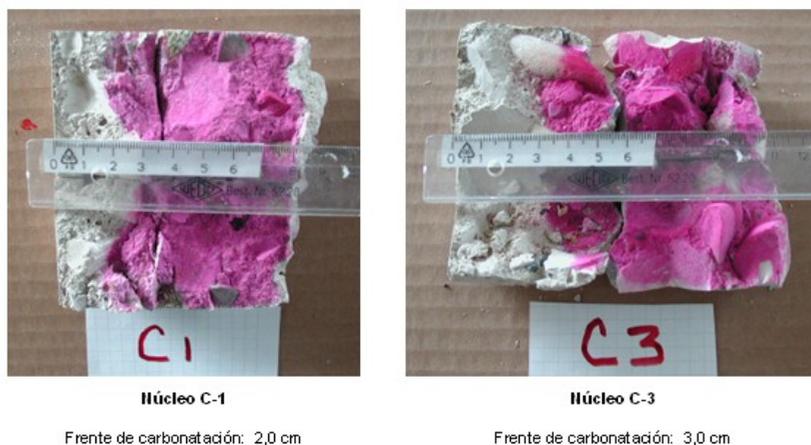


Figura 5. Perfil de carbonatación

Avance de cloruros

En cuanto al *avance de cloruros*, existen varios métodos que pueden aplicarse para determinar el contenido total de cloruros en el concreto. Los ensayos se llevan a cabo sobre muestras de polvo tomadas de taladros en la estructura realizados a diferentes profundidades. Cuando el recubrimiento está fisurado o desprendido, pueden emplearse los fragmentos para realizar los análisis químicos. El objetivo final es determinar el perfil o gradiente de cloruros desde la superficie hacia el interior e identificar el umbral de cloruros que produce la despasivación de las armaduras. Los perfiles de cloruros pueden obtenerse a partir de testigos que luego son cortados milímetro a milímetro.

El método utilizado para determinar el contenido total de cloruros en campo es el método potenciométrico, ver Figura 6.

1.3.7. Potencial de corrosión e intensidad de corrosión.

Potencial de corrosión

La corrosión lleva a la coexistencia de zonas pasivas y activas en la misma barra, provocando cortocircuitos en los que la zona que se está corroyendo actúa como un ánodo y la pasiva como cátodo. La diferencia de voltaje en este macro elemento induce un flujo de corriente a través del concreto con un campo eléctrico, que puede representarse como líneas equipotenciales que permiten estudiar el estado de un metal en su entorno.



Figura 6. Extracción de muestras y equipo para análisis de cloruros

El principal objetivo de las medidas de potencial es localizar áreas en las que la armadura está pasiva y que es susceptible de corroerse si se dan las condiciones oportunas de humedad y presencia de oxígeno. Además, puede emplearse para:

- Localizar y definir aquellas zonas en las que deben realizarse otros ensayos para determinar de forma precisa y económica en qué estado se encuentra la estructura.
- Evaluar la eficiencia de trabajos de reparación mediante el control del estado de la corrosión.
- Diseñar medidas preventivas.

La metodología empleada es la descrita en la norma ASTM C876-09 que establece un umbral de -350 mV CSE.¹² Valores menores de potencial sugieren corrosión con un intervalo del 95 %, si el potencial es mayor de -200 mV, existe una probabilidad mayor del 90% de que no se esté produciendo corrosión y para aquellos valores entre -200 y -350 mV el resultado es incierto. Figura 7 muestra el procedimiento de medición. Existen diferentes aspectos que deben tenerse en cuenta a la hora de realizar medidas de potencial:

- Contenido en humedad del concreto. Los cambios en el contenido en humedad pueden provocar diferencias de potencial de hasta ± 200 mV, por lo que es importante considerar no sólo diferentes condiciones de humedad en un punto determinado sino también los cambios a lo largo de la estructura. Los valores de potencial son más negativos cuanto mayor es la humedad del concreto.

- Contenido de cloruros. La experiencia en campo ha demostrado que existe cierta correlación entre el contenido en cloruros y los valores de potencial, coincidiendo los valores más negativos con aquellas áreas de mayor contenido en cloruros.
- Carbonatación. Como la carbonatación produce un incremento de la resistividad del concreto, los valores de potencial son más positivos tanto para las zonas pasivas como en las que las armaduras están corroyéndose.
- Espesor de recubrimiento. A medida que es mayor el recubrimiento, la diferencia entre los potenciales de zonas activas y pasivas es menor, tendiendo hacia un valor uniforme de potencial. Por tanto, la localización de pequeñas zonas activas es más difícil a medida que aumenta el recubrimiento.
- Efectos de polarización. El ánodo polariza las barras pasivas en la proximidad del área que se está corroyendo hacia potenciales negativos. El paso de potenciales hacia valores más negativos es mayor en concreto con resistividad baja que alta, lo que lleva la mejor detección de las áreas pequeñas de corrosión en el primer caso pero no en el segundo ya que la polarización que se produce es menor.
- Contenido en oxígeno. Las condiciones de aireación como la accesibilidad del oxígeno determinan los valores de potencial para acero pasivo. Un contenido bajo en oxígeno produce una disminución pronunciada en el valor del potencial, mientras que en concreto húmedo, con una difusión muy baja del oxígeno, puede producir un incremento del potencial tal que zonas de refuerzo pasivo muestren valores de potencial similares a los de zonas activas.



Figura 7. Muestra la medición de potencial de corrosión

Intensidad de corrosión

La medida de la intensidad de corrosión, indica la cantidad de metal que se transforma en óxido por unidad de superficie de armadura y tiempo. La cantidad generada de óxidos está directamente relacionada con la fisuración del recubrimiento de concreto y la pérdida de

adherencia, mientras que la reducción en la sección transversal del acero afecta a la capacidad portante de la estructura. Por tanto, la velocidad de corrosión es un indicador de la velocidad de descenso de la capacidad portante de la estructura.⁴

La técnica empleada para medir intensidad de corrosión es mediante un electrodo de referencia, que indica el potencial eléctrico y un electrodo auxiliar que proporciona la corriente. En las medidas *in situ* se emplea un anillo de guarda modulado por dos electrodos de referencia para confinar la corriente en una superficie de armadura determinada. Si no se confina la señal de forma modulada, se obtendrían valores muy elevados y por tanto se sobrestimaría el riesgo de corrosión (Figura 8).



Figura 8. Muestra la medición de intensidad de corrosión

2. Resultados. Evaluación de muelles mexicanos

2.1. Generalidades de la estructura (puerto A)

En este punto se describen resultados obtenidos de la evaluación detallada de uno de los puertos evaluados a la fecha, que para este caso se denomina puerto A.

El Puerto A está situado en el Golfo de California, sobre la costa del estado de Sonora, este puerto es un nodo importante de comunicación marítima del Noroeste de la República Mexicana, siendo punto de distribución estratégico tanto para internar productos al país como salida de ellos hacia otras partes de México y del mundo. El Recinto Portuario, administrado desde 1995 por la Administración Portuaria Integral tiene una extensión de 149 ha, con un canal de acceso de 4,2 km de longitud, 150 m de amplitud y alrededor de 13 m de profundidad. El muelle consta de 6 posiciones de atraque, dos de ellas de 13 m de profundidad. Para la conformación del muelle y su extensión actual fue necesario aplicar rellenos para ampliar la superficie de terreno al mar, aprovechando las características físicas de la bahía. En esta saliente extendida artificialmente se ubicó el muelle con la disposición de dos bandas, la Banda Este, con orientación norte-sur, compuesto por los tramos 1, 2, 3 y 4; y la Banda Sur, con orientación este-oeste, compuesta por los tramos 5 y 6, indicados en la Figura 9.

Los seis tramos poseen características constructivas diferentes. De los seis, el tramo 1 consiste en una serie de losas de concreto tendidas sobre tierra firme contenida por muros de concreto, mientras que los restantes son losas por encima del mar. El tramo 2, de 18,5 m de ancho y 200m de longitud, se compone de losas soportadas por pilas circulares de 1,5 m de diámetro, dispuestas en un arreglo cuadrado de 6,5 m de lado. Como característica propia, en la dirección este-oeste corren traveses de soporte de la losa sobre las pilas, proveyéndole refuerzo transversal. En los tramos 3, 4, 5 y 6 las losas están soportadas por pilotes cuadrados, originalmente de 0,5 m de sección, en posiciones vertical e inclinada. Figura 10.

La evaluación de los daños por corrosión de la estructura fue realizada sobre las pilas y pilotes de los Tramos 2 al 6 del muelle del puerto (Figura 9).

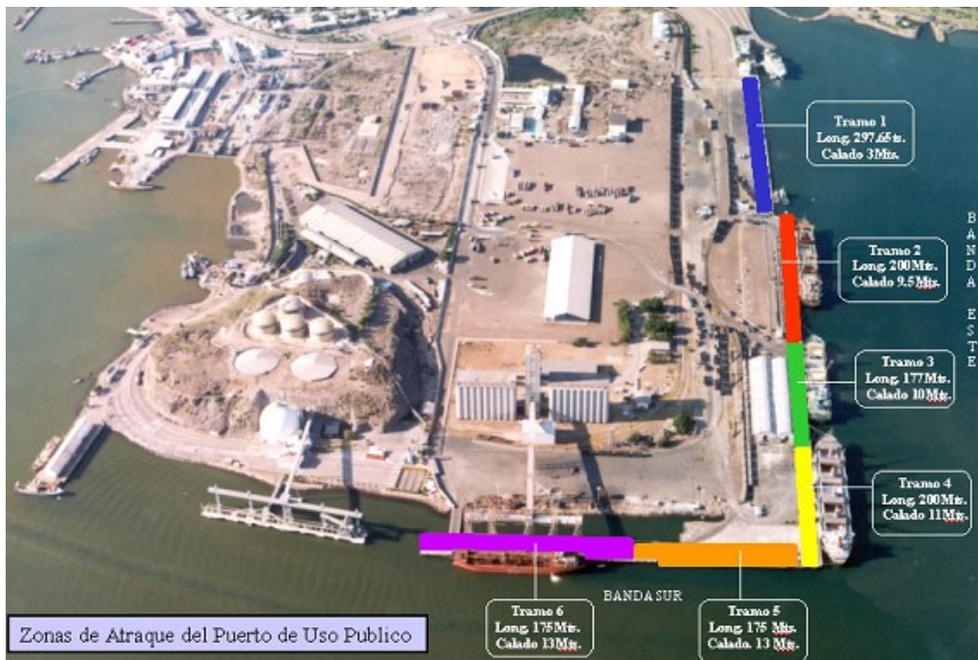


Figura 9. Plano del recinto portuario, puerto A¹³

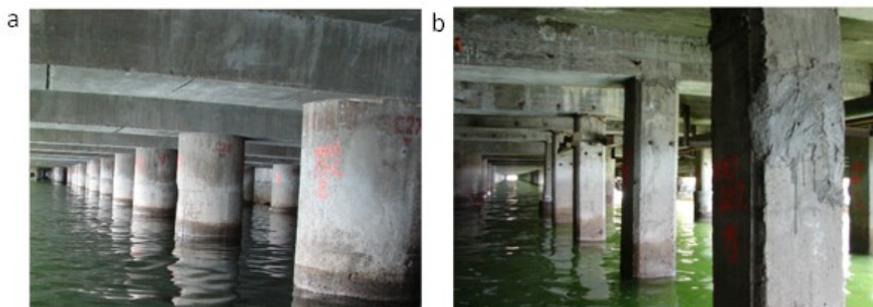


Figura 10. Muestra la subestructura del muelle. a) Pilas circulares y traveses de soporte del tramo 2 y b) pilotes de soporte de la losa en muelles 3 a 6

2.1.1. Inspección visual preliminar (puerto A)

La mayoría de los pilotes han sido reparados en diferentes etapas para mitigar los daños por corrosión. Muchas de éstas reparaciones se conservan en buen estado, pero una buena cantidad presenta deterioro. Se desconoce la fecha de las reparaciones pero al parecer el procedimiento fue el mismo: retiro del concreto deteriorado, limpieza y “posible reparación del acero existente” y recuperación con un colado de concreto de mayor sección que la original. Algunas de éstas reparaciones tienen sección rectangular, otras, la mayor parte, tienen sección circular. La Figura 11 muestra los principales daños detectados en los tramos 2 al 6: pérdida de sección de acero, manchas de óxido, acero descubierto, desprendimiento de concreto.

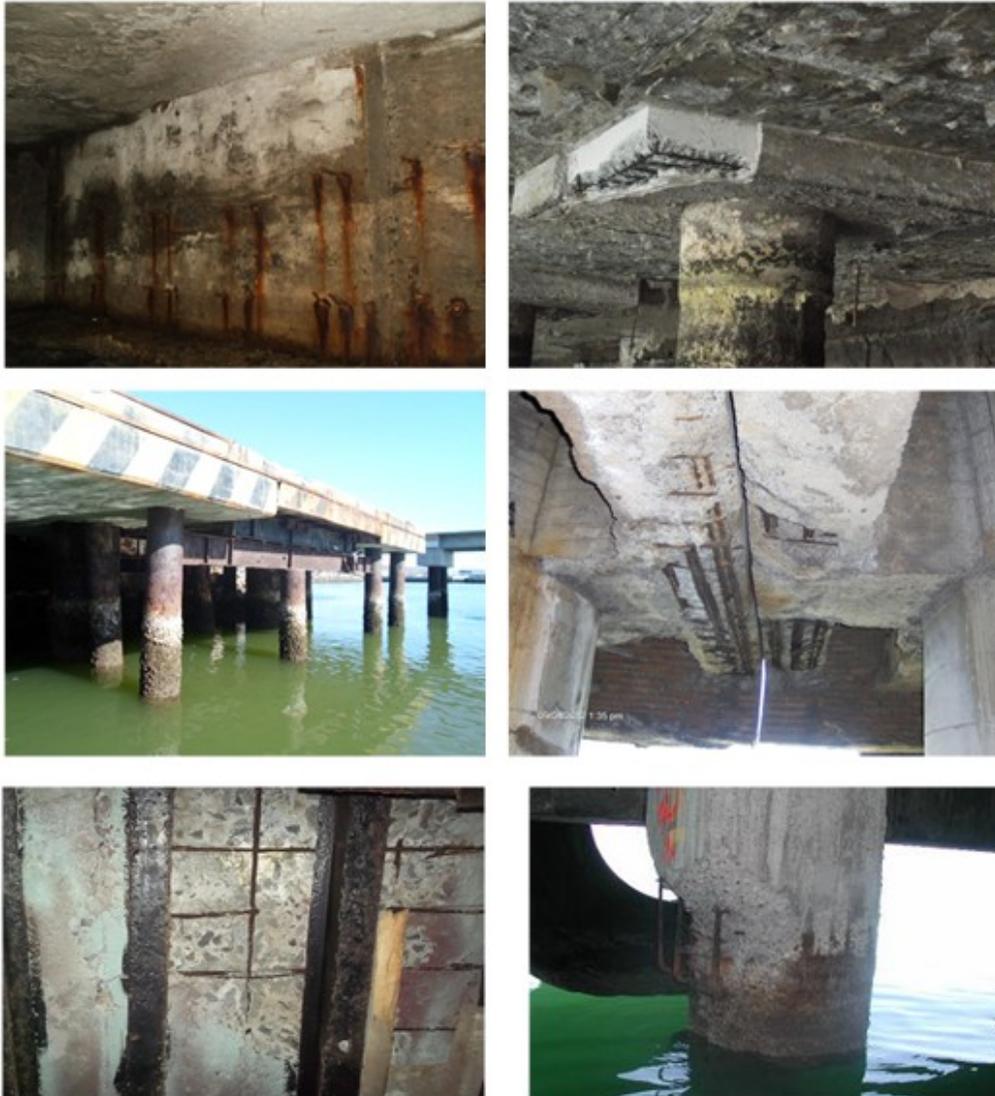


Figura 11. Daños encontrados en la inspección visual del puerto A

En algunos casos, la corrosión es local, justo encima o debajo de donde se ha realizado la reparación, con destrucción del recubrimiento y dejando en alto riesgo estructural a los pilotes puesto que todo el peso descansa únicamente en el acero corroído (Figura 12 a), además se observan áreas extensas delaminadas y con pérdida significativa de sección en el acero de refuerzo longitudinal y pérdida total en el acero transversal (Figura 12 b).

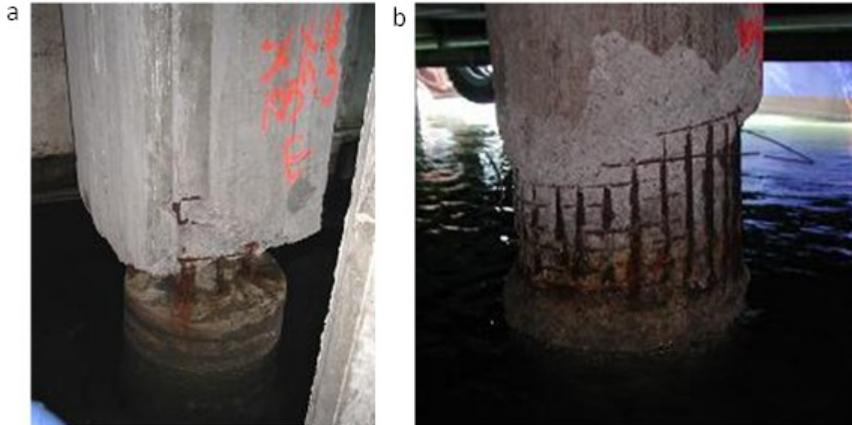


Figura 12. a) Muestra la destrucción del recubrimiento y acero corroído y b) áreas con pérdida significativa de hacer en el puerto A

En las zonas donde se localizan las juntas constructivas entre dos tramos consecutivos del muelle, muestra problemas de filtración y acumulación de humedad, lo que provocó que las trabes que se encuentran delimitando la junta y las losas colindantes presenten problemas de corrosión (Figura 13).

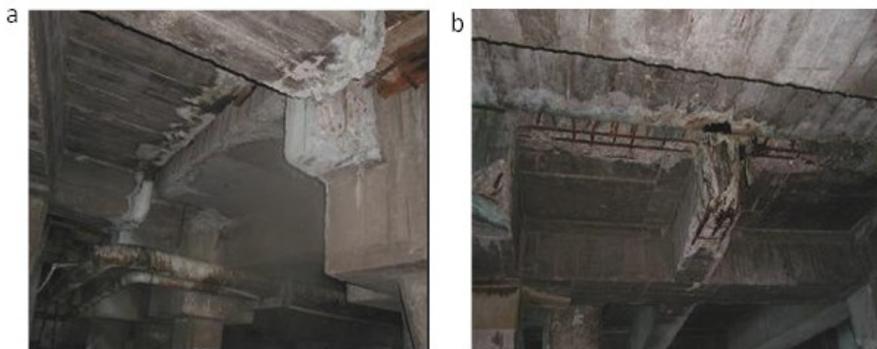


Figura 13. a) Muestra filtración de agua y b) acero expuesto hallados en el puerto A

Existen daños considerables por corrosión en algunos puntos de los muros interiores del muelle, aunque no están generalizados (Figura 14).



Figura 14. Muestra daños en interior del muelle (Puerto A)

2.1.2. Planos de levantamiento de daños (puerto B)

De acuerdo al levantamiento de daños se generan planos para actualizar su información técnica. Para este caso, la Figura 15 es un ejemplo de plano de levantamiento de daños generado en evaluación del puerto B.

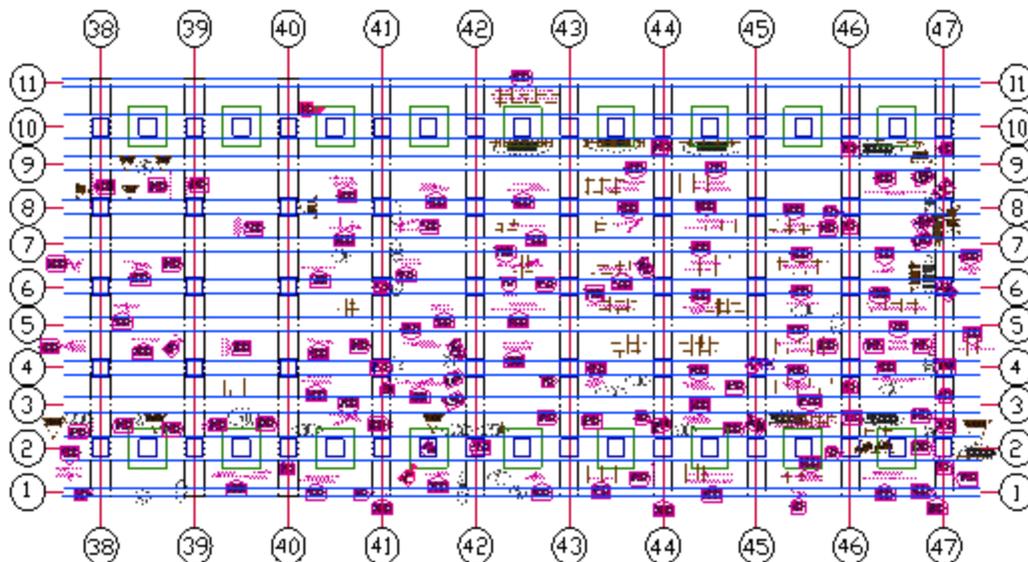


Figura 15. Ejemplo de plano del levantamiento de daños del puerto B¹⁴

2.2. Ensayos *in situ*

2.2.1. Detalle del acero de refuerzo (puerto C)

En todos los casos, para esta prueba se utilizó un pacómetro con capacidad de detectar recubrimientos desde 7 hasta 180 mm y barras de 5 a 50 mm de diámetro.

En esta ocasión solo se presentan resultados obtenidos en el muelle 1 del puerto C.

La Figura 16 muestra el porcentaje acumulado de los espesores de recubrimiento de las barras de refuerzo divididas por Banda del puerto C. Como puede apreciarse, únicamente el 23 % de los valores medidos se encuentran por debajo del límite de la especificación de espesor igual a 50 mm para la Banda B. En cambio, las Bandas A y C mostraron valores de recubrimiento mayores que las especificadas en el proyecto, lo que incrementaría la vida útil de estas estructuras por este incremento azaroso del recubrimiento del acero de refuerzo.

Lo interesante es que las tres bandas muestran recubrimientos tan diferentes unas de otras que implicaría un cambio en el proyecto o la construcción de las tres bandas. Esto es importante considerar que, a pesar que las autoridades del puerto C definieron que los tres muelles deberían de cumplir, por proyecto, un recubrimiento de 50 mm, éstos presentaron una gran variabilidad, por lo que las tres bandas poseen diferentes vidas de servició.

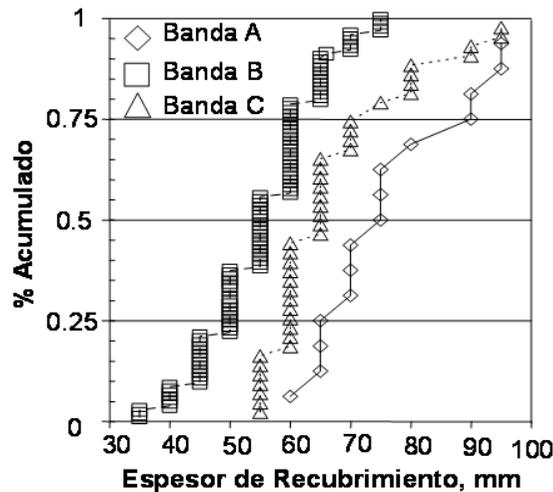


Figura 16. Espesor de recubrimiento de la banda I, II y III del puerto C

2.2.2. Resistencia mecánica (puerto C)

Para este ensayo se presentan resultados obtenidos de la evaluación del puerto C.

Se extrajeron 50 núcleos de concreto (o corazones) y se ensayaron 29 a compresión y 21 a tensión indirecta (o prueba brasileña). Cabe mencionar que dado que el diámetro de los núcleos de concreto extraídos fueron pequeños (5 y 7 cm), comparados con el tamaño de agregado encontrado (hasta 2 pulgadas en muchos de los casos), la resistencia obtenida de los ensayos a compresión simple está subestimada con respecto a los cilindros de 15 x 30 cm que normalmente se ocupan con concreto fresco para determinar el $f'c$. El valor de diseño de las tres bandas de este puerto C, de acuerdo con datos proporcionados por el administrador del puerto, es de 35 MPa en compresión y en tensión no se dio especificación alguna.

En este sentido, se puede esperar que la resistencia a la compresión del concreto ensayado sea del orden de un 10 a 15% menor comparado contra los cilindros mencionados. En este caso, los resultados que se muestran se obtuvieron directamente de los ensayos. En Figura 17 se muestra un resumen de los resultados de resistencia a la compresión y tensión indirecta.

En general se observa que el concreto presenta resistencia a la compresión por encima del f'_c especificada (35 MPa). Todos los especímenes de la Banda A cumplen este requisito, 10 de 15 de la banda B y 3 de 4 de la Banda C. Si se toma en cuenta que la resistencia a la tensión del concreto corresponde, aproximadamente, a un 10% de la resistencia a la compresión, se deduce que todos los especímenes usados para estimar la resistencia a la tensión indirecta, estuvieron por debajo del valor esperado (3.5 MPa).

De nueva cuenta se observa una variabilidad de consideración entre los valores de la tres bandas de este puerto C, aunque debe de considerarse que las tres bandas fueron construidas en etapas diferentes que van de un par de años hasta 10 años. Por ello se toma como válido que los valores fueran un poco variables, aunque no tan diferentes como se pensaba, con el hecho de la variabilidad observada en los recubrimientos obtenidos (Figura 16).

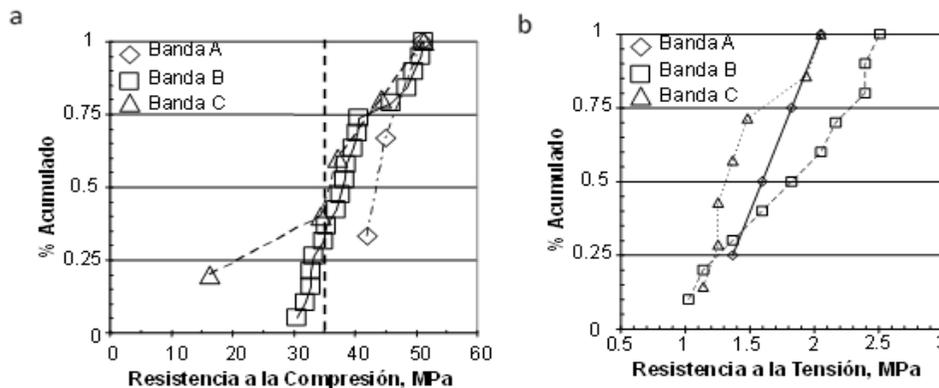


Figura 17. Muestra el resumen de resultados de resistencia a) a la compresión y b) tensión indirecta (puerto B)

2.2.3. Esclerometría (puerto C)

Para conocer el índice esclerométrico del concreto en las Bandas A, B y C del puerto C, se realizaron ensayos de esclerometría. El compendio de los resultados obtenidos de esclerometría se muestra en la Figura 18 para las tres bandas estudiadas del puerto C. Es interesante observar, de nuevo, que a pesar de que la autoridad del puerto definió que las bandas deben de cumplir las especificaciones del proyecto en cuanto a la resistencia del concreto con una misma resistencia (35 MPa), los valores de esclerometría fueron muy variados, más aún que los encontrados en los testigos de concreto probados directamente en compresión (Figura 18).

Considerando que el concreto de los diferentes elementos que conforman la subestructura de las tres bandas se encuentra siempre húmedo por su ubicación, éstos no están carbonatados. Por lo tanto, la resistencia a la compresión obtenida mediante este ensayo (método indirecto) debería ser muy aproximada a la resistencia de compresión real del concreto mostrado en la Figura 18.

Considerando la constante del equipo (para transformar los valores del índice esclerométrico en resistencia a la compresión indirecta) igual a 10.2, se puede observar que los rangos de resistencia a la compresión indirecta están entre 25 y 62 MPa, de nuevo mucha variación entre los resultados. Inclusive los resultados de cada banda se obtuvieron también con mucha variación. La Banda B fue la que presentó valores con menor diferencias entre mediciones,

significando que el concreto fue el más homogéneo encontrado entre las tres bandas evaluadas de este puerto C.

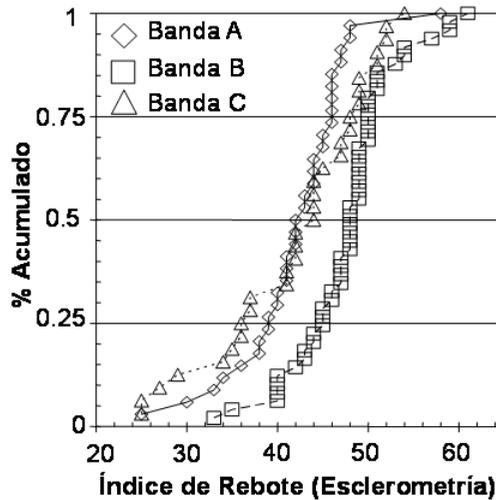


Figura 18. Resistencia a la compresión indirecta para las muestras obtenidas del Muelle 1, puerto C

2.2.4. Porosidad (puerto D)

El ensayo se realizó a partir de testigos de concreto extraídos en los muelles, para este caso se presentan resultados del núcleo 1 y “pollo” F4.

La Figura 19 presenta dos fotografías tomadas a las probetas utilizadas para esta prueba.

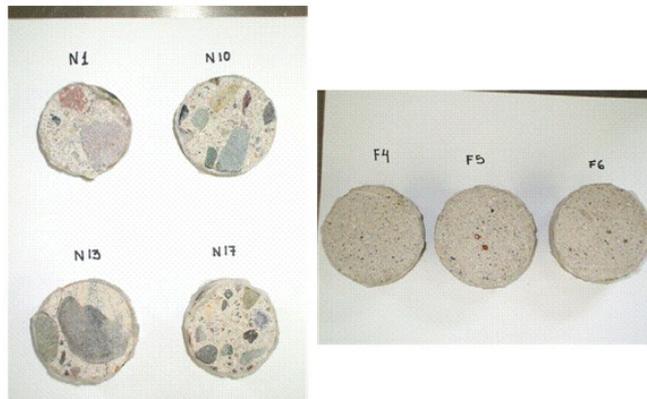


Figura 19. Fotografías de los testigos (núcleos y pollos) usados en la prueba de resistencia a la penetración de agua del puerto D

La Figura 20 presentan los datos resultantes de la prueba de porosidad capilar de acuerdo al procedimiento detallado en la sección 3.3.6 para un núcleo de concreto y un “pollo” (denominación dada a los elementos tipo silleta para proporcionar el recubrimiento especificado a las barras de refuerzo). Con los resultados de variación de peso por absorción de agua en el tiempo obtenidos en los núcleos evaluados, se utilizaron las Ecuaciones (1) a la (4) para

determinar los parámetros de resistencia a la absorción de agua (descritos en la sección 3.3.6). La Tabla 5 presenta en resumen las estimaciones de estos parámetros.

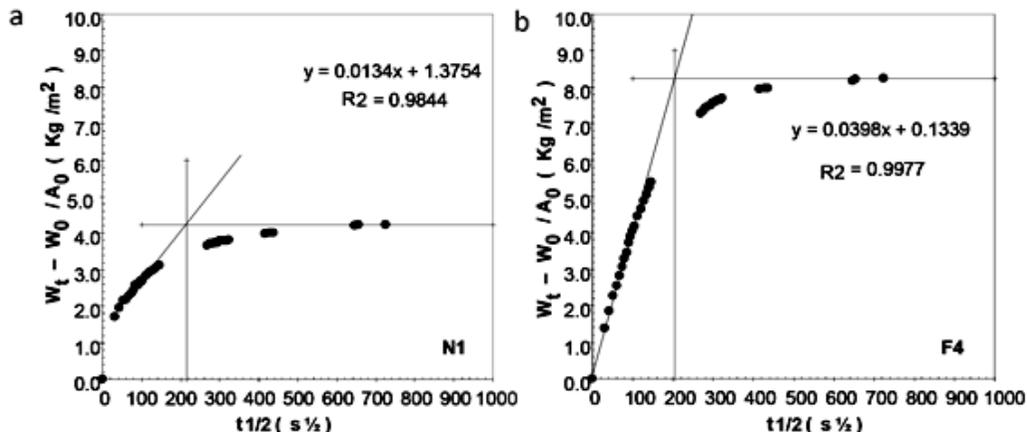


Figura 20.- Resultados de las mediciones de resistencia a la penetración de agua a) del núcleo 1 y b) de pollo F4, puerto D

Núcleo	k (kg/m ² s ^{1/2})	t _n (s ^{1/2})	m (s/m ²)	ε _e (%)	S (mm/hr ^{1/2})	% Total Vacíos ²
1	0.020	45859.9	104387999.3	20.3	5.87	19,5
10	0.023	18901.2	56936617.3	17.23	7.95	20,9
13	0.025	16256.3	38456889.0	15.5	5.86	20,4
17	0.018	39082.3	104812962.1	18.3	5.86	19,3
F4	0.040	41440.9	41526927.8	26.1	9.31	-
F5	0.035	54629.7	48736865.3	24.5	8.59	-
F6	0.068	22738.7	20817248.3	31.0	13.15	-

Tabla 5. Parámetros estimados de resistencia a la penetración de agua de los testigos evaluados, puerto D

A partir de la Tabla 5, se observa que los núcleos de concreto presentan una porosidad capilar (ε_e) entre 15,5% y 20,3%, valores que se encuentran medianamente altos para concretos de alta durabilidad, cuyo valor debería de encontrarse por debajo de 15% de acuerdo a los valores reportados en la Tabla 4.⁹

De los datos obtenidos y listados en la Tabla 5, es claro observar que los valores de absorción capilar (S), para los núcleos de concreto cumplen con lo establecido en la referencia⁹ para concretos durables, aunque los valores de ε_e se encuentran por arriba del 15% de lo recomendable para concreto durable en la misma referencia.⁹ Por ello se concluye que el concreto cumple, aunque marginalmente, para considerarse como un material durable que puede contrarrestar la penetración de cloruros en un futuro cercano.

A diferencia de los resultados obtenidos en los núcleos de concreto, el material utilizado en la fabricación de los “pollos” se encuentra en el rango de material no durable, ya que la porosidad capilar se encuentra por arriba de 24,5% y el valor de S está por arriba de 8,6 mm/hr^{1/2}, más del doble del requerimiento de la referencia⁹ que es de 3 mm/hr^{1/2}. Esto implica que los agentes agresivos penetrarían de forma más acelerada en estos puntos en donde el “pollo” se utilizó,

incrementándose así la probabilidad de que se inicien problemas de corrosión en el refuerzo de forma muy localizada.

2.2.5. Frente de carbonatación y profundidad de ión cloruro (puerto A)

Carbonatación

La impregnación de los núcleos de concreto se realiza con una solución indicadora de pH se efectuó para determinar la profundidad de avance del frente de carbonatación. En la Tabla 6 se muestran los datos obtenidos de esta prueba para muestras obtenidas del puerto A.

Al igual que en los ensayos anteriores, hay una gran variación en los resultados. En el concreto original de los pilotes, el efecto químico de la penetración de los gases CO₂ va desde los 20 a los 50 mm, mientras que en el material de las reparaciones, de menor edad, el frente de carbonatación sólo penetró 20 mm en el peor de los casos.

Comparando los resultados de la Tabla 6 con los espesores de recubrimiento, es posible identificar que el frente de carbonatación alcanzó en buena parte de los casos al acero de refuerzo (5 de las 7 muestras en el concreto original alcanzan al 25% del acero examinado, ver (Figura 21) y sin duda contribuyó al desarrollo de los problemas por corrosión que se presentaron a lo largo de la vida del muelle.

	Prof. de carbonatación (mm)
	20
	20
	40
	35
XIV-17-24	35
VII-6-63	50
IV-3-33	30
Rep. XV-14-33	20
Rep. I-5-3	Pila / Pilote
Rep. III-2-23	
Rep. XXI-96-2B	XXIII-14A
	XIX-42-7
	X-8-97
	XVIII-4-76

Tabla 6. Profundidades de carbonatación

Contenido de ión cloruro (puerto A)

Para la determinación del contenido de cloruros, se describe a continuación resultados obtenidos de muestras del puerto A. Se ensayaron muestras de 1,5 gramos de polvo de concreto extraídas en 3 intervalos de profundidad para cada uno de los sitios. Las profundidades elegidas fueron de 0 a 25, de 25 a 50 y de 50 a 75 mm, excepto en las muestras extraídas en las zonas reparadas, en las cuales, al tener una sección mayor que las del pilote original y por lo tanto mayores espesores de recubrimiento, se eligieron las profundidades de 50 a 75, 75 a 100 y 100 a 125 mm.

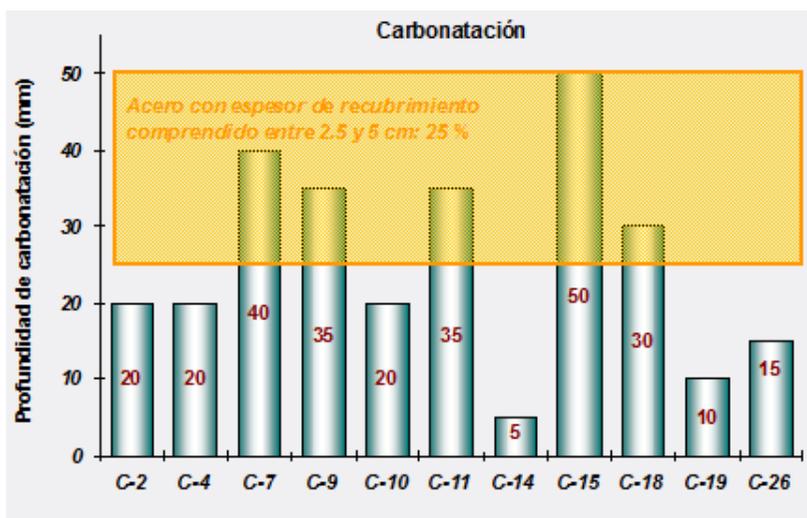


Figura 21. Comparación de las profundidades de carbonatación con posición de acero

Cuerpo original de Pilas / Pilotes (3 sitios). Las muestras fueron extraídas a una altura de entre 5 a 10 cm por encima del nivel máximo de marea, que es la zona de exposición con mayor concentración de cloruros y oxígeno. Los contenidos de cloruros son muy altos inclusive a la profundidad de 5 a 7,5 cm, zona donde el contenido mínimo encontrado es de 0,26 % con respecto al peso del cemento. Como referencia estadística, la siguiente Tabla 7 se elaboró comparando los valores promedio de contenido de cloruros en cada una de las profundidades evaluadas, contra los resultados de espesores de recubrimientos obtenidos con el detector de armados:

Ubicación	Profundidad de 0 a 2,5 cm		Profundidad de 2,5 a 5 cm		Profundidad de 5 a 7,5 cm		Profundidad > 7,5 cm		Total Lecturas
	No. de lecturas	%	No. de lecturas	%	No. de lecturas	%	No. de lecturas	%	
Pilas / pilotes originales	2	3,1	15	23,4	29	45,3	18	21,1	64
Cl ⁻ promedio (%/ W _{cem})	5,00%		2,05%		1,18%		n/d		

Tabla 7. Comparación de lecturas de recubrimiento contra contenido de Cl⁻ en pilotes originales

Por citar un ejemplo de esta Tabla, se observa que el 45,3 % del acero inspeccionado se encuentra a una profundidad de entre 5 a 7,5 cm. Lo cual significa que a esa profundidad, el contenido de cloruros es de 1,18% de contenido de iones cloruro con respecto al peso del cemento y los criterios de evaluación internacionales establecen el 0,4% de cloruros respecto al peso de cemento como valor umbral para el inicio de la corrosión.

En reparaciones (4 sitios). Se eligieron los sitios a la misma altura que en el caso anterior, aunque, como ya se mencionó, esta vez las muestras se extrajeron a mayor profundidad con la finalidad de conocer el contenido de cloruros lo más cerca posible del acero de refuerzo. Salvo en uno de los cuatro sitios examinados, los niveles de cloruros son considerables aun a profundidades mayores a 10 cm. Se muestra también la Tabla 8.

Ubicación	Profundidad de 5 a 7,5 cm		Profundidad de 7,5 a 10 cm		Profundidad de 10 a 12,5 cm		Profundidad > 12,5 cm		Total Lecturas
	No. de lecturas	%	No. de lecturas	%	No. de lecturas	%	No. de lecturas	%	
Reparaciones	0	0,0	8	20,0	17	42,5	15	37,5	40
Cl ⁻ promedio (%/ W _{cem})	0,60%		0,39%		0,26%		n/d		

Tabla 8. Comparación de lecturas de recubrimiento contra contenido de ión cloruro (Cl⁻) en pilas reparadas

En zona de variación de mareas (2 sitios). Estas muestras fueron extraídas para medir el contenido de cloruros en la zona del pilote en la cual ocurre la variación diaria de marea y comparar resultados contra los valores de los dos casos anteriores, ver Figura 22. Los contenidos de cloruros son muy altos a todas las profundidades tanto en el pilote original como en la reparación, Tabla 9.

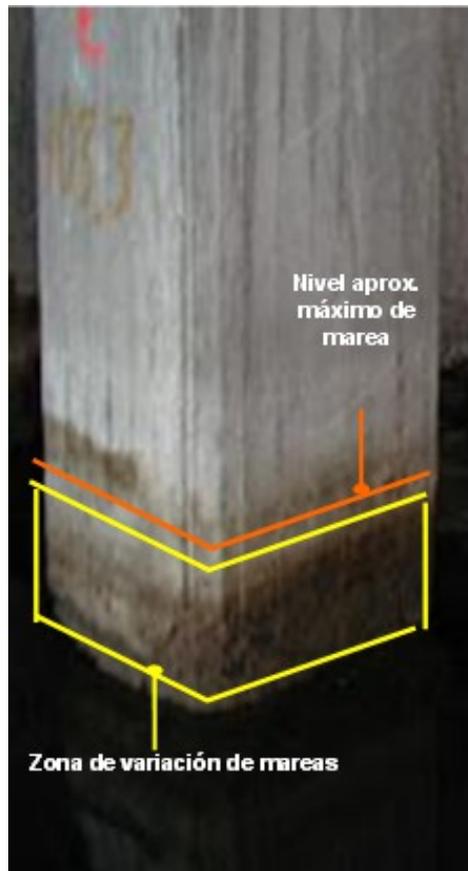


Figura 22. Muestra la extracción de muestras para cloruros

Ubicación	Profundidad de 0 a 2,5 cm		Profundidad de 2,5 a 5 cm		Profundidad de 5 a 7,5 cm		Profundidad > 7,5 cm		Total Lecturas
	No. de lecturas	%	No. de lecturas	%	No. de lecturas	%	No. de lecturas	%	
III-8-24	1	33,0	1	33,0	1	33,0	0	0,0	3
Cl ⁻ promedio (%/ W _{cem})	3,18%		1,14%		0,51%		n/d		
Reparaciones XI-8-106	1	33,0	1	33,0	1	33,0	0	0,0	3
Cl ⁻ promedio (%/ W _{cem})	5,40%		5,40%		4,98%		n/d		

Tabla 9. Comparación de lecturas de recubrimiento contra contenido de Cl⁻ en zona de mareas

En bloque de reparación para dos pilotes (1 sitio). En algunos casos, las reparaciones se efectuaron colando un gran bloque de concreto que incluyera dos (e inclusive 3) pilotes al mismo tiempo. En la mayoría de las veces, estos bloques fueron armados con acero y prácticamente todos tienen un severo deterioro por corrosión, mala calidad del concreto aunado a un bajo recubrimiento. Tabla 10.

Ubicación	Profundidad de 5 a 7,5 cm		Profundidad de 7,5 a 10 cm		Profundidad de 10 a 12,5 cm		Profundidad > 12,5 cm		Total Lecturas
	No. de lecturas	%	No. de lecturas	%	No. de lecturas	%	No. de lecturas	%	
XII-19-2A	1	33,0	1	33,0	1	33,0	0	0,0	3
Cl ⁻ promedio (%/ W _{cem})	5,40%		5,40%		4,98%		n/d		

Tabla 10. Comparación de lecturas de recubrimiento contra contenido de ión cloruro en pilotes reparados como bloque

Losa (2 sitios). Se extrajeron muestras en dos sitios en el lecho inferior de la losa original del muelle (hay tramos del muelle en donde en las reparaciones de 1996 se sustituyó la losa completamente) para evaluar su grado de contaminación. Los resultados muestran que los niveles de cloruros son aún muy bajos después de los 2,5 cm de profundidad. Tabla 11.

Ubicación	Profundidad de 0 a 2,5 cm		Profundidad de 2,5 a 5 cm		Profundidad de 5 a 7,5 cm		Profundidad > 7,5 cm		Total Lecturas
	No. de lecturas	%	No. de lecturas	%	No. de lecturas	%	No. de lecturas	%	
I (entre 7-3 y 7-2)	1	33,0	1	33,0	1	33,0	0	0,0	3
Cl ⁻ promedio (%/ W _{cem})	0,09%		0,03%		0,02%		n/d		
V (entre 3-47 y 4-47)	1	33,0	1	33,0	1	33,0	0	0,0	3
Cl ⁻ promedio (%/ W _{cem})	0,06%		0,05%		0,04%		n/d		

Tabla 11. Comparación de lecturas de recubrimiento contra contenido de ión cloruro (Cl⁻) en losa

2.3. Potencial de corrosión (puerto C)

En este ensayo, se presentan resultados de potencial de corrosión obtenidos en las pilas del puerto C, a diferentes alturas Sobre la Marea Alta (SMA) y cara de la pila (E= este; W=oeste; S=sur; N=norte). Se eligió evaluar una hilera de pilas/pilotes, tomando lecturas a diferentes alturas en cada una de las caras de los mismos. Cabe mencionar que en muchos pilotes, debido a dificultades en el acceso, no fue posible tomar lecturas en todas sus caras.

Los potenciales obtenidos en general muestran tres zonas bien definidas de activación de los potenciales. De izquierda a derecha, la primera zona corresponde a potenciales de corrosión activa (más negativos que -350 mV vs CSE o cobre/sulfato de cobre) donde poco más del 50% de las lecturas de potencial, a una altura de 0.1 m SMA, fueron zonas activas de corrosión. El otro 50% de esta misma altura ASM de 0.1 m se encuentra en la segunda zona de activación por corrosión conocida como incierta (entre -350 y -220 mV vs CSE).

También se puede observar una tendencia que a mayor es la distancia entre la SMA del pilote, más positivo es el valor del potencial de corrosión del acero de refuerzo en estas pilas. Así para el refuerzo en pilas que se encuentra por encima de 1 m SMA, los potenciales todos son pasivos (no existe probabilidad e corrosión) y para potenciales tomados en pilas a una altura de 0.9 SMA, se observa que menos del 20% se encuentran en la zona de potencial de actividad por corrosión incierta (ver Figura 23). De nueva cuenta se observa, de la Figura 24, que existe una variabilidad muy grande entre los resultados de potencial de corrosión y dependen de la altura del refuerzo SMA.

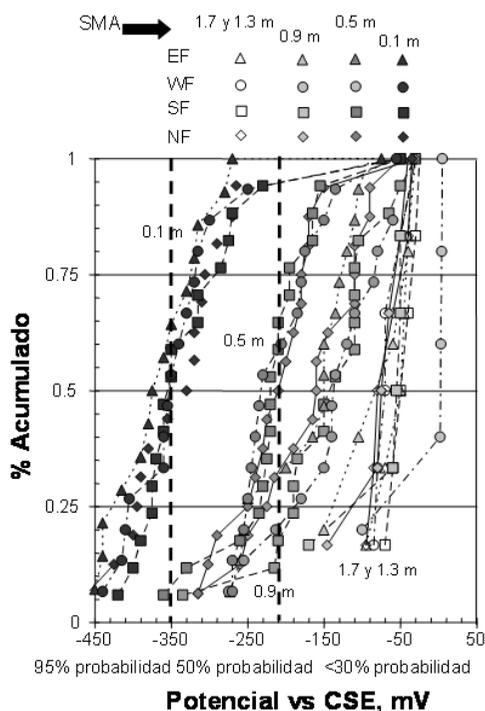


Figura 23. Potenciales de corrosión del puerto C

Conclusión

- De manera general y basándose en las inspecciones simplificadas, los 16 puertos federales presentan deterioro ambiental y por carga en sus estructuras. En algunos casos el deterioro llega a presentar problemas ya con el acero de refuerzo y por ende de la capacidad portante de cada muelle.
- La inspección detallada de los 4 puertos (A-D) presentada en este trabajo, demuestra en todos los casos una gran variabilidad de las propiedades físicas del concreto y electroquímicas del acero, a pesar de que se encuentren en un mismo micro clima. Esto debe tomarse en cuenta en todo trabajo de inspección detallada de estructuras de concreto, por lo que la selección de las zonas de inspección deben ser ubicadas en diferentes posiciones en la estructura a evaluar.
- Para caracterizar los concretos de una estructura de una manera más completa, será necesario realizar las pruebas de laboratorio presentadas en este trabajo, y no solo considerar la resistencia a la compresión como regularmente se hace. El fin de realizar estas pruebas es conocer la durabilidad del concreto en función de criterios de evaluación previamente establecidos y enunciados en este trabajo.
- Para conocer el estado de durabilidad del acero de refuerzo será también importante realizar pruebas electroquímicas en mayor número de elementos que conforman la estructura ya que se ha demostrado, de nueva cuenta, la variabilidad que estos valores podrían tener, sobre todo por la cercanía con la zona de cambio de mareas.
- Con base en lo anterior es menester realizar una inspección detallada en los 12 muelles federales faltantes que permita calificar específicamente el deterioro de sus muelles de concreto reforzado.

Referencias

1. Instituto Mexicano del Transporte. *Informe de investigación proyecto Inspección preliminar de la infraestructura de muelles de 13 puertos federales mexicanos*. México. 2012.
2. Chess P, Gronvold & Karnov. *Cathodic Protection International*, Copenhagen, Denmark. *Cathodic Protection of Steel in Concrete*. E & FN SPON. 2005.
3. NCHRP Synthesis 398. National Cooperative Highway Research Program. Transportation Research Board of The National Academies. *Extension of Existing Reinforced Concrete Bridge Elements*, D.C. Whashington. 2009.
4. Geocisa EC Innovation Programme IN30902I CONTECVET. *A validated Users Manual for assessing the residual service life of concrete structures. Manual for assessing corrosion-affected concrete structures*. Instituto Torroja, España.
5. ASTM C 42/C 42M. *03 Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete*.
6. ASTM C109/C109M. *Método Normalizado de Ensayo de Resistencia a Compresión de*
7. ASTM C597 - *09 Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete*.

8. NMX-C-275-ONNCCE-2004. *Industria de la construcción. Concreto. Determinación de la velocidad de pulso a través de concreto: Método de ultrasonido. México.*
9. RED DURAR. *Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado.* Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo (CYTED), Subprograma XV: Corrosión/Impacto Ambiental sobre Materiales, Maracaibo, Venezuela. 2000. ISBN 980-296-541-3.
10. ASTM C805/C805M - 08 *Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete.*
11. ASTM G57 - 06(2012). *Standard Test Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four-Electrode Method.*
12. ASTM C876 - 09 *Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete.* 1999.
13. Instituto Mexicano del Transporte. Informe final de investigación, proyecto *Determinación del estado de corrosión y capacidad de carga de los muelles de los tramos 2, 3, 4, 5 y 6 del puerto de Guaymas sonora.* México. 2006.
14. Torres Acosta A, Gudiño-Espino M, López W. *Rehabilitación de estructuras de concreto dañadas por corrosión usando la técnica de parcheo.* Memoria de Congreso, XXI International Materials Research Congress. México. 2012.