



**UNIVERSIDAD MICHOCANA DE SAN NICOLÁS DE
HIDALGO**

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA QUÍMICA

Doctorado en Ciencias en Ingeniería Química

**“DESEMPEÑO DE CONCRETO REFORZADO EN ESTRUCTURAS MARINAS:
ANÁLISIS DE LAS PROPIEDADES DEL ÍNDICE DE DURABILIDAD Y
PREDICCIONES DE TIEMPO DE INICIACIÓN DE LA CORROSIÓN”**

Tesis doctoral presentada por:

M.I.T. Mauricio Arreola Sánchez

A la División de Estudios de Posgrado de la

Facultad de Ingeniería Química como

requisito parcial para obtener el

grado de:

DOCTOR EN CIENCIAS EN

INGENIERÍA QUÍMICA

ASESOR:

Dr. José María Ponce Ortega

COASESOR:

Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán

Morelia, Michoacán, México, Febrero de 2021



ABSTRACT

“REINFORCED CONCRETE STRUCTURE PERFORMANCE IN MARINE STRUCTURES:
ANALYZING DURABILITY INDEX PROPERTIES AND CORROSION INITIATION
TIME PREDICTIONS”

By

M.I.T. Mauricio Arreola Sánchez

March 2021

Doctorate in Chemical Engineering Sciences

Supervised by Dr. José María Ponce Ortega and Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán

This Thesis presents a comparison of main index properties collected during durability inspections of five Mexican seaports. The analyzed data in this research involve the compressive strength, saturated electrical resistivity, ultrasonic pulse velocity, percent total void content, capillary (or effective) porosity, and the chloride concentration profiles to get the apparent chloride diffusion coefficient. These variables are compared to each other to determine their degree of correlation. Two models of corrosion initiation time were used: Fick's Second Law of Diffusion; and UNE (a Spanish Standard for its acronym in Spanish) report 83994-2, where electrical resistivity is used for the calculation of the structural element service life. Previous variable mappings were used to clean the data for both models, and initial variables compared to the field data obtained of initiation time for both models. Results show the feasibility of using the correlations of variables to clean the necessary data to calculate the corrosion initiation time. Additionally, it was demonstrated that electrical resistivity is one of the main durability indexes for in-service concrete structures exposed to marine environments.

Keywords: Reinforced concrete structures, service life, data cleaning, electrical resistivity.

RESUMEN

“DESEMPEÑO DE CONCRETO REFORZADO EN ESTRUCTURAS MARINAS:
ANÁLISIS DE LAS PROPIEDADES DEL ÍNDICE DE DURABILIDAD Y PREDICCIONES
DE TIEMPO DE INICIACIÓN DE LA CORROSIÓN”

Por

M.I.T. Mauricio Arreola Sánchez

Marzo del 2021

Doctorado en Ciencias en Ingeniería Química

Dirigido por Dr. José María Ponce Ortega y Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán

Esta Tesis presenta una comparación de varias propiedades recopiladas durante las inspecciones de durabilidad de cinco puertos marítimos mexicanos. Los análisis de datos en esta investigación implican la resistencia a la compresión, la resistividad eléctrica saturada, la velocidad del pulso ultrasónico, el porcentaje de contenido total de vacíos, la porosidad capilar (o efectiva) y los perfiles de concentración de cloruro para obtener el coeficiente de difusión aparente de cloruro. Estas variables se comparan entre sí para determinar su grado de correlación. Se utilizaron dos modelos de tiempo de iniciación a la corrosión: la Segunda Ley de Difusión de Fick y el informe UNE 83994-2 (cuyas siglas corresponden a Una Norma Española), en el que se utiliza la resistividad eléctrica para el cálculo de la vida útil de los elementos estructurales. Las correlaciones de variables anteriores se utilizaron para limpiar los datos necesarios para alimentar ambos modelos y se compararon las variables iniciales con el tiempo de inicio de la corrosión obtenidos de ambos modelos. Los resultados muestran la viabilidad de utilizar las correlaciones de variables para limpiar los datos necesarios para calcular el tiempo de iniciación de la corrosión. Además, se demostró que la resistividad eléctrica es uno de los principales índices de durabilidad para estructuras de concreto en servicio expuestas a ambientes marinos.

Palabras clave: Estructuras de concreto reforzado, Vida útil, Limpieza de datos, Resistividad eléctrica.

ÍNDICE

ABSTRACT	2
RESUMEN	3
ÍNDICE	4
Índice de figuras	5
Índice de tablas	9
CAPÍTULO 1. GENERALIDADES	10
1.1. Introducción	10
1.2. Antecedentes	10
1.3. Justificación.....	15
1.4. Planteamiento del problema	15
1.5. Hipótesis.....	16
1.6. Objetivo general	16
1.6.1. Objetivos particulares.....	16
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	17
2.1. Patologías de una estructura de concreto armado	18
2.2. Corrosión y durabilidad de estructuras de concreto	22
2.2.1. Corrosión de estructuras de concreto	22
2.2.2. Durabilidad de estructuras de concreto	24
2.3. Inspecciones bajo criterios de durabilidad en estructuras de concreto armado.....	30
CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA.....	34
3.1. Variables de estudio	35
3.2. Modelado del proceso de deterioro del concreto	36
3.2.1. Modelo por la norma española (Muñoz-Salinas, 2012)	37
3.2.2. Segunda ley de Fick	41

3.2.3. Cálculo de la vida útil a través de la resistividad eléctrica (Informe UNE 83994-2)

41

CAPÍTULO 4. RESULTADOS	44
4.1. Correlación de variables analizadas en inspecciones	44
4.2. Estimación de t_i y comparación de modelos	50
4.3. Comparación de t_i con variables estudiadas	52
4.4. Comparación de modelos de Fick y UNE 83994-2 con nivel de daño en campo	55
CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES	65
CAPÍTULO 6. BIBLIOGRAFÍA	67
CAPÍTULO 7. ANEXOS	74
Puerto 1	74
Puerto 2	79
Puerto 3	85
Puerto 4	95
Puerto 5	103

Índice de figuras

Fig. 1. Sistema portuario nacional [3].	12
Fig. 2. Incremento del movimiento de carga en puertos de México [5].	13
Fig. 3. Zonas que componen un puerto [7].	14
Fig. 4. Origen de los problemas patológicos con relación a las etapas de producción y uso de las obras civiles.	19
Fig. 5. Ley de evolución de los costos, ley de Sitter [9].	20
Fig. 6. Representación esquemática del proceso electroquímico de corrosión de las armaduras en el concreto.	23
Fig. 7. Segmentos de poros capilares [20].	25
Fig. 8. Vida útil de servicio (CEB, 1989).	28
Fig. 9. Árbol de decisiones y factores a tener en cuenta [8].	30

Fig. 10. Pasos para la inspección de obra.....	32
Fig. 11. Ubicación de los puertos de estudio.....	34
Fig. 12. Proceso esquemático de deterioro trifásico de las estructuras RC [17,58].	36
Fig. 13. Resistividad eléctrica vs porosidad total.....	44
Fig. 14. Resistividad eléctrica vs porosidad efectiva.	45
Fig. 15. Resistividad eléctrica vs Coeficiente de difusión aparente del Cl ⁻	46
Fig. 16. Resistividad eléctrica vs velocidad de pulso ultrasónico.	47
Fig. 17. Porosidad efectiva vs porosidad total.....	48
Fig. 18. Porosidad efectiva vs resistencia a compresión.	49
Fig. 19. Comparativa de modelos de vida útil por elemento.....	50
Fig. 20. Modelo Fick vs Modelo UNE, así como zonas de exposición.....	51
Fig. 21. Eliminación de datos atípicos.....	52
Fig. 22. Corrección de datos atípicos.	52
Fig. 23. PE vs t_i en ambas zonas y modelos.....	53
Fig. 24. RE vs t_i en ambas zonas y modelos.....	54
Fig. 25. D_{nss} vs t_i en ambas zonas y modelos.	54
Fig. 26. Edad vs t_i en ambos modelos.	55
Fig. 27. Edad vs modelos, puerto 1.	56
Fig. 28. t_i residual en ambos modelos, puerto 1.	56
Fig. 29. Concentraciones limite y en la superficie de la varilla vs gradiente de concentración, P1.	57
Fig. 30. Edad vs modelos, puerto 2.	58
Fig. 31. t_i residual en ambos modelos, puerto 2.	58
Fig. 32. Concentraciones limite y en la superficie de la varilla vs gradiente de concentración, P2.	59
Fig. 33. Edad vs modelos, puerto 3.	59
Fig. 34. t_i residual en ambos modelos, puerto 3.	60
Fig. 35. Concentraciones limite y en la superficie de la varilla vs gradiente de concentración, P3.	60
Fig. 36. Edad vs modelos, puerto 4.	61
Fig. 37. t_i residual en ambos modelos, puerto 4.	61
Fig. 38. Concentraciones limite y en la superficie de la varilla vs gradiente de concentración, P4.	62

Fig. 39. Edad vs modelos, puerto 5.	63
Fig. 40. t_i residual en ambos modelos, puerto 5.	63
Fig. 41. Concentraciones limite y en la superficie de la varilla vs gradiente de concentración, P5.	64
Fig. 42. CP A2-3, reportado sin daño.	74
Fig. 43. Pilote 97N2, reportado sin daño.	75
Fig. 44. Pila 11E1, reportada con nivel de daño PB 2CSPa (dos caras dañadas sin pérdida de acero).	76
Fig. 45. Daños reportados en la Pila 11E1.	77
Fig. 46. Pilote 49S5, reportado sin daño.	77
Fig. 47. Pila 31E1, reportada con nivel de daño PF 3-4CCPa (tres o cuatro caras dañadas con pérdida de acero).	78
Fig. 48. Daños reportados en Pila 31E1.	79
Fig. 49. Pilote 1E1E M10, reportado con nivel de daño PD 1CCPa (una cara dañada con pérdida de acero).	80
Fig. 50. Daños reportados en Pilote 1E1E M10.	81
Fig. 51. LR 45Este M9, reportada con nivel de daño 3 (más de 1m ² de daño con pérdida de acero).	81
Fig. 52. Daños reportados en LR 45Este M9.	82
Fig. 53. LR 46Sur M11, reportada con nivel de daño 3 (más de 1m ² de daño con pérdida de acero).	82
Fig. 54. LR 48Este M11, reportada con un nivel de daño 3 (más de 1m ² de daño con pérdida de acero).	83
Fig. 55. LR 55Norte M10, reportada con un nivel de daño 3 (más de 1m ² de daño con pérdida de acero).	83
Fig. 56. Pila A121E M6, reportada con un nivel de daño 4 PD 1CCPa (una cara dañada con pérdida de acero).	84
Fig. 57. Daños reportados en Pila A121E M6.	84
Fig. 58. Pila C33W M2, reportada con un nivel de daño 4 PD 1CCPa (una cara dañada con pérdida de acero).	85
Fig. 59. Daños reportados en Pila C33W M2.	85
Fig. 60. BB pilote 42W7 VII, reportado con un nivel de daño 1 PA 1CSPa (una cara dañada sin pérdida de acero).	86

Fig. 61. Daños reportados en BB pilote 42W7 VII.	87
Fig. 62. BC pila B8N M14, reportada con nivel de daño 2 PB 2CSPa (dos caras dañadas sin pérdida de acero).	88
Fig. 63. Daños reportados en BC pila B8N M14.	88
Fig. 64. BD pila 70CS M15, con nivel de daño reportado de 2 PB 2CSPa CP (dos caras dañadas sin pérdida de acero y concreto pobre).	89
Fig. 65. Daños reportados en BD pila 70CS M15.	89
Fig. 66. BC pilote 12W17 XVII, reportada con nivel de daño 2 PB 2CSPa (dos caras dañadas sin pérdida de acero).	90
Fig. 67. Daños reportados en BC pilote 12W17 XVII.	90
Fig. 68. BC pilote 45S15 XVIII, reportado con un nivel de daño 5 PE 2CCPa (dos caras dañadas con pérdida de acero).	91
Fig. 69. Daños reportados en BC pilote 45S15 XVIII.	91
Fig. 70. BC pilote 51E13 XIII, reportada con un nivel de daño 6 PF 3-4CCPa (tres o cuatro caras con pérdida de acero).	92
Fig. 71. Daños reportados en BD pila 64BW M15.	93
Fig. 72. BC pila D43N M14, reportada con nivel de daño 6 PF 3-4CCPa (tres o cuatro caras con pérdida de acero).	94
Fig. 73. Daños reportados en BC pila D43N M14.	94
Fig. 74. M2 Pila N38D, reportada sin daño.	95
Fig. 75. Reporte de daños de M2 Pila N38D.	96
Fig. 76. Granos Pila S4D, reportada con nivel de daños 3 PC 3-4CSPa (tres o cuatro caras sin pérdida de acero).	96
Fig. 77. Reporte de daños de Granos Pila S4D.	97
Fig. 78. M2 LR BLOQ. 3-22E, reportada con nivel de daño 3 (más de 1m ² de concreto dañado con pérdida de acero).	97
Fig. 79. Daños reportados en M2 LR BLOQ. 3-22E.	98
Fig. 80. M3 LR BLOQ. 3-28G, reportada con nivel de daño 3 (más de 1m ² de concreto dañado con pérdida de acero).	98
Fig. 81. Daños reportados en M3 LR BLOQ. 3-28G.	99
Fig. 82. Granos Pila E6D, reportada con nivel de daño 6 PF 3-4CCPa (tres o cuatro caras dañadas con pérdida de acero).	100
Fig. 83. Daños reportados en Granos Pila E6D.	100

Fig. 84. M1 Pila E51A, reportada con nivel de daño 6 PF 3-4CCPa (tres o cuatro caras dañadas con pérdida de acero).	101
Fig. 85. Daños reportados en M1 Pila E51A.....	101
Fig. 86. Granos Pila N52C, reportada con nivel de daño 6 PF 3-4CCPa (tres o cuatro caras dañadas con pérdida de acero).....	102
Fig. 87. Daños reportados en Granos Pila N52C.....	103
Fig. 88. Pilote 4'C1E, reportado sin daños.	104
Fig. 89. Daños reportados en Pilote 4'C1E.....	105
Fig. 90. Pilote 41C3W, reportado con nivel de daño 3 PC 3-4CSPa (tres o cuatro caras dañadas sin pérdida de acero).....	106
Fig. 91. Daños reportados en Pilote 41C3W.	107
Fig. 92. CP A/3-4, reportada con nivel de daño 6 NB 1mCPa (más de 1m ² de concreto dañado con pérdida de acero).....	107
Fig. 93. Daños reportados en CP A/3-4.....	108
Fig. 94. CP A/9-10, reportada con nivel de daño 6 NB 1mCPa (más de 1m ² de concreto dañado con pérdida de acero).....	108
Fig. 95. Pilote 14B1W, reportado con un nivel de daño 6 PF 3-4CCPa (tres o cuatro caras dañadas con pérdida de acero).....	109
Fig. 96. Daños reportados en Pilote 14B1W.	110
Fig. 97. Pilote 3B1E, reportado con nivel de daño 6 PF 3-4CCPa (tres o cuatro caras dañadas con pérdida de acero).	111
Fig. 98. Daños reportados en Pilote 3B1E.	112

Índice de tablas

Tabla 1. Nomenclatura y ubicación de los puertos estudiados.....	34
Tabla 2. D (t ₀) según tipo de cemento.	38
Tabla 3. Valores para C _s según la clase de exposición ambiental.	39
Tabla 4. Clases de exposición ambiental relativas a corrosión del acero de refuerzo.....	39

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

1.1. Introducción

En las últimas décadas se ha venido dando cada vez mayor importancia a la durabilidad de las estructuras de concreto reforzado, ya que el comportamiento que han presentado a lo largo de su vida útil las estructuras diseñadas solo bajo los criterios de resistencia mecánica no ha sido suficientemente adecuado, en lugares donde existen atmosferas agresivas como es el caso de ambientes marinos. Por lo anterior se ha comprobado que para que una estructura de concreto reforzado logre cubrir su vida útil en condiciones óptimas de servicio o que ésta sea mayor, es indispensable considerar, además de un buen diseño por resistencia, un diseño por durabilidad adecuada a las condiciones atmosféricas en donde se construya.

Existen varios mecanismos que disminuyen la durabilidad de los elementos elaborados con cemento Portland (CP), y con ello disminuye la vida útil de una estructura, como son, entre muchos otros (contaminantes, aceites, algas, materia orgánica, arcillas, limos, etc.) las reacciones álcali-sílice, reacciones álcali-carbonato, ataques por sulfatos y por cloruros.

Otro aspecto importante es el monitoreo de las condiciones de servicio que guardan las estructuras en ambientes agresivos, para lo cual se requiere de inspecciones periódicas y especializadas en durabilidad; además de la determinación del nivel de daño presentado al momento de la inspección y el tiempo de vida útil que resta a la estructura, para poder hacer un uso y rehabilitación adecuados.

Con todo lo anterior se torna necesario el análisis de las diferentes variables que determinan la durabilidad del concreto reforzado en ambientes marinos, su interacción e incidencia en el tiempo de iniciación de la corrosión. Para lograr el desarrollo de procedimientos y herramientas que permitan tanto el diseño y construcción como el monitoreo adecuados de la infraestructura portuaria.

1.2. Antecedentes

En el pasado reciente, México ha experimentado una falta de avances en materia de competitividad. De acuerdo al Índice Global de Competitividad del Foro Económico Mundial (WEF por sus siglas en inglés), en 2019, México se ubicó en la posición 48 de un total de 141 países evaluados, con una calificación de 65 puntos de un máximo de 100. El país es superado por sus principales socios comerciales: Alemania (7), Estados Unidos (2), Canadá (14), Francia

(15), China (28) y España (23), así como por países latinoamericanos como Chile (33), solo superando a Panamá (66) y Costa Rica (62). Con la información de dicho índice, se observa que el país no ha mejorado sustancialmente su nivel de competitividad en los últimos años, ya que en el 2013 se ubicaba en la posición número 55, no muy distante de la registrada en 2019.

Uno de los factores que explica la baja competitividad que presenta el país es la dotación y calidad de la infraestructura, al ser el segundo pilar de los 12 que conforman el índice global de competitividad. En materia de infraestructura, en 2019 México se ubicó en la posición 54 de un total de 141 países, con un valor de 72 puntos de un máximo de 100.

Respecto al nivel de inversión, el gasto público en inversión de capital ganó terreno durante la última década en detrimento del gasto en infraestructura. La tendencia decreciente del gasto en infraestructura se sigue observando, dado que cayó 40 %, de 2013 a 2020, en términos reales, para ubicarse en 1.5 % del PIB (Producto Interno Bruto) para 2020. La falta de infraestructura se relaciona con un crecimiento de 2 %, en promedio anual, durante los últimos 10 años y tasas de pobreza superiores a 40 % de la población [2].

Durante 2018, el comercio exterior mexicano alcanzó una cifra superior a los 914 mil millones de dólares; sin embargo, de acuerdo al Banco Interamericano de Desarrollo, la falta de consolidación en la conectividad intermodal y multimodal de nuestro país genera un incremento en los costos logísticos de las mercancías, entre 14% y 35% del valor del producto final para todas las mercancías que producimos, consumimos y exportamos en nuestro país; en comparación, en los restantes países de la OCDE (Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económicos) el costo logístico (valor por llevar una cierta mercancía desde el centro de producción hasta el consumidor final) es de 8% en promedio [1].

Los puertos marítimos de un país constituyen uno de sus activos logísticos estratégicos más relevantes, dada su participación en el intercambio internacional de bienes. De acuerdo con estadísticas de la (OCDE, 2019), la demanda de transporte de carga mundial se triplicará entre 2015 y 2050, según la trayectoria actual de la demanda. Con un 4,5 %, se espera que el transporte aéreo tenga la tasa de crecimiento compuesto anual más elevada entre todos los modos de transporte para 2050, aunque represente un pequeño porcentaje del total de carga en kilómetros por tonelada. Más del 75 % de todo el transporte de cargamento se realizará en buques en 2050, prácticamente en la misma proporción que en 2015 [79].

El Sistema Portuario Nacional se compone de 117 puertos y terminales, de los cuales 71 son federales y están concesionados a 25 API (Administración Portuaria Integral) (Fig. 1 [3]). De esas 25 API, 16 están a cargo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), dos a cargo del Fondo Nacional de Fomento al Turismo (FONATUR), seis son estatales y una es privada [1]. El gobierno federal publicó en el Diario Oficial de la Federación (DOF) el Decreto por el que se reforman, adicionan y derogan diversas disposiciones de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal, de la Ley de Navegación y Comercio Marítimos y de la Ley de Puertos, mismo que entrará en vigor en junio del presente año. El Decreto destaca que los recursos humanos, financieros y materiales con que cuenta la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) respecto de la Coordinación General de Puertos y Marina Mercante (CGPMM), incluidas las Administraciones Portuarias Integrales (API) y en general, todos aquellos recursos necesarios para la ejecución de las atribuciones que serán trasladadas a la Secretaría de Marina (Semar) [80].



Fig. 1. Sistema portuario nacional.

Del total de puertos y terminales, existen cuatro puertos estratégicos para la movilización de carga comercial (Altamira, Veracruz, Manzanillo y Lázaro Cárdenas), los cuales movilizan el 96% de la carga contenerizada, 65% del granel agrícola, 40% del granel mineral y 38% de la carga general suelta (Fig. 2 [5]). El crecimiento constante de la carga comercial ha generado que

la infraestructura en las regiones de los puertos estratégicos de Guaymas, Lázaro Cárdenas, Veracruz y Manzanillo esté al límite de su capacidad [4].

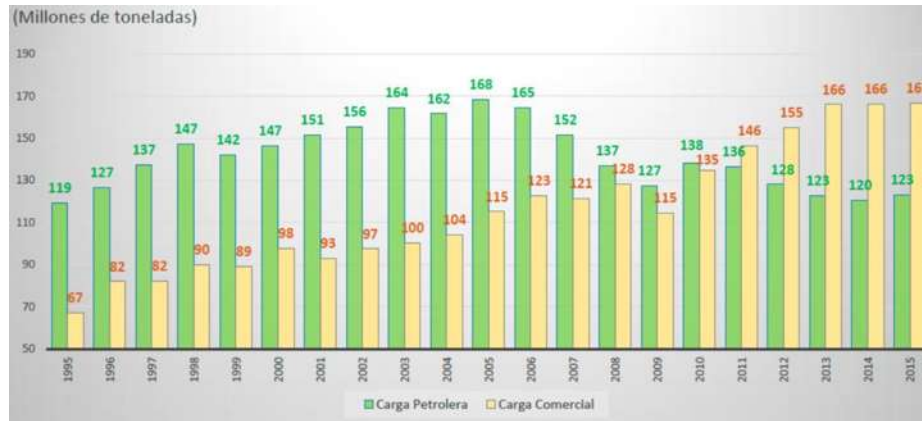


Fig. 2. Incremento del movimiento de carga en puertos de México.

En 2017 el comercio internacional representó el 63 % del producto interno bruto del país con casi 800 mil millones de dólares de comercio exterior total al año, casi 500 mil millones de dólares de inversión extranjera desde 1999 al 2017. El 60 % de nuestra población de clase media nos coloca como la decimoquinta economía más grande del mundo, el decimotercer exportador a nivel mundial y el primero en América Latina, el quinto receptor de inversión extranjera directa entre los países emergentes y el segundo de América Latina [6].

Desde el punto de vista de su función física, los puertos son instalaciones provistas de espacios de aguas tranquilas que permiten la conectividad entre el medio marítimo y el terrestre, mediante la existencia de tres zonas principales: la zona marítima o de acceso, la zona terrestre para maniobras y la zona de enlace con los modos terrestres.

La denominada zona terrestre (Fig. 3 [7]) está integrada principalmente por los muelles ubicados en las diferentes terminales con las que cuenta cada puerto comercial, con base en su vocación a los distintos tipos de mercancías (granel, líquidos, vehículos, carga general, refrigerada y contenedores, entre otras) y al equipamiento de que disponen para efectuar las maniobras de carga y descarga de los buques [2].



Fig. 3. Zonas que componen un puerto.

Las condiciones ambientales, la magnitud e intensidad de operaciones de carga y descarga, así como la ocurrencia de eventos climatológicos extraordinarios, afectan la integridad estructural de los muelles, lo que genera incertidumbres sobre su capacidad de soporte.

La degradación de las estructuras de concreto-metal, en los que la participación del medio ambiente local es determinante, es un fenómeno muy común en las zonas costeras. La presencia de sales, aire y altas concentraciones de humedad propician condiciones para que el acero, material común de refuerzo en estructuras de concreto, experimente cambios de tipo electroquímico, dando lugar al fenómeno de corrosión.

Debido a la baja resistencia a la tensión del concreto hidráulico, el acero de refuerzo es un material que se incluye en forma de barras o varillas que, durante el fraguado, se anclan internamente en el concreto. Así, la combinación concreto-metal adquiere una mayor resistencia a la tensión y el módulo de elasticidad (estático y dinámico) aumenta, incrementando la diversidad de aplicaciones del concreto en estructuras.

Sin embargo, la exposición de estas estructuras a ambientes agresivos, como es el caso de los puertos marítimos, conduce a estados de corrosión cuyo efecto puede tener cierto grado de severidad. La corrosión, como proceso de degradación electroquímico, disminuye no sólo las propiedades del acero, sino la capacidad estructural del concreto hidráulico [7].

1.3. Justificación

Para mejorar y ampliar la capacidad y competitividad del sistema portuario nacional, el gobierno federal (2012-2018) proyectó, en el programa nacional de infraestructura 2014-2018, una inversión total de 62,381 millones de pesos [1], además de que la administración federal actual sigue proyectando fuertes inversiones en el mismo rubro. Considerando que los muelles construidos y los ya existentes están constantemente expuestos a la acción de la intemperie y sobrecarga, se vuelve necesario estudiar la interacción de las variables que definen el comportamiento del concreto reforzado ante los fenómenos de degradación ambiental; para así poder crear una herramienta y/o procedimiento que permita determinar el impacto de dichas variables en la vida útil de la estructura, particularmente en el tiempo de iniciación de la corrosión.

1.4. Planteamiento del problema

Actualmente, México cuenta con 16 puertos federales de altura (de alcance internacional), los cuales tienen un fuerte impacto en la vida económica del país y a la vez representan fuertes inversiones para su mantenimiento y ampliación. Durante el año 2006, el impacto del subsector marítimo portuario en el PIB nacional fue de 13.7 mil millones de pesos, generando alrededor de 157 mil empleos [6]. No obstante, estudios realizados por la pasada administración federal (2012-2018) demuestran que la capacidad del sistema portuario nacional se encuentra rebasada y, dado su impacto económico nacional, se requiere realizar inversiones para incrementar capacidad y competitividad del sistema portuario nacional [1]. Dado que las inversiones económicas necesarias son considerables, se requieren herramientas y/o técnicas que permitan realizar dicha inversión de forma eficiente y que logren que dichas inversiones tengan el mayor impacto posible en el desarrollo del país.

Los principales problemas que enfrenta la infraestructura portuaria son las condiciones adversas del ambiente, dado que están en contacto directo con agua de mar o agua salobre, el uso inadecuado de los mismos por los operadores portuarios (sobrecarga de las estructuras) y la presencia de patologías de diseño y/o construcción; dichos problemas impactan directamente en el desempeño de la estructura, disminuyendo notablemente la vida útil de la misma. Lo cual hace necesaria la intervención periódica de dichas estructuras para reintegrar su operatividad [7].

1.5. Hipótesis

Si se logra determinar y estudiar en detalle los procesos que definen la degradación de la infraestructura portuaria nacional (muelles), así como de las variables que intervienen, será posible crear una herramienta precisa y eficaz para la toma de decisiones económicas (gastos); así como determinar el impacto de dichas decisiones en la vida útil de la infraestructura.

1.6. Objetivo general

Identificar los procesos de degradación del concreto reforzado, así como las variables que intervienen en su durabilidad para con ello incidir en una correcta forma de proyectar, ejecutar, supervisar y mantener la infraestructura portuaria nacional (muelles).

1.6.1. Objetivos particulares

1. Identificar los procesos los principales procesos de degradación ambiental que impactan la durabilidad de las estructuras de concreto.
2. Identificar y analizar las variables que intervienen en los principales procesos de degradación, así como la interacción de las mismas.
3. Determinar el impacto de las principales características del concreto en la vida útil de la estructura, particularmente en el tiempo de iniciación de la corrosión.
4. Determinar cuáles son las propiedades del concreto reforzado que tienen la mayor interacción con la durabilidad y el mayor impacto en el tiempo de iniciación de la corrosión.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

Las acciones que actúan sobre las estructuras son parámetros fundamentales a considerar en su diseño ya que inciden directamente en la durabilidad, el servicio, la estabilidad y/o la resistencia. Por esta razón, cuando nos encontramos frente a una deficiencia es esencial determinar la causa que la origina, muchas veces asociada a más de una acción.

Las acciones que actúan sobre una estructura pueden ser de origen externo o interno a ella; las que generaran fenómenos o procesos de tipo físico, químico, mecánico o biológico, mismas que pueden afectar o limitar una o más de las condiciones del comportamiento establecidas en el proyecto. Las acciones externas pueden dividirse en: funcionales; mientras que las acciones internas pueden dividirse en: intrínsecas e inducidas o impuestas.

Las acciones externas del tipo funcional son consecuencia de la existencia o del uso de la construcción y su manifestación genérica son las cargas equivalentes que consideramos actuando sobre las estructuras. De acuerdo a su variación en el tiempo se dividen en estáticas o dinámicas, en el primer caso se considera que su variación es suficientemente lenta como para no afectar el comportamiento de la estructura, en el segundo no y consecuentemente hay que tener en cuenta el efecto que produce su variación. Los fenómenos relevantes producidos por las acciones denominadas funcionales son en general de tipo mecánico, generando en la estructura sollicitaciones, tensiones y deformaciones de distinto tipo, aunque además pueden estar asociados a otros fenómenos de carácter físico, químico o biológico.

Las acciones externas ambientales sobre las estructuras de concreto están básicamente relacionadas con el entorno donde se encuentra implantada la construcción, y de su interacción con el medio circundante. En algunos casos, su acción es equivalente a una carga estática, tal es el caso del empuje del suelo, del agua en reposo, de la nieve o de las rocas, en otros, a una carga dinámica generada por movimiento del aire, en particular las ráfagas de viento, o por el suelo, tal es el caso de los sismos o del agua en movimiento como el caso de las olas. En estos casos la acción depende no solo del fenómeno que se presenta, sino también de las características de la estructura.

De una u otra forma, cuando su acción se interpreta desde el punto de vista de las cargas, los fenómenos que se producen son del tipo mecánico, pero las acciones ambientales tienen además una importancia singular porque originan otros fenómenos que afectan el comportamiento, la

apariencia, la durabilidad y muchas veces hasta la capacidad portante de las estructuras. Dichas acciones pueden agruparse de la siguiente manera:

Físicas: Variación de temperatura, de humedad, ciclos de congelamiento y deshielo, etc.

Químicas: Carbonatación, lluvia ácida, ciclos de humedecimiento y secado, corrosión, ataque de ácidos, aguas blandas, residuos industriales, fuego, etc.

Biológicas: Microorganismos, algas, suelos y/o aguas contaminados, etc.

Todas las acciones mencionadas deberían estar asociadas de acuerdo a su probabilidad de ocurrencia a las situaciones previstas en el diseño.

Una situación singular la constituyen las acciones que pueden generarse en la etapa constructiva de una estructura, las que muchas veces no son contempladas o especificadas adecuadamente en el proyecto. Casos típicos son, para las estructuras que se construyen en el lugar, la remoción prematura de los puntales, y en las estructuras prefabricadas las solicitaciones que se generan durante el transporte y/o montaje. En ambos casos suelen aparecer deficiencias o fallas que no responden a la respuesta de la estructura ya terminada bajo la acción de las acciones funcionales o ambientales [8].

2.1. Patologías de una estructura de concreto armado

Para acertar un lenguaje, merece la pena recordar que la patología puede ser definida como la parte de la ingeniería que estudia los síntomas, los mecanismos, las causas y los orígenes de los defectos de las obras civiles, o sea, es el estudio de las partes que componen el diagnóstico del problema.

Todo problema patológico, llamado en lenguaje jurídico de vicio oculto o vicio de construcción o daño oculto, ocurre a través de un proceso, de un mecanismo. Por ejemplo: la corrosión de las armaduras en el concreto armado es un fenómeno de naturaleza electroquímica, que puede ser acelerado por la presencia de agentes agresivos externos, del ambiente, o internos, incorporados al concreto. Por ejemplo, para que la corrosión se manifieste es necesario que haya oxígeno (aire), humedad (agua), y el establecimiento de una célula de corrosión electroquímica (heterogeneidad de la estructura), que solamente ocurre después de la despasivación de la armadura.

El proceso de construcción y uso puede ser dividido en cinco grandes etapas: planeamiento, proyecto, fabricación de materiales y elementos fuera de la obra, ejecución propiamente dicha a pie de obra, y uso; esta última etapa más larga en el tiempo, involucra la operación y mantenimiento de las obras civiles. Si por un lado las cuatro primeras etapas representan un período de tiempo relativamente corto - en general menos de dos años - por otro lado, las construcciones deben ser utilizadas durante períodos largos - en general más de cincuenta años para edificaciones y más de doscientos para presas y obras de arte de importancia social.

Los problemas patológicos sólo se manifiestan durante la construcción o después de la ejecución propiamente dicha, última etapa de la fase de producción. Normalmente ocurren con mayor incidencia en la etapa de uso. Ciertos problemas como por ejemplo los resultantes de las reacciones álcali-ácido, sólo aparecen con intensidad después de más de seis años. Hay casos de corrosión de armaduras en losas de entresijos de apartamentos que se manifestaron intensamente inclusive con el colapso parcial, solamente después de trece años de uso del edificio. Un elevado porcentaje de las manifestaciones patológicas tiene origen en las etapas de planeamiento y proyecto, como se muestra en la Fig. 4. Las fallas de planeamiento y proyecto son en general más graves que las fallas de calidad de los materiales o de mala ejecución.

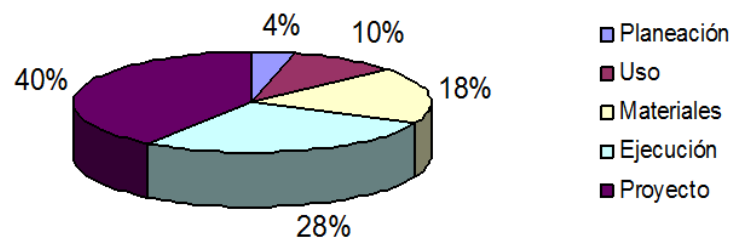


Fig. 4. Origen de los problemas patológicos con relación a las etapas de producción y uso de las obras civiles.

Se puede afirmar que las correcciones serán más durables, más efectivas, más fáciles de ejecutar y mucho más económicas, cuanto antes fuera ejecutada la intervención. La demostración más expresiva de esta afirmación es la llamada “ley de Sitter” que prevé los costos crecientes según una progresión geométrica. Dividiendo las etapas constructivas y de uso en cuatro períodos, correspondientes al de diseño, al de ejecución propiamente dicha, al del mantenimiento preventivo efectuado antes de los cinco primeros años, y al del mantenimiento correctivo efectuado posterior al surgimiento de los problemas; a cada uno corresponderá un costo que sigue una progresión geométrica de razón cinco, conforme presentado en la Fig. 5 [9].



Fig. 5. Ley de evolución de los costos, ley de Sitter.

Una interpretación adecuada de cada uno de estos períodos o etapas de obra puede ser la que sigue:

Proyecto: toda medida tomada en el ámbito de diseño con el objetivo de aumentar la protección y durabilidad de la estructura, por ejemplo, aumentar el espesor del recubrimiento de la armadura, reducir la relación agua/cemento del concreto, especificar tratamientos protectores superficiales, escoger detalles constructivos adecuados, especificar cementos, aditivos y adiciones con características especiales y otras, implica un costo que podemos asociar al número 1 (uno).

Ejecución: toda medida fuera del proyecto, tomada durante la ejecución propiamente dicha, incluyendo en ese período la obra recién construida, implica un costo 5 (cinco) veces superior al costo que se hubiese ocasionado si esta medida hubiera sido tomada en el ámbito de diseño, para lograr el mismo “grado” de protección y durabilidad de la estructura. Un ejemplo típico sería la decisión en obra de reducir la relación agua/cemento para aumentar la durabilidad del concreto y la protección de las armaduras. La misma medida tomada durante el proyecto permitiría el redimensionamiento automático de la estructura, considerando un concreto de resistencia a compresión más elevada, de menor módulo de deformación, de menor deformación lenta y de mayores resistencias a bajas edades. Estas nuevas características del concreto traerían la reducción de las dimensiones de los elementos estructurales, ahorros en encofrados, reducción de cuantía de acero, reducción de volúmenes y peso propio, etc. Esta medida tomada en obra, a pesar de ser eficaz y oportuna desde el punto de vista de la durabilidad, ya no propicia alteraciones que mejoren los elementos estructurales que fueron antes definidos en el diseño estructural y por lo tanto puede representar un costo 5 veces mayor.

Mantenimiento preventivo: toda medida tomada con antelación y previsión, durante el periodo de uso y mantenimiento de la estructura, puede ser asociada a un costo 5 (cinco) veces menor que aquel necesario para la corrección de los problemas generados a partir de una intervención no prevista tomada ante una manifestación explícita e irreversible de patología. Al mismo tiempo estará asociada a un costo 25 (veinticinco) veces superior a aquel que habría ocasionado una decisión de proyecto para la obtención del mismo “grado” de protección y durabilidad de la estructura.

Mantenimiento correctivo: corresponde a los trabajos de diagnóstico, pronóstico, reparación y protección de las estructuras que ya presentan manifestaciones patológicas, o sea, corrección de problemas evidentes. A estas actividades se les puede asociar un costo 125 (ciento y veinticinco) veces superior al costo de las medidas que podrían haber sido tomadas en el ámbito de proyecto y que redundarían en un mismo “grado” de protección y durabilidad que se estime de la obra a partir de la corrección. Más allá de los valores en sí y de la gran cantidad de acciones posibles de actuar en una estructura, son varias las acciones de distinto origen que pueden originar deficiencias, fallas o degradaciones similares. Por ejemplo, la que genera la contracción por secado, considerada una acción interna - intrínseca, y una variación térmica, considerada como acción externa – ambiental.

Habría que analizar detalles o singularidades que se presentan para individualizar a que fenómeno en particular corresponde a fin de conocer su origen y aplicar la medida correctiva adecuada. Por esta razón y a los efectos de facilitar la comprensión del problema patológico y consecuentemente adoptar la solución apropiada, agruparemos los fenómenos típicos de acuerdo al origen de la acción o según la similitud de la respuesta de la estructura.

Fenómenos o problemas típicos [8,46]:

- Corrosión de armaduras
- Acción de las cargas exteriores. Procesos mecánicos
- Acción de los cambios de humedad y temperatura
- Acciones que generan desintegración del concreto
- Acciones inducidas
- Fallas típicas del proceso constructivo
- Acción Sísmica

El problema patológico que se aborda en la presente investigación es el de corrosión de armaduras, ya que es uno de los principales problemas presentes en la infraestructura portuaria; por tal motivo, sólo se abordara en detalle dicho fenómeno en el resto del presente documento.

2.2. Corrosión y durabilidad de estructuras de concreto

2.2.1. Corrosión de estructuras de concreto

La corrosión es una de las formas más comunes de degradación de las propiedades materiales debido a la interacción con el medio ambiente. Inevitablemente, este deterioro puede ocurrir en varios tipos de materiales, como en el aislamiento polimérico presente en el hilado de aeronaves envejecidas o incluso en cerámicas de disección selectiva. Sin embargo, la corrosión se asocia principalmente con materiales metálicos. Koch (2002) [10] muestra que en los Estados Unidos se necesitan aproximadamente 276 billones de dólares EE.UU. al año para cubrir los procesos de corrosión, centrándose principalmente en el mantenimiento de los servicios públicos, el transporte y la infraestructura.

Para Shaw y Kelly (2006) [11], así como la muerte y los impuestos, la corrosión de los materiales es inevitable, pero algo que debe ser retrasado o minimizado, y para ello, es necesario entender cómo lidiar con este fenómeno. Para los autores, la causa fundamental de toda corrosión es la variación de la energía libre Gibbs del sistema. En este sentido, la producción de las aleaciones metálicas implica la adición de energía al sistema, de modo que como resultado de la lucha termodinámica, con el tiempo, el metal es naturalmente impulsado a volver a su estado más estable (óxido de baja energía). La corrosión corresponde a este proceso de retorno a la forma de óxido.

Todo proceso de corrosión electroquímica requiere de la presencia de al menos cuatro elementos, a) un ánodo, donde ocurre la oxidación del acero, b) un cátodo, donde ocurre la reacción de reducción, c) un conductor eléctrico por donde circulan los electrones liberados en el ánodo y consumidas en el cátodo y d) un electrolito, donde ocurren dichas reacciones. En la Fig. 6, se representa esquemáticamente el proceso de corrosión de armaduras en el concreto.

Los productos de corrosión del acero ocupan un volumen que es varias veces superior al del metal de origen. La acumulación de estos productos en la interface entre el acero y el concreto genera tensiones de tracción en este último que provocan la fisuración y el posterior desprendimiento del recubrimiento.

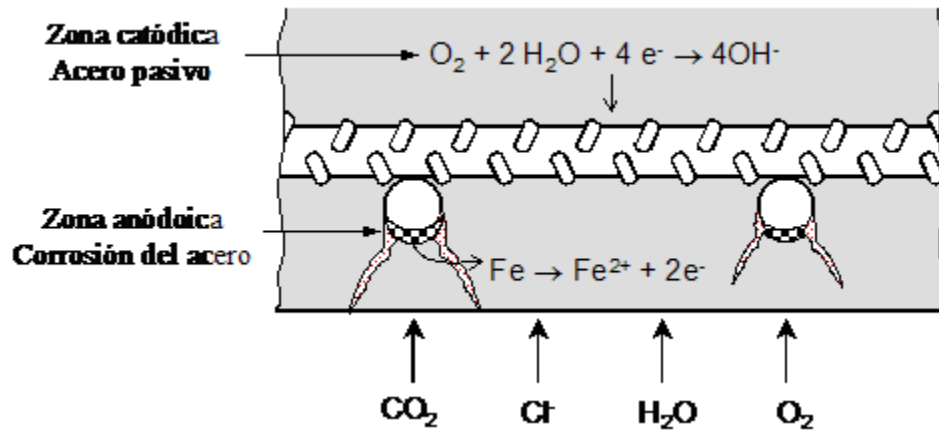


Fig. 6. Representación esquemática del proceso electroquímico de corrosión de las armaduras en el concreto.

El tiempo de aparición de fisuras depende fundamentalmente de la calidad y el espesor del recubrimiento de concreto, así como del diámetro y la ubicación de la armadura y del tipo de producto de corrosión generado. A modo de ejemplo, una barra # 4 con un espesor de recubrimiento de aproximadamente 4 cm provocará fisuras en el concreto luego de producirse una disminución del 1% en su sección transversal efectiva [8] y un incremento en su volumen por los productos de corrosión.

El deterioro inducido por la corrosión es la principal causa de daños en las estructuras de concreto armado, especialmente en entornos marinos, lo que conduce a la pérdida de los niveles de servicio y a la reducción de la seguridad estructural [14-16]. La corrosión de las estructuras de concreto puede describirse como un proceso de dos etapas de: (i) iniciación de la corrosión; y (ii) propagación de corrosión. La etapa de iniciación a la corrosión corresponde al proceso de iones de cloruro (cloruros) que penetran en el concreto (y/o carbonatación, que está fuera del alcance de esta investigación) mientras que el acero permanece pasivo. La etapa de propagación de la corrosión comienza después del inicio de la corrosión activa, y a menudo se produce después de que la concentración de cloruro en la superficie del acero alcanza el valor umbral y el acero se despasiva. Por lo tanto, la duración de la etapa inicial, a menudo utilizada como indicador cuantitativo de la vida útil o la durabilidad de las estructuras de concreto, depende de la tasa de penetración del cloruro en el concreto [17].

A medida que las infraestructuras en todo el mundo envejecen, se puede esperar que se produzcan más fallas debido a la corrosión. Como mencionó Shaw y Kelly (2006) [11], la sustitución de todos los puentes y oleoductos sería obviamente costosa e innecesaria, ya que se entiende que la

mayoría de estas infraestructuras todavía pueden estar en buen estado de funcionamiento. El desafío de averiguar cuáles están fallando y cuánto tiempo pueden durar es la función de la "predicción de la vida útil". Possan et al. (2018) [12] reportaron que la vida útil implica medir la vida útil esperada de una estructura o sus partes, a lo largo de su ciclo de vida [13].

2.2.2. Durabilidad de estructuras de concreto

El material más empleado en la construcción de estructuras marítimas y edificación en general es el concreto, por ende, la durabilidad de una estructura dependerá principalmente de la durabilidad de los materiales con los que fue construida. La durabilidad del concreto se puede definir como la habilidad del concreto en resistir las sollicitaciones del intemperismo, ataque químico y abrasión mecánica, manteniendo sus propiedades ingenieriles de diseño. Los diferentes tipos de concreto necesitan de diferentes durabilidades, dependiendo de la exposición del ambiente y de las propiedades deseables. Los componentes del concreto, la proporción de éstos, la interacción entre los mismos y los métodos de colocación y curado determinan la durabilidad final y la vida útil del concreto [18].

En todos los concretos, el factor principal en determinar la durabilidad es un concreto de buena calidad con baja porosidad o permeabilidad [19]. La permeabilidad es la facilidad con que los líquidos o gases pueden viajar a través del concreto. Esta propiedad es de interés en relación a la oposición a la retención de líquido de las estructuras y al ataque químico.

La permeabilidad del concreto al aire u otros gases es de interés en estructuras tales como tanques de aguas residuales y purificadores de gas, y en recipientes a presión en los reactores nucleares. Para el concreto hecho con agregado habitual de peso normal, la permeabilidad se rige por la porosidad de la pasta de cemento, pero la relación no es simple, ya que la distribución de tamaño de poro es un factor. Por ejemplo, a pesar de que la porosidad del gel de cemento es de 28 por ciento, su permeabilidad es baja, debido a la extremadamente fina textura del gel y el tamaño pequeño de los poros del gel. La permeabilidad de la pasta de cemento hidratado en su conjunto es mayor debido a la presencia de grandes poros capilares, y, de hecho, su permeabilidad es generalmente una función de la porosidad capilar. Ya que la porosidad capilar está gobernada por la relación agua / cemento y por el grado de hidratación, la permeabilidad de la pasta de cemento también depende principalmente de estos parámetros.

La gran influencia de la segmentación de los capilares en la permeabilidad ilustra (Fig. 7 [20]) el hecho de que la permeabilidad no es una función simple de porosidades, pero con diferentes permeabilidades. De hecho, sólo un paso que conecta los poros capilares dará lugar a un incremento de permeabilidad, mientras que la porosidad se mantendrá prácticamente sin cambios [20].

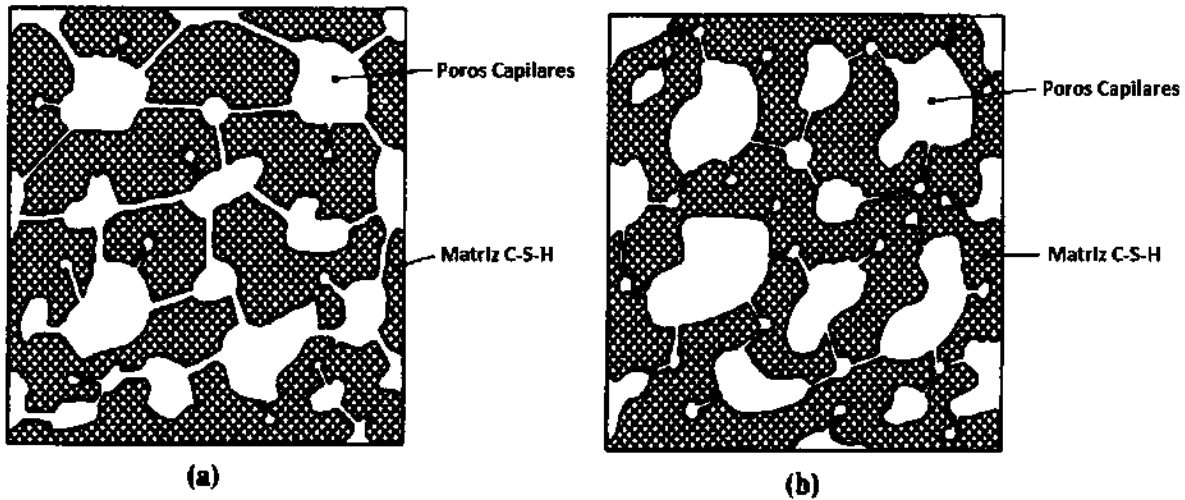


Fig. 7. Segmentos de poros capilares.

La falta de durabilidad puede ser causada por agentes externos derivados del medio ambiente o por los agentes internos dentro del concreto. Las causas pueden ser categorizadas como físicas, mecánicas y químicas.

Las causas físicas y/o mecánicas surgen de la acción de las heladas y de las diferencias entre las propiedades térmicas del agregado y de la pasta de cemento, mientras que las causas mecánicas están asociadas principalmente a la abrasión o desgaste.

Las causas químicas, entre otras, pueden deberse a: ataque por sulfatos, ácidos, agua de mar, y también por los cloruros, que inducen la corrosión electroquímica del acero de refuerzo. Dado que este ataque se lleva a cabo dentro de la masa de concreto, el agente atacante debe ser capaz de penetrar en todo el concreto, que por consiguiente tiene que ser permeable. La permeabilidad es, por lo tanto, de interés crítico. El ataque es ayudado por el transporte interno de los agentes por difusión debido a gradientes internos de la humedad y de la temperatura y por ósmosis [20].

Técnicas para incrementar la durabilidad de una estructura

La forma de prevenir los efectos nocivos de los mecanismos de degradación del concreto y mortero, es la utilización de criterios de durabilidad en la etapa de proyecto de la mezcla y/o estructura [18,20].

En la actualidad, se considera que los concretos de baja permeabilidad, es decir, con baja relación agua-cemento [21-23], bien compactados y bien curados, son poco susceptibles de ser atacados por sulfatos y los casos reales documentados de deterioro corresponden a concretos porosos y con deficiencias de curado [24].

Los cementos con contenido de aluminato tricálcico (C3A) del 4% al 10%, ofrecen protección satisfactoria contra el ataque de sulfatos del agua del mar, o bien como protección contra la corrosión de la armadura por cloruros. Se debe garantizar un cubrimiento adecuado sobre el refuerzo (ACI 318). La relación agua/material cementante no debe exceder 0.40. En climas más fríos, el concreto debe contener un mínimo del 6% de aire incluido. Con el empleo de aire incluido, el concreto es altamente resistente a este tipo de deterioro; las burbujas microscópicas de aire en la pasta ofrecen cámaras para que el agua entre y entonces alivie la presión hidráulica generada. Otros métodos de reducción de corrosión de acero incluyen el uso de aditivos inhibidores de corrosión, acero revestido con epoxi, tratamientos superficiales, revestimiento del concreto y protección catódica [18].

Para el caso del ataque por ácidos, el ataque de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ puede prevenirse o reducirse mediante su fijación. Esto se logra mediante el tratamiento con vaso de agua diluida (silicato de sodio) para formar silicatos de calcio en los poros. Tratamientos superficiales con brea de alquitrán de hulla, de caucho o pinturas bituminosas, resinas epoxi, y otros agentes que también se han utilizado con éxito. El grado de protección alcanzado por los diferentes tratamientos varía, pero en todos los casos es esencial que la capa protectora se adhiera bien al concreto y permanezca sin daños por los agentes mecánicos [20].

Las prácticas corrientes para el control de la reacción álcali-sílice incluyen el uso de materiales cementantes suplementarios o cementos adicionados. Dichos materiales suplementarios han sido verificados y comprobadamente pueden controlar la reacción álcali-sílice. Los materiales cementantes suplementarios incluyen cenizas volantes, escoria granulada de alto horno, sílice activa (humo de sílice, micro sílice) y puzolanas naturales [25]. Esta práctica permite el uso de agregados y materiales cementantes disponibles en la región [18].

Siguiendo las prácticas estándar para producir concreto de baja permeabilidad se puede prevenir también la carbonatación. Éstas incluyen relaciones bajas de agua/cemento (menores a 0.42), compactación apropiada por vibración, uso de puzolanas tales como ceniza volante o humo de sílice y curado apropiado. Todas estas prácticas reducen la permeabilidad del concreto y hacen más difícil para que el dióxido de carbono se difunda a través de él [26].

Criterios de diseño

Un método de diseño por durabilidad que específicamente considera cada proceso de deterioro relevante, la vida de diseño y los criterios que definen el final de esta vida de diseño de forma cuantitativa, ha sido llamado “el diseño explícito de la durabilidad” [27]. El diseño explícito de durabilidad pretende tener métodos cuantitativos de análisis para que todas las opciones puedan ser investigadas de manera racional. La comprensión global en la actualidad es que todavía no se ha alcanzado esta etapa. Cuando estén completamente desarrollados, estos métodos se aplicarán a todos los tipos de exposición, en las estructuras de concreto y sus elementos. En esta etapa de evaluación, el objetivo de un método de diseño por durabilidad es determinar un concreto de calidad, el recubrimiento mínimo y, en su caso, la necesidad de un sistema de protección adicional que le dará una alta probabilidad de vida de servicio sin manifestaciones patológicas.

Un diseño de durabilidad debe basarse en supuestos conservadores. El monitoreo de la estructura durante su vida y el análisis de los datos obtenidos podría utilizarse para predecir la vida útil residual. Con tiempo y experiencia, las hipótesis utilizadas en el diseño de durabilidad explícito pueden ser refinadas y hechas menos conservadoras [28].

Investigaciones realizadas durante las últimas tres décadas han identificado los mecanismos dominantes y los parámetros clave que controlan las tasas de deterioro. Prosiguen los trabajos sobre la propuesta y el perfeccionamiento de los modelos matemáticos de deterioro [29-34]. Los modelos de carbonatación y corrosión del refuerzo inducida por cloruros son los más avanzados hasta la fecha, pero aún requiere de refinamiento. Los otros procesos de deterioro, que implican ácidos, sales y agua de mar, aún están en etapa de desarrollo.

Hoy se entiende que la única manera de minimizar el riesgo de fracaso debido a la durabilidad es adoptar métodos de probabilidad estadística. El enfoque es directamente comparable con la utilizada en el diseño para la resistencia estructural. Sin embargo, las soluciones matemáticas al problema de diseño por durabilidad no son tan sencillas como las adoptadas para el diseño

estructural. La tolerancia para diferentes variables y sus distribuciones en el diseño de durabilidad puede conducir, a veces, a complejas soluciones matemáticas [28]. Así, se han propuesto varios enfoques. Aunque la terminología en la literatura varía para enfoques similares, en general pueden ser descritos como "Método de factor de seguridad de vida útil (Lifetime Safety Factor Method)", "Diseño del período de servicio previsto (Intended Service Period Design)" y "Diseño de la vida útil (Lifetime Design)" [35].

Técnicas de rehabilitación

La vida útil de una estructura, según el código modelo del CEB (Comité Euro-internacional du Béton) de 1989, es el tiempo durante el cual la estructura se mantiene en un límite mínimo sus prestaciones en servicio, para las cuales fue proyectada, sin elevados costos de mantenimiento y reparación.

Una representación esquemática, basada en el Bulletin 182 del CEB (1989), es mostrada en la Fig. 8, la cual relaciona las prestaciones en servicio con la vida útil de la estructura.

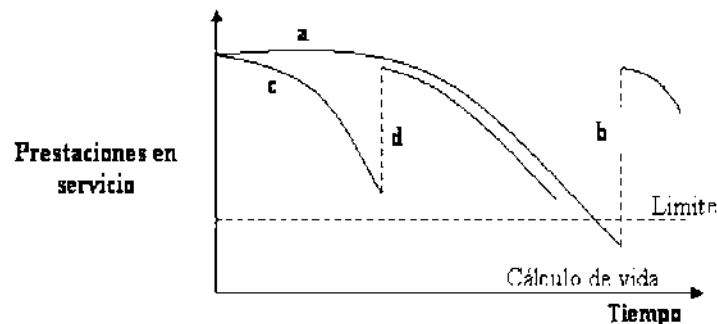


Fig. 8. Vida útil de servicio.

Dónde:

- a** - No deteriorada, pero con el desgaste natural.
- b** - Reparación después de haberse superado el límite crítico de aceptación.
- c** - Deterioración.
- d** - Necesidad de reparar antes de haberse superado el límite crítico de aceptación.

En toda intervención estructural, la diagnosis previa es la base del conocimiento del edificio, de su estado de conservación, de las lesiones que presenta y de las causas que las han provocado. Es sobre esta diagnosis precisa, contrastada y fiable, que nos apoyaremos para determinar las

soluciones más idóneas a aplicar en cada caso. Para conseguir una correcta elección de las técnicas y materiales de intervención más adecuados, hay que determinar previamente la función o funciones que éstas deberán cumplir una vez en servicio.

Por las características de los trabajos a realizar y por su mayor o menor incidencia en los aspectos estructurales, podemos optar por cinco alternativas o tipos de intervención genéricos que contienen en sí mismas formas de actuar sensiblemente diferenciadas. Estos grupos de soluciones los podemos resumir en los conceptos siguientes [8]:

- Actuaciones de urgencia.
- Actuaciones de prevención y/o protección.
- Actuaciones de reparación.
- Actuaciones de refuerzo.
- Actuaciones de sustitución.

Aspectos a considerar en la elección:

- Aspectos técnicos.
- Aspectos económicos.
- Aspectos operativos.
- Aspectos arquitectónicos.
- Aspectos medioambientales.

Otras condiciones para la intervención escogida:

- Procedimientos previos.
- Apuntalamientos y actuaciones de urgencia.
- Soluciones constructivas.
- Seguridad.
- Medioambiente.
- Control y recepción.
- Mantenimiento.

En el siguiente diagrama se ilustran los aspectos antes mencionados (Fig. 9) [8]:

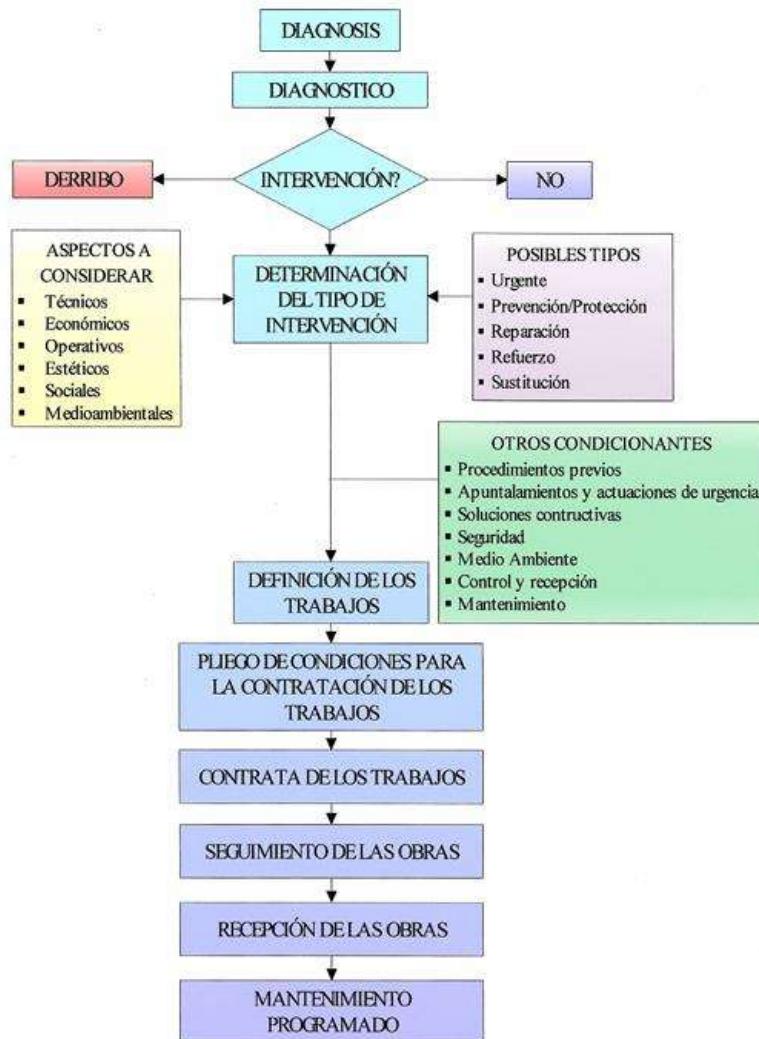


Fig. 9. Árbol de decisiones y factores a tener en cuenta.

La necesidad de predecir la vida útil de las estructuras existentes y diseñar estructuras más duraderas, así como de prolongar su vida útil a través de estrategias de mantenimiento eficaces, han sido el objetivo de varios esfuerzos para modelar la entrada de cloruro, el inicio de la corrosión y la propagación de la corrosión en las estructuras de concreto en las últimas tres décadas [17,36–40].

2.3. Inspecciones bajo criterios de durabilidad en estructuras de concreto armado

El conocimiento de las diferentes manifestaciones - apreciables a simple vista o 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 la obra constituye una etapa

muy importante en la evaluación y posterior reparación de las estructuras de concreto armado dañadas por corrosión, ya que a través de ella se obtiene - directa o indirectamente - la información requerida para la solución del problema [41,42]

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 ardua en otros, según la complejidad de los problemas, así como dependiendo de la magnitud y naturaleza de la obra. Antes de abordar esta actividad debe conformarse un equipo multidisciplinario de trabajo con al menos un especialista en corrosión, uno en estructuras y uno en técnicas constructivas.

En términos generales, las siguientes etapas corresponden a una inspección de obra (Fig. 10):

- a) Elaboración de una “ficha de antecedentes” de la estructura y del medio ambiente (en base a información documental y/o visita previa).
- b) Examen visual general de la estructura.
- c) Levantamientos de daños.
- d) Selección de zonas para examen visual detallado de la estructura y “elaboración de plan de muestreo”.
- e) Selección de las técnicas de ensayo / medición/ análisis más apropiadas.
- f) Selección de zonas para la realización de ensayos / mediciones / análisis físico-químicos en el concreto, armadura y en el medio ambiente circundante.
- g) Ejecución de mediciones, ensayos y análisis físico-químicos en el concreto y/o en la armadura (sin necesidad de elaboración de planes de trabajo, o en base a ellos, según sea el caso).

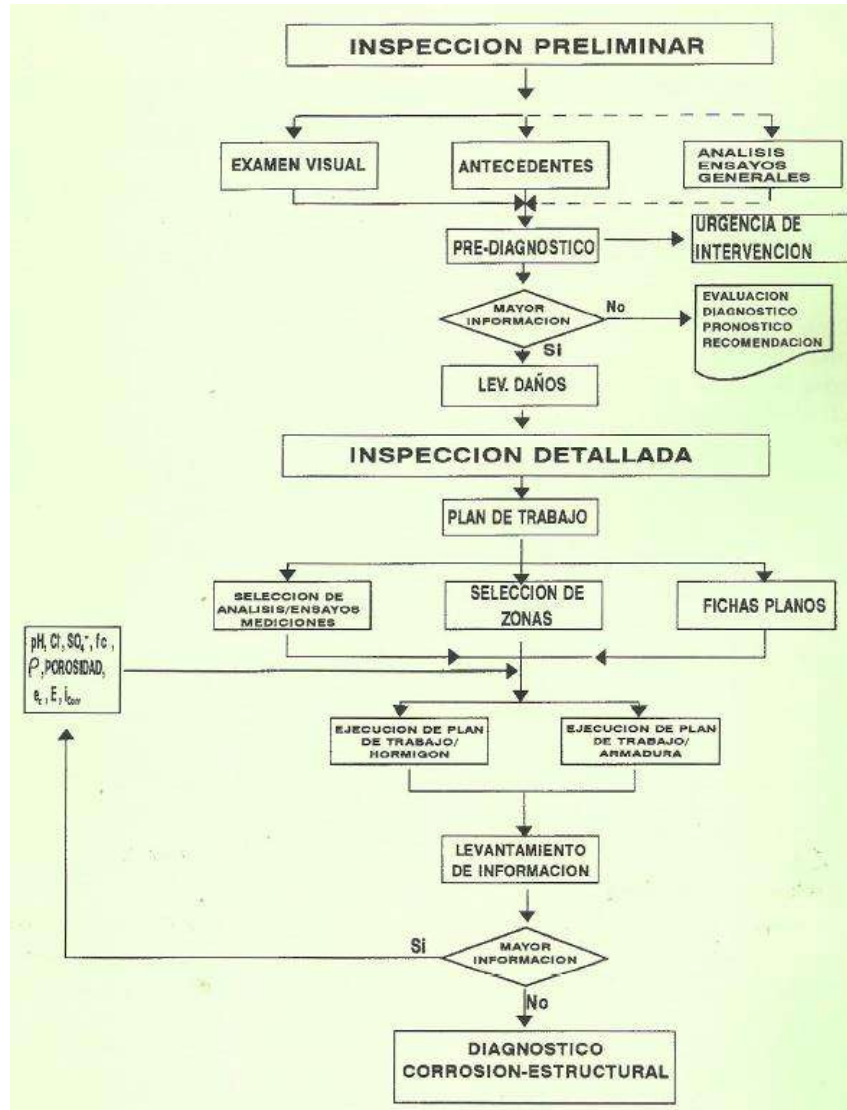


Fig. 10. Pasos para la inspección de obra.

La secuencia 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 o de una inspección detallada.

Básicamente, la llamada inspección preliminar 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 persona responsable de la evaluación, se procederá a la realización de actividades de preparación para la inspección detallada.

La inspección preliminar permite la elaboración de un diagnóstico en algunos casos o de un pre-diagnóstico en aquellos más complejos.

En la inspección detallada se llevarán a cabo los ensayos y mediciones requeridas para obtener datos suficientes en naturaleza, en número y confiabilidad. Siguiendo los esquemas programados en la inspección preliminar, que permitan una evaluación acertada del problema y, eventualmente, definir los sistemas de intervención (pronóstico de vida residual, reparaciones, rehabilitación, etc.).

Para poder efectuar un dictamen sobre las causas que hayan podido determinar la corrosión de las armaduras y su propagación, se obtiene realizando apropiados ensayos sobre las armaduras y el concreto de la estructura [41,43-45].

Los ensayos mínimos a realizar serían los siguientes:

Para la evaluación del concreto:

- Resistividad eléctrica.
- Velocidad de pulso ultrasónica.
- Esclerometría.
- Profundidad de carbonatación.
- Concentración de cloruros.
- Resistencia a la compresión.
- Porosidad.

Para la evaluación del acero de refuerzo:

- Localización de la armadura y espesor de recubrimiento.
- La pérdida de diámetro del refuerzo y su límite elástico.
- La medición de potenciales.
- La medición de la velocidad de corrosión.

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA

Esta investigación analiza los datos recogidos durante la inspección por durabilidad de cinco puertos marítimos mexicanos, uno ubicado en el Golfo de México y los cuatro restantes en la costa del Pacífico. La nomenclatura de los puertos es de norte a sur, por lo que el puerto 1 es el más al norte y el puerto 5 es el más al sur (Fig. 11).

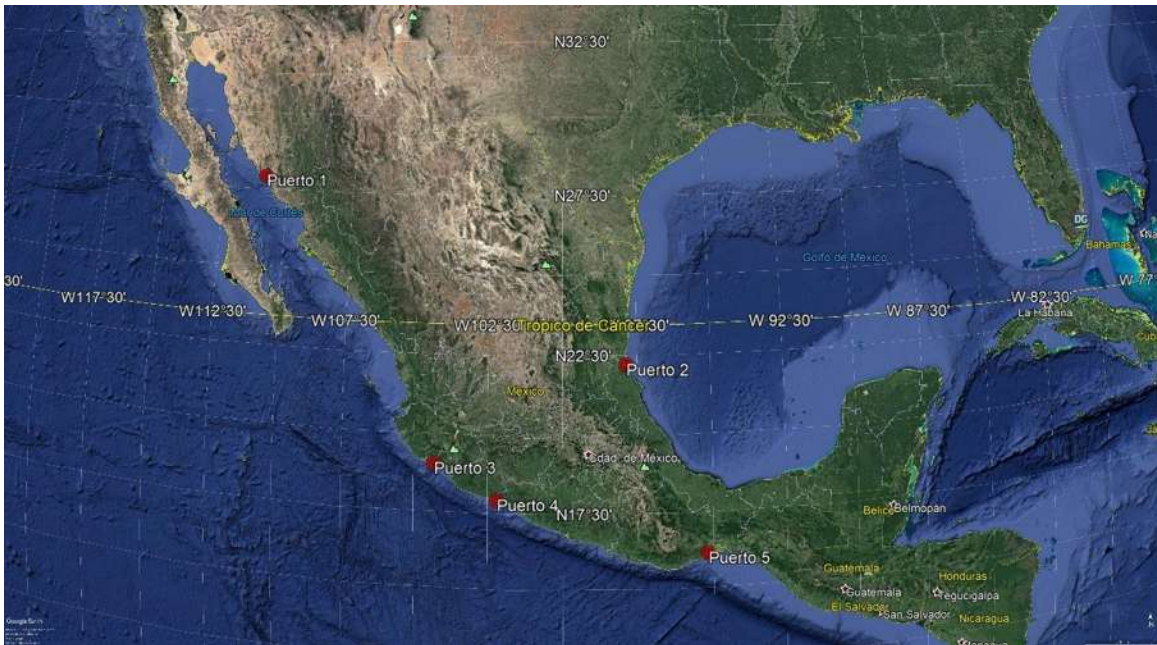


Fig. 11. Ubicación de los puertos de estudio.

La Tabla 1 muestra los puertos analizados.

Tabla 1. Nomenclatura y ubicación de los puertos estudiados.

Port	Costa	Trópico
Puerto 1	Pacífico	Por encima del Trópico del Cáncer
Puerto 2	Golfo de México	Debajo del Trópico de Cáncer
Puerto 3	Pacífico	Debajo del Trópico de Cáncer
Puerto 4	Pacífico	Debajo del Trópico de Cáncer
Puerto 5	Pacífico	Debajo del Trópico de Cáncer

México tiene 16 puertos federales (de alcance internacional), que tienen un fuerte impacto en la economía del país y al mismo tiempo representan fuertes inversiones para su mantenimiento y expansión. Durante 2017, el comercio internacional representó el 63 % del producto interno bruto del país con casi 800 mil millones de dólares de comercio exterior total al año, casi 500 mil millones de dólares de inversión extranjera desde 1999 al 2017 [6]. Los principales problemas para la infraestructura de los puertos son las condiciones ambientales adversas, ya que están en contacto directo con el agua de mar o el agua salobre, y su uso inadecuado por parte de los operadores portuarios (sobrecarga de las estructuras); estos problemas repercuten directamente en el rendimiento de las estructuras, disminuyendo significativamente su vida útil. Esto requiere una intervención periódica sobre estas estructuras para reintegrar su operatividad [7].

La durabilidad de las estructuras de concreto armado se puede definir como la capacidad de una estructura o componente para soportar el entorno de diseño a lo largo de la vida útil del diseño, sin pérdida indebida de facilidad de servicio o necesidad de reparación importante. La durabilidad se refiere al rendimiento del material o al deterioro durante la vida útil de la estructura en un entorno determinado, y no es una propiedad intrínseca del material. El concreto que es duradero en un entorno podría no ser duradero en otro. Por lo tanto, debemos asegurarnos de que los estados clave del límite de servicio, incluidos los estados de límite de durabilidad, no se superen durante la vida útil de una estructura; con expectativas cada vez mayores de servicio ampliado, estos desafíos se volverán progresivamente dominantes en términos de refuerzo del diseño y la operación del concreto [47].

3.1. Variables de estudio

Los datos que han sido obtenidos durante nuestras inspecciones, realizadas en los cinco puertos de altura antes mencionados, consisten en el nivel de daño de los diferentes elementos estructurales, pruebas físicas, mecánicas, químicas y electroquímicas de dichos elementos. Con estos datos, se pretende dar un diagnóstico del estado sobre durabilidad de cada recinto portuario, así como evaluar la urgencia de la necesidad de reparación en base a los resultados obtenidos a partir de la caracterización del concreto y del nivel e incidencia del daño observado. En este estudio, se consideraron las siguientes características del concreto que conforman las diferentes estructuras de atraque de los recintos portuarios (estas características son las indicadas por el "manual para la inspección, evaluación y diagnóstico de la corrosión en estructuras de concreto armado" de la red temática "DURAR" [45]): resistencia a la compresión (f_c), coeficiente de

difusión de iones de cloruro (D_{nss}), porosidad efectiva (PE), porosidad total (PT), resistividad eléctrica (RE) y velocidad de pulso ultrasónico (VPU). Se realizaron comparaciones entre las diferentes características medidas y analizadas durante las inspecciones de campo para determinar cuáles de ellas son correlacionables.

Con la información, el modelado y la planificación adecuados, el mantenimiento preventivo se puede realizar antes de que se propague el deterioro, lo que permite a los edificios mantener la capacidad de servicio y prolongar su vida útil [48]. Además, la aplicación de algoritmos de optimización para planificar actividades de mantenimiento puede mejorar el rendimiento del ciclo de vida de los edificios, aumentar la vida útil de las estructuras y minimizar el coste del ciclo de vida y el impacto medioambiental de las estructuras [49-53].

3.2. Modelado del proceso de deterioro del concreto

El deterioro del concreto inducido por cloruros se modela comúnmente como un proceso trifásico, incluyendo la entrada de cloruro, la iniciación de grietas y la propagación de agrietamiento [54], (Fig. 12 [17,58]). La primera fase es el período de tiempo desde la finalización de la construcción de la estructura hasta la iniciación de la corrosión en la estructura. Esta fase ha sido el foco de investigación en el área de la corrosión de refuerzo en las últimas décadas [55-57].

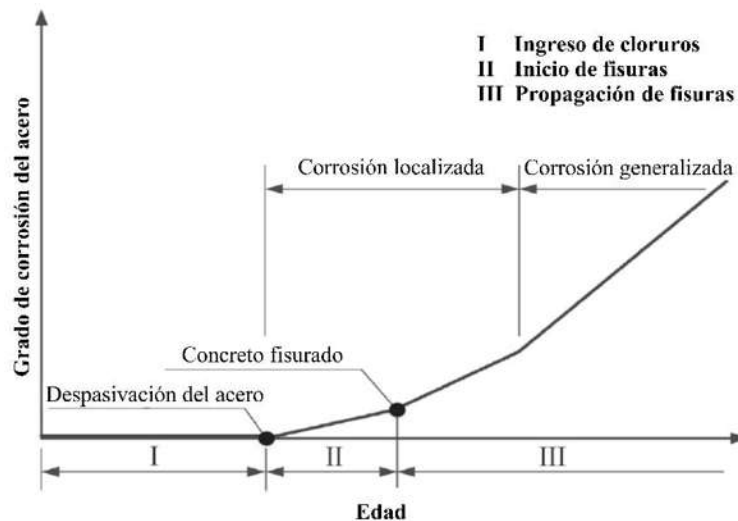


Fig. 12. Proceso esquemático de deterioro trifásico de las estructuras RC.

Esta primera fase se denomina "tiempo de iniciación (t_i)" en el informe UNE83994-2, lo describe como la vida total del concreto armado en relación con la corrosión del refuerzo es la suma del

período hasta que el refuerzo se corroe o el período de iniciación (t_i), más el período de propagación de la corrosión (t_p). En este documento, se utiliza sólo para determinar el período de iniciación, y se calculó con dos modelos diferentes.

3.2.1. Modelo por la norma española (Muñoz-Salinas, 2012)

La normativa española [59] contempla dos modelos para la estimación de la vida útil debida a la corrosión del refuerzo, en los cuales, tanto por la difusión de carbonatación como por la difusión de cloruros, el tiempo total t_L (eq. 1) necesario para que el ataque sea significativo es:

$$t_L = t_i + t_p \quad (1)$$

Dónde:

t_i : periodo inicial, o sea el tiempo que tarda el agente agresivo en llegar al refuerzo y provocar la corrosión.

t_p : periodo de propagación, tiempo de propagación de la corrosión hasta llegar a una degradación significativa.

Para calcular el tiempo de iniciación (t_i):

$$t_i = \left(\frac{d}{K}\right)^2 \quad (2)$$

Dónde:

d : espesor del recubrimiento en mm.

K : en el caso del proceso de carbonatación es K_c , coeficiente de carbonatación, que es función de la resistencia y % de aire incluido en él, del ambiente en que está expuesto y del tipo de cemento. En el caso del proceso por cloruros es K_{cl} , coeficiente de penetración de cloruros, que es función del tipo y cantidad de cemento, de la relación agua/cemento y de la clase de exposición.

En caso de no conocer el valor de K , se puede determinar, para cloruros, con la siguiente ecuación:

$$K_{cl} = \alpha \sqrt{12D(t)} \left[1 - \sqrt{\frac{C_{th}-C_b}{C_s-C_b}} \right] \quad (3)$$

Dónde:

α : Es factor de conversión de unidades que vale 56157.

$D(t)$: Coeficiente de difusión efectiva de cloruros, para la edad t , expresado en cm^2/s . Este coeficiente se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$D(t) = D(t_0) * \left(\frac{t_0}{t}\right)^n \quad (4)$$

Dónde:

$D(t_0)$: es el coeficiente de difusión de cloruros a la edad t_0 , el cual se puede estimar con la Tabla 2.

Tabla 2. $D(t_0)$ según tipo de cemento.

Coeficientes $D(t_0)$ ($\times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$)					
Tipo de cemento	a/c=0.40	a/c=0.45	a/c=0.50	a/c=0.55	a/c=0.60
CEM I	8.9	10	15.8	19.7	25
CEM II/A-V	5.6	6.9	9	10.9	14.9
CEM III	1.4	1.9	2.8	3	3.4

n : es el factor de edad, que puede tomarse, a falta de valores específicos obtenidos mediante ensayos sobre el de que se trate, igual a 0.5.

C_{th} : Concentración crítica de cloruros, expresada en % del peso de cemento. Puede adoptarse un valor del 0,6% del peso de cemento para la comprobación del Estado Límite en relación con la corrosión del refuerzo normal (pasivo). En el caso de refuerzo pretensado (activo), puede adoptarse un valor límite de C_{th} de 0,3% del peso de cemento.

C_s : Concentración de cloruros en la superficie del concreto, expresada en % del peso de cemento. Dado que esta concentración de cloruros suele obtenerse en % del peso de concreto, su equivalente en peso de cemento se puede calcular a partir del contenido de cemento (en kg/m^3) como: C_s (% peso de cemento) = C_s (% peso del concreto) * (2300/contenido de cemento). O bien se puede estimar con las Tablas 3 y 4.

Tabla 3. Valores para Cs según la clase de exposición ambiental.

Concentración de cloruros en la superficie del concreto					
Clase general de exposición	IIIa		IIIb	IIIc	IV
Distancia respecto a la costa	Hasta 500m	500m - 5000m	Cualquiera		-
Cs (% peso de concreto)	0.14	0.07	0.72	0.5	0.5

Tabla 4. Clases de exposición ambiental relativas a corrosión del acero de refuerzo.

Clase General de Exposición				Descripción	Ejemplos
Clase	Subclase	Designación	Tipo de Proceso		
Marina	Humedad media	IIIb	Corrosión de origen diferente de los cloruros.	Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600mm.	>Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia. >Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600mm.
	Aérea	IIIa	Corrosión por cloruros.	>Elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar. >Elemento exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5km).	>Elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa. >Puentes en las proximidades de la costa. >Zonas aéreas de diques, muelle y otras obras de defensa litoral. >Instalaciones portuarias.
	Sumergida	IIIb	Corrosión por cloruros.	>Elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar.	>Zonas sumergidas de diques, muelle y otras obras de defensa litoral. >Cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar.

	En zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras	IIIc	Corrosión por cloruros.	>Elementos de estructuras marinas situadas en las zonas de salpicaduras o en zona de carrera de mareas.	>Zonas situadas en el recorrido de marea de diques, muelle y otras obras de defensa litoral. >Zonas de pilas o de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marera.
--	--	-------------	-------------------------	---	--

C_b : Contenido de cloruros aportado por las materias primas (agregados, cemento, agua, etc.), en el momento de fabricación del concreto.

Para calcular el tiempo de iniciación (t_p):

La etapa de propagación se considera concluida cuando se produce una pérdida de sección del refuerzo inadmisibles o cuando aparecen fisuras en el recubrimiento de concreto. El período para que se produzca puede obtenerse de acuerdo con la siguiente expresión:

$$t_p = \frac{80d}{\phi V_{corr}} \quad (5)$$

Dónde:

t_p : Tiempo de propagación, en años.

d : Espesor de recubrimiento en mm.

ϕ : Diámetro del refuerzo, en mm.

V_{corr} : Velocidad de corrosión, en $\mu\text{m}/\text{año}$.

Quedando los modelos de la siguiente manera:

$$\text{Carbonatación: } t_L = t_i + t_p = \left(\frac{d}{K_C} \right)^2 + \frac{80d}{\phi V_{corr}} \quad (6)$$

$$\text{Cloruros: } t_L = t_i + t_p = \left(\frac{d}{K_{cl}} \right)^2 + \frac{80d}{\phi V_{corr}} \quad (7)$$

3.2.2. Segunda ley de Fick

El ingreso de los cloruros puede ser descrito por la Segunda Ley de Fick [60]. Bajo la premisa de concentración de cloruros superficial invariable en el tiempo (C_s : porcentaje en masa de cementantes) y coeficiente de difusión (D_{nss} : mm²/s), la concentración de cloruros (C_x : porcentaje en masa de cementantes) a cierta profundidad (x : mm), un contenido inicial estimado de cloruro (C_i : porcentaje en masa de cementantes) y cierto tiempo de exposición (t_e : s) puede expresarse de la siguiente manera:

$$C_x = C_i + (C_s - C_i) \left(1 - \operatorname{erf} \left[\frac{x}{2\sqrt{D_{nss}t_e}} \right] \right) \quad (8)$$

Donde erf es la función matemática llama “función error”. Para hacer frente al hecho de que el coeficiente de difusión de cloruro es de variante de tiempo [61], se adopta un coeficiente de difusión aparente en el modelo, determinado según el procedimiento descrito en la norma NMX-C-546-ONNCCE-2018. Se procedió de la misma manera para C_s y C_i .

Para estimar el tiempo de iniciación (t_i), se utilizó la ecuación (9), tomando el valor umbral de cloruro (C_{th}) como se indica en la norma NMX-C-523-ONCCE-2016.

$$t_i = \frac{x^2}{4D_{nss}} \cdot \operatorname{erf}^{-2} \left[\frac{C_{th} - C_i}{C_s - C_i} \right] \quad (9)$$

3.2.3. Cálculo de la vida útil a través de la resistividad eléctrica (Informe UNE 83994-2)

Esta norma UNE (cuyas siglas corresponden a Una Norma Española) permite calcular la vida útil de la estructura en relación con la corrosión de las armaduras, tanto en su período de iniciación como en el período de propagación, utilizando la resistividad eléctrica del concreto como parámetro de control. Es importante tener en cuenta que este método está recién desarrollado y aunque no se calibra ningún método, está menos extendido que el basado en la segunda ley del Fick.

El método se basa en la relación entre la difusividad y la resistencia al movimiento de cargas eléctricas (iones) establecida hace unos 100 años por A. Einstein, que ha sido modificado por otros autores para aplicar este principio a los medios porosos. Esta relación se expresa de la siguiente manera:

$$D_{ef} = \frac{k_{Cl}}{\rho_{ef}} = k_{Cl} \sigma \quad (10)$$

Donde D_{ef} es el coeficiente de difusión efectivo (no tiene en cuenta la reacción de cloruros o dióxido de carbono con las fases de cemento), k_{Cl} es una constante que depende de la concentración externa de cloruros, ρ_{ef} es la resistividad del concreto saturado (en este caso, es el valor de 28 días de curado en húmedo de una manera similar a la resistencia mecánica) y σ es la conductividad (inversa de resistividad). En el concreto saturado de agua, la resistividad indica el nivel de porosidad (poros interconectados) y, por lo tanto, está directamente relacionada con los fenómenos de transporte.

Sin embargo, esta ecuación básica es insuficiente para modelar el caso de la vida del concreto a medida que los cloruros o dióxido de carbono se combinan con las fases del cemento y las propiedades del concreto evolucionan con el tiempo. Por esta razón, se han introducido los conceptos de factor de retardo ($r_{CO_2, Cl}$), factor de edad (q), factores de exposición al medio ambiente (F_{exp}, W_s). Por tanto, la nueva ecuación (eq. 11) es:

$$t_L = \frac{c^2 \cdot \rho_{ef} \cdot \left(\frac{t_n}{t_0}\right)^q}{F_{exp}} \cdot r_{Cl,CO_2} + \frac{P_{lim} \cdot \rho_{ef,0} \cdot \left(\frac{t_n}{t_0}\right)^q \cdot W_s}{K_{corr}} \quad (11)$$

Dónde:

t_L : Tiempo total de vida.

C : Espesor mínimo de recubrimiento, en cm.

$\rho_{ef,0}$: Resistividad efectiva a los 28 días de curado, en cm.

q : Factor edad, (-).

t_0 : es la primera edad de 28 días en la que se toma el valor de la resistividad.

t_n : La última edad de análisis. Ambas edades t_0 y t_n deben introducirse en las mismas unidades.

F_{exp} : Factor de exposición ambiental para el período de iniciación, en $\text{cm}^3\text{-}\Omega/\text{año}$.

P_{lim} : Penetración de corrosión considerada como límite. Para un agrietamiento de 0.4 mm de ancho de grieta en la superficie del concreto se toma un valor de pérdida del diámetro de la barra de 0.01 cm.

W_s : Factor de exposición ambiental para el periodo de propagación. Este factor depende del grado de saturación del concreto que es consecuencia de la climatología, si el concreto está directamente expuesto a la acción de la lluvia y a la porosidad/calidad del material.

K_{corr} : Factor de proporcionalidad entre la tasa de corrosión y la resistividad inversa, $30,16 \Omega \text{ cm}^2/\text{año}$.

Si la edad de la estructura es superior a un año, no se recomienda aplicar ningún factor de edad y considerar el valor de la resistividad medida como el utilizable directamente sin los factores adicionales de edad o retardo. De esta manera, es posible calcular la vida útil a partir del valor de la resistividad del concreto y de factores que tienen valores que dependen del medio ambiente o del tipo de cemento [62].

CAPÍTULO 4. RESULTADOS

4.1. Correlación de variables analizadas en inspecciones

Se realizaron comparaciones entre las diferentes características medidas y analizadas durante las inspecciones de campo, con la finalidad de determinar cuáles de ellas son correlacionables. Como se menciona en Capítulo 3.1, sólo se muestran las comparaciones que exhiben correlaciones apropiadas (es decir, $R^2 > 0.55$, ya que estamos utilizando datos de campo, es decir, datos bajo un entorno no controlado). Para todas las comparaciones se propone una tendencia de tipo exponencial con la intención de analizar sus valores exponentes y estimar su grado de correlación. Los resultados son mostrados en las siguientes gráficas.

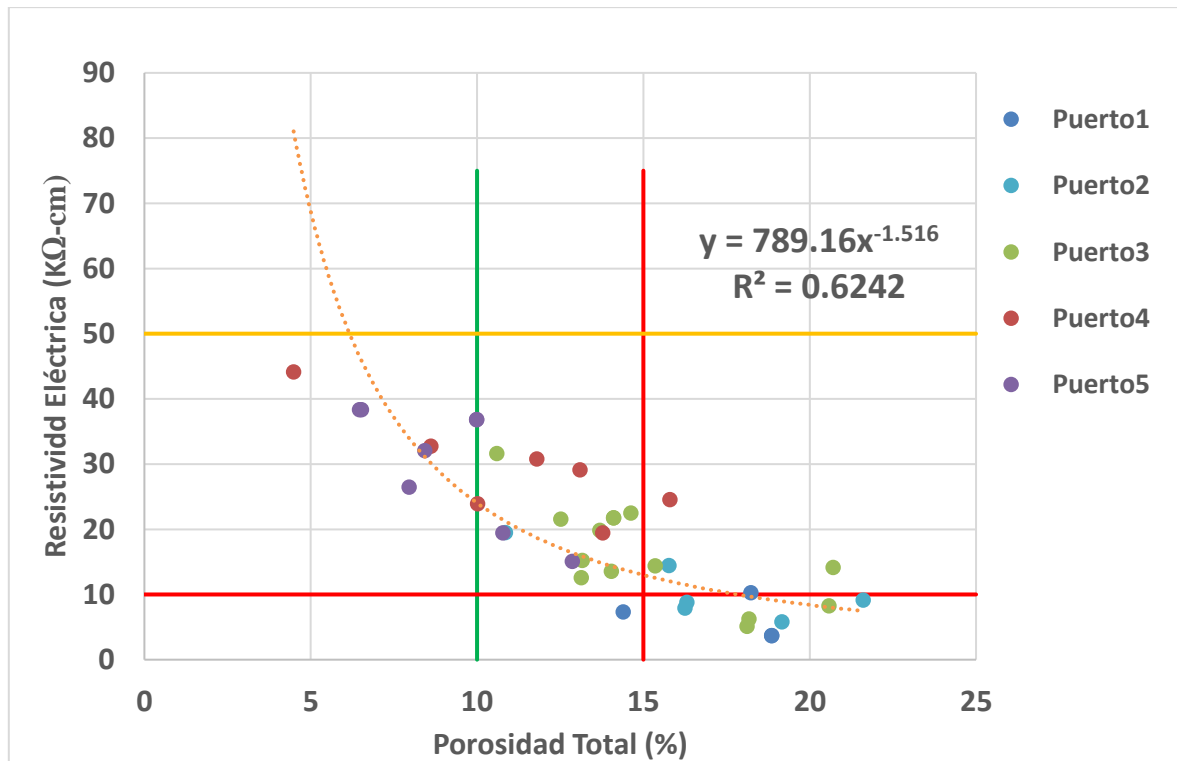


Fig. 13. Resistividad eléctrica vs porosidad total.

La Fig. 13 muestra la comparación entre PT y RE, con un coeficiente de regresión de 0.62, y una tendencia observada de los datos con un exponente igual a -1.52 que muestra un fuerte grado de correlación y relación inversa entre estas variables. La porosidad total (PT) se determina en el laboratorio, mientras que la resistividad eléctrica (RE) se puede medir tanto en el campo como en el laboratorio. Esta correlación permite determinar una propiedad física de laboratorio en el campo. Se observa cierta dispersión en los datos, que podrían ser causados por el coeficiente de

variación de los métodos de medición. La medición de RE muestra una variación de entre 9.5% y 11% para los datos del mismo estudio, y hasta 25% para los datos de varios estudios [63]. Esto se debe a que la RE puede modificarse por tipos agregados [64,65], contenido de humedad [66-68], contenido de cemento [69], tipo de cemento [70], contenido de cloruro y sulfato [67,71].

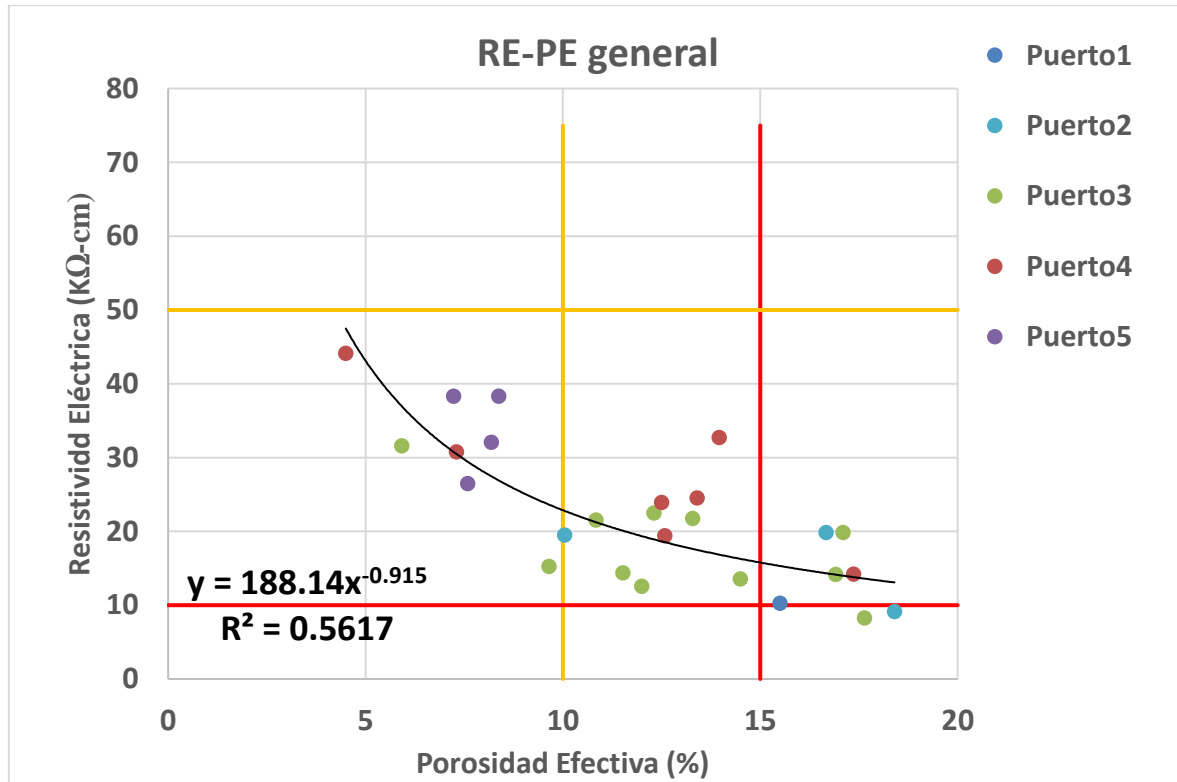


Fig. 14. Resistividad eléctrica vs porosidad efectiva.

Al comparar RE con la porosidad efectiva (PE), la Fig. 14 muestra un exponente con valor de -0.92 y un coeficiente de regresión de 0.56, que denota un fuerte grado de correlación y un valor de regresión adecuado. Se observa una mayor dispersión que la de la Figura 10, atribuible a la alterabilidad del RE (explicado anteriormente), y también porque son muestras de estructuras en condiciones de campo, y la medición de la PE podría ser alterada por macroporos, curado y calidad de construcción. La PE es un parámetro determinante para indicar un buen comportamiento del concreto frente a la degradación ambiental [19,72,73]. Dado que ambas variables (RE y PE) se han correlacionado, esta comparación se utiliza para determinar la fiabilidad de los datos analizados y detectar si hay algún tipo de alteración en las mediciones.

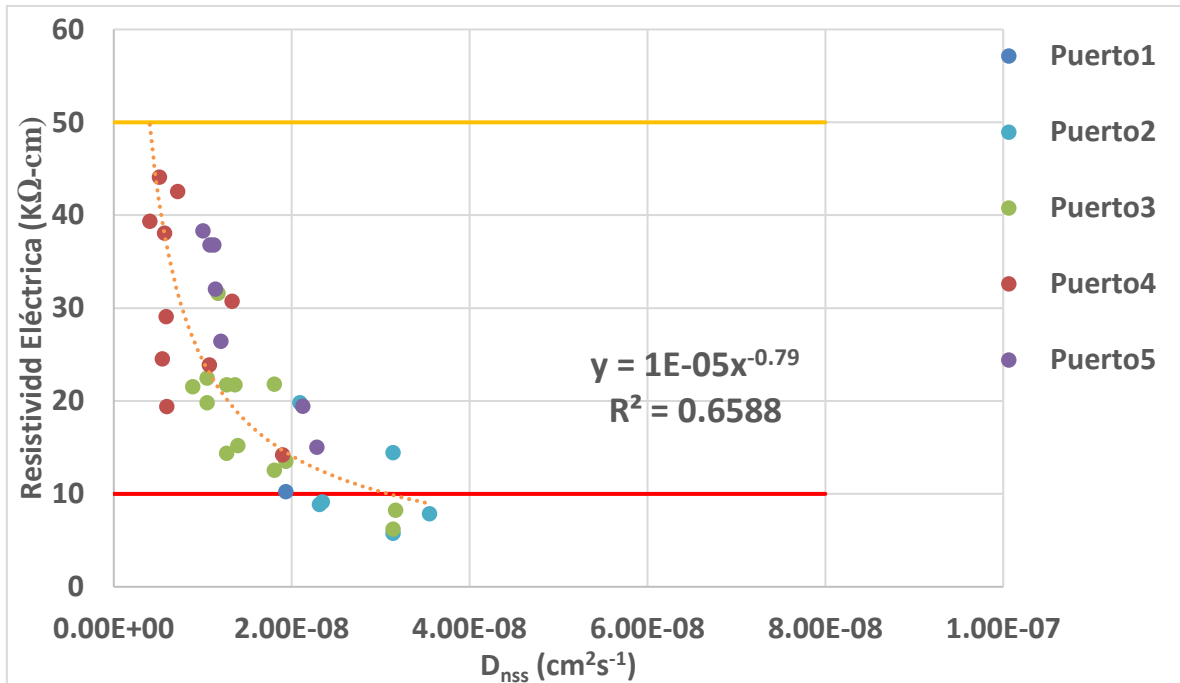


Fig. 15. Resistividad eléctrica vs Coeficiente de difusión aparente del Cl⁻.

En la Fig. 15, el RE se compara con el coeficiente de difusión de cloruros (D_{nss}), necesario para alimentar el Modelo de vida útil de Fick, además de estar determinado mediante un método de alta incertidumbre (entre 20 y 28%) [63]. Esta comparación ayuda a formular límites de aceptación para D_{nss} en obras de infraestructura marítima; al igual que la RE, D_{nss} se ve afectado por el tipo de cemento [65,74] y el contenido de humedad [68]. Esta comparación ha sido reportada, con datos de laboratorio, por múltiples investigadores [75,66,65,68,76,77], mostrando un comportamiento y regresión similar a lo reportado en este estudio.

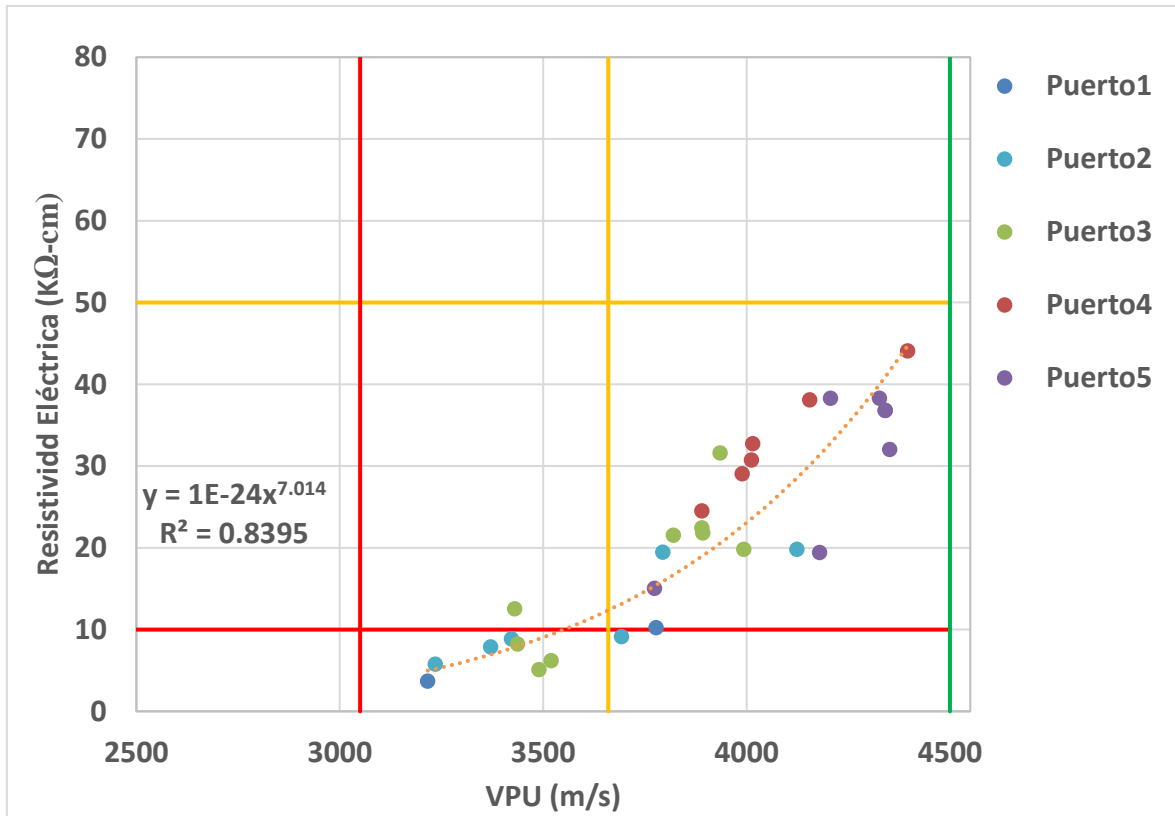


Fig. 16. Resistividad eléctrica vs velocidad de pulso ultrasónico.

En la Fig. 16, las variables de RE y Velocidad de pulso ultrasónico (VPU) son medibles en campo (y laboratorio), y ambas son pruebas no destructivas. Con este análisis de correlación y sensibilidad en los modelos de vida útil, los límites de aceptación de la VPU para concretos en entornos extremadamente agresivos podrían reconsiderarse. Las mediciones de la VPU se ven afectadas principalmente por el contenido de humedad y el tipo de cemento [65]. En este caso, observamos una excelente correlación, con un valor de exponente de 7.01 y un coeficiente de regresión de 0.84.

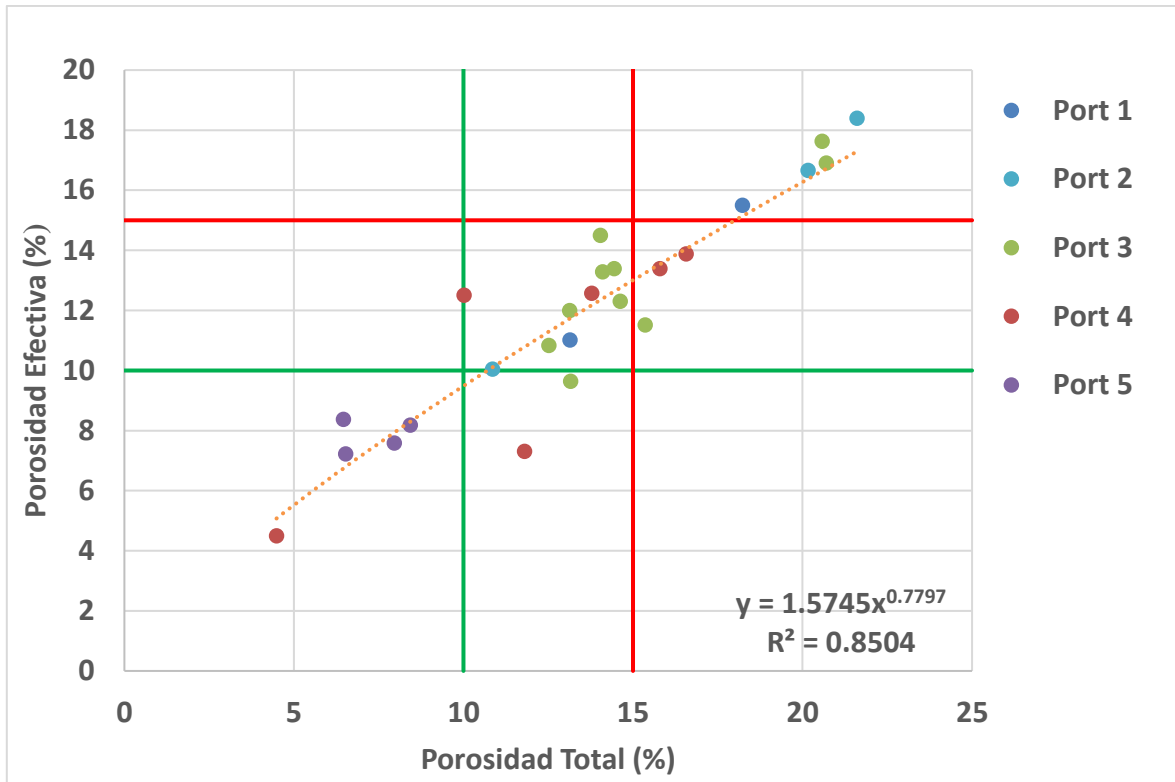


Fig. 17. Porosidad efectiva vs porosidad total.

En esta comparación (Fig. 17), ambas variables son mediciones de laboratorio y complementarias entre sí. Se supone que la PE es sólo una parte de la PT. La PE abarca poros de gel (de hidratación de cemento) y poros capilares (de la expulsión de agua de la mezcla durante el endurecimiento de concreto). La PT abarca los dos tipos de poros anteriores, más las macroporos como burbujas de aire y cavidades que se crean durante la colocación del concreto en el sitio. Esta comparación es útil para estimar ambas variables y determinar si hay irregularidades en cualquiera de sus mediciones. Al igual que en la Fig. 16, esta correlación empírica muestra un valor exponente de -0,85, lo que indica una tendencia de correlación lineal, y el coeficiente de regresión también es alto ($R^2 = -0,85$).

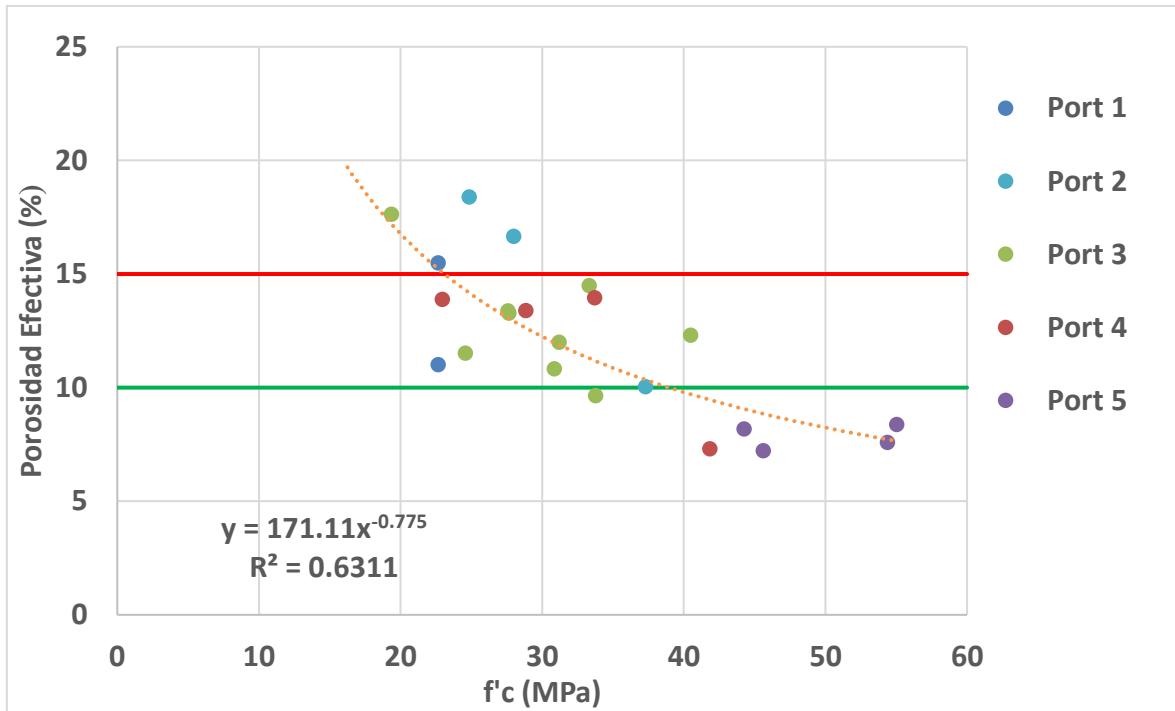


Fig. 18. Porosidad efectiva vs resistencia a compresión.

La comparación entre PE y la resistencia mecánica del concreto ($f'c$) (Fig. 18) es útil para establecer límites de aceptación en términos de resistencia mínima de diseño del concreto utilizado en puertos marítimos, ya que normalmente este tipo de estructuras se diseñan utilizando entre 20 y 30 MPa. Sin embargo, como se observa en la Fig. 18, está claro que los requisitos de durabilidad no están cubiertos por estas resistencias mecánicas. Los cambios en la cantidad y el tipo de cemento pueden cambiar la porosidad de un concreto; por lo tanto, un concreto $f'c$ alto tenderá a tener más cemento y, en consecuencia, menos porosidad [47,63,70]. Se observa una fuerte correlación con un valor de exponente de -0.78 y un coeficiente de regresión de 0.63.

4.2. Estimación de t_i y comparación de modelos

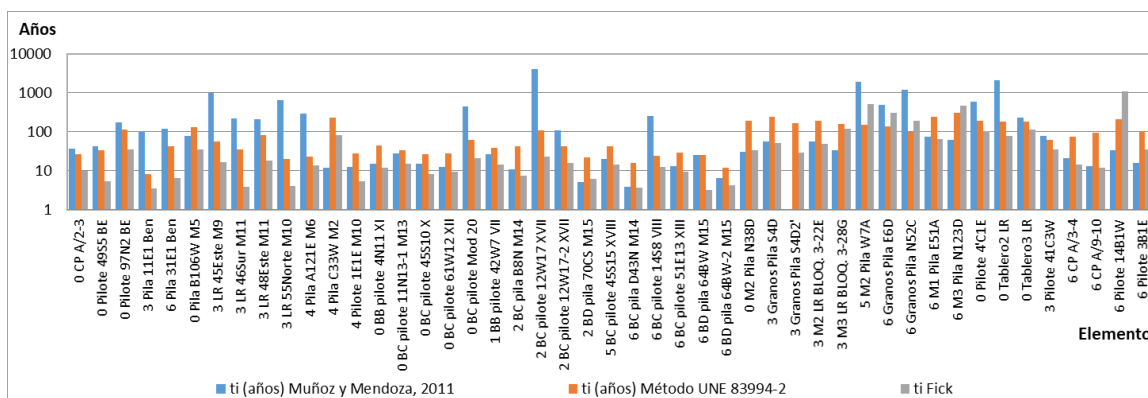


Fig. 19. Comparativa de modelos de vida útil por elemento.

Como se puede observar en la Fig. 19, el modelo analizado por Muñoz y Mendoza (2011) tiene gran variabilidad en los resultados; mientras que el modelo de Fick y UNE 83994-2 muestran resultados constantes en la mayoría de los casos, aunque en algunos casos se separan los resultados, no muestran cambios bruscos en los diferentes elementos. Por lo anterior, solo se continuará con el análisis de los modelos de la Fick y UNE 83994-2.

Para la comparativa de estos modelos se usó inicialmente solo el tiempo de difusión (iniciación), dado que los resultados en ambos no son muy diferentes (Fig. 19). En este caso el modelo que presenta mayor variabilidad en los resultados es el correspondiente a la Ley de Fick, el cual presenta dos elementos con resultados notablemente superiores al resto. Los resultados de la ley de Fick que distan del resto corresponden a los elementos con Cs bajas (con valores cercanos a la concentración límite o inferiores a dicho valor).

En el caso del modelo basado en la resistividad eléctrica contempla factores que dependen del tipo de exposición ambiental a la que está expuesto el elemento estudiado, que para el caso de los pilotes analizados corresponden a tipo de exposición; la exposición tipo IIIa para zonas aéreas a menos de 500m de la costa con y sin protección a la lluvia y la exposición tipo IIIc para zonas de mareas. Mientras que el modelo de Fick solo considera el gradiente de concentración de cloruros y el coeficiente de difusión del concreto [60-62].

Por tal motivo es necesario comparar ambos modelos considerando a que zona corresponde cada uno de los elementos (aérea o marea), esta comparativa se muestra en la Fig. 20; en dicha figura se puede observar que los elementos con mayor tiempo de t_i son los correspondientes a la zona

aérea, ya que en dicha zona las concentraciones de Cl^- son mucho menores, así como también los niveles de saturación, lo que incrementa los tiempos de difusión.

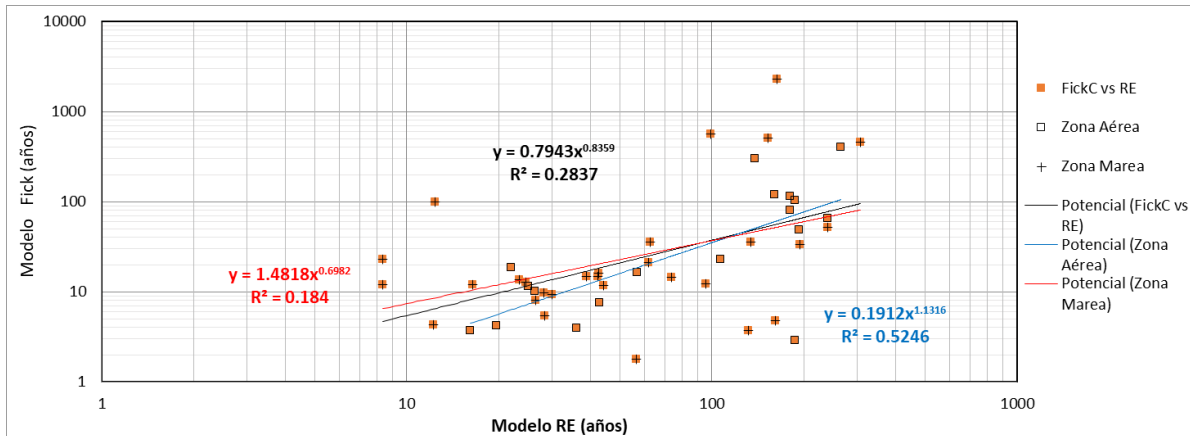


Fig. 20. Modelo Fick vs Modelo UNE, así como zonas de exposición.

También se puede apreciar en la Fig. 20 que no hay linealidad en el comportamiento de los datos, lo cual puede ser atribuido a las diferencias de sensibilidades de cada modelo.

Las regresiones mostradas en la Fig. 20 son muy bajas debido a la variabilidad de los resultados; existen varios valores que se comportan como datos atípicos, basado en el análisis de las gráficas de comparación de variables mostradas con anterioridad es factible determinar que dichos datos atípicos se deben a alteraciones en los datos de resistividad eléctrica y/o de difusividad (ambos datos son experimentales y base para la alimentación de ambos modelos analizados).

Usando las ecuaciones de correlación mostradas en el subcapítulo 4.1, se justifica la eliminación de los datos atípicos y/o la corrección de los mismos; en las Figuras 21 y 22 se muestra la comparación de los modelos mediante eliminación de datos atípicos (Fig. 21) y corrección de los mismos (Fig. 22), en ambas figuras se observan correlaciones similares. El uso de dichas ecuaciones de correlación permite determinar en qué variable existe algún tipo de alteración en su valor medido y/o determinado, por consiguiente se puede considerar dicho dato como atípico y puede ser eliminado o corregido en función del valor esperado según la tendencia general y su correspondiente ecuación de correlación obtenida. Siguiendo este procedimiento se eliminaron y corrigieron los datos atípicos de la Fig. 20, cuyos resultados se muestran en las Figuras 21 y 22.

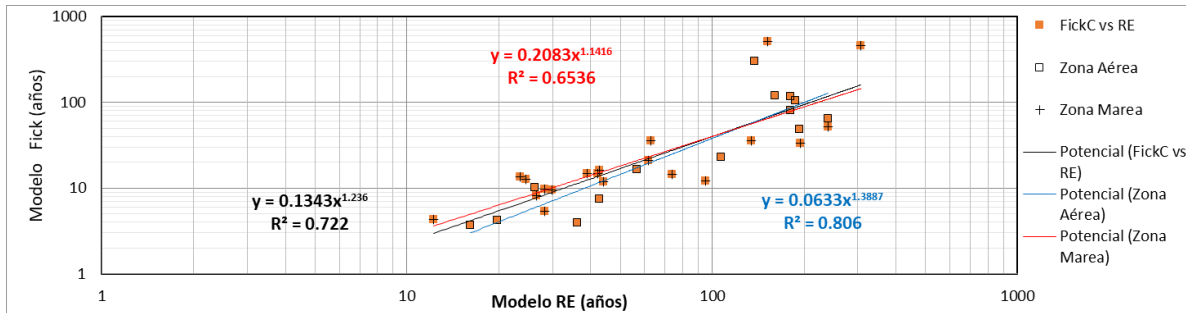


Fig. 21. Eliminación de datos atípicos.

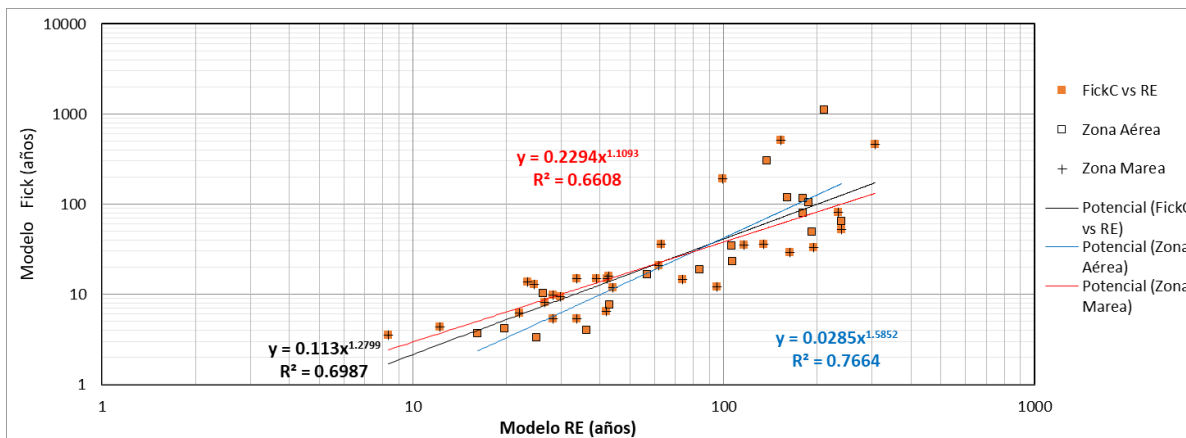


Fig. 22. Corrección de datos atípicos.

4.3. Comparación de t_i con variables estudiadas

Para determinar si ambos modelos son sensibles a cualquiera de las variables analizadas anteriormente, se compararon los tiempos de iniciación de ambos modelos y dichas variables. Las Fig. 23-25 muestran los resultados de las comparaciones con las mejores correlaciones. Para las comparaciones entre t_i y las variables físico-mecánicas de concreto, sólo se incluyen los datos con la corrección de valores atípicos; lo anterior debido a que al corregir los atípicos se conserva la mayor cantidad de datos posibles y esto es necesario para determinar si existe sensibilidad de los modelos a alguna de las propiedades del concreto.

La Fig. 23 compara t_i con la PE. Como ya se ha mencionado anteriormente, PE es un parámetro determinante para estimar la durabilidad del concreto. La Fig. 23 muestra que hay un coeficiente de regresión más alto para la zona de marea del modelo de Fick, pero no hay una correlación adecuada para el modelo UNE. Existe una buena correlación en la comparación entre la resistividad eléctrica y la porosidad efectiva, por tanto, se esperaría una buena correlación entre el modelo de la UNE y el PE.

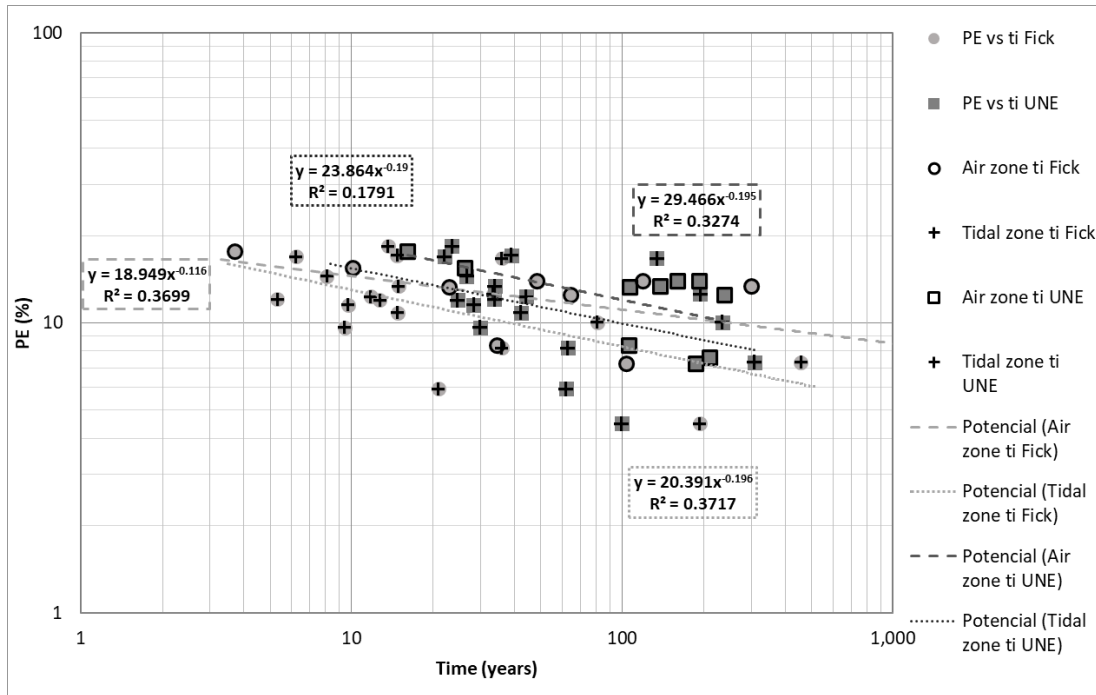


Fig. 23. PE vs t_i en ambas zonas y modelos.

La Fig. 24 presenta la comparación entre la resistividad eléctrica y el tiempo de iniciación. Es evidente que el modelo UNE muestra una tendencia más clara y una correlación más alta. El modelo de Fick muestra una tendencia menos clara, pero con un coeficiente de regresión ligeramente superior a 0.5, lo que indica que podría haber correlación con esta variable, tanto en las zonas de marea como aéreas.

En el caso del coeficiente de difusión aparente, se observan regresiones mucho más pequeñas al compararlo con el t_i (Fig. 25), mostrando los valores más altos de ambas zonas el modelo UNE; mientras que en la zona de marea el modelo de Fick no logra alcanzar un coeficiente de regresión de 0.5. Esta comparación muestra una gran dispersión de los datos, especialmente para el modelo de Fick. Aunque las correlaciones son bajas, puede mostrar que el coeficiente de difusión de cloruros es una variable importante para estimar la vida del concreto, como lo documenta Zhang y Zoubir [78].

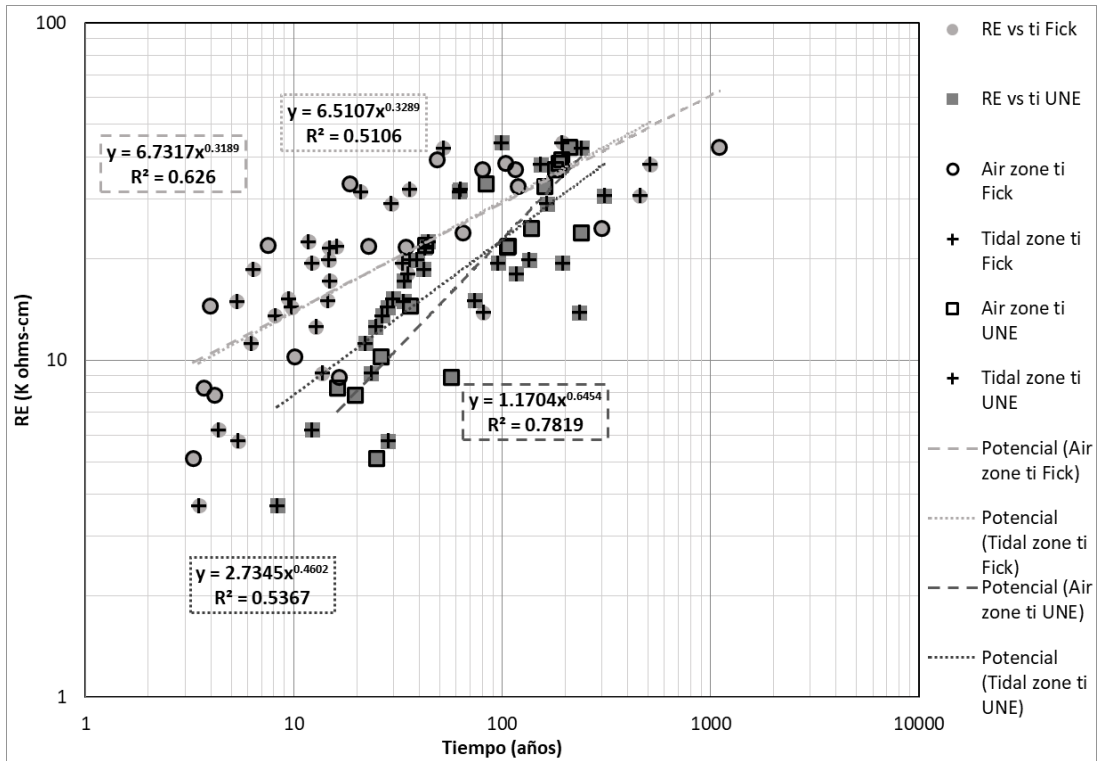


Fig. 24. RE vs t_i en ambas zonas y modelos.

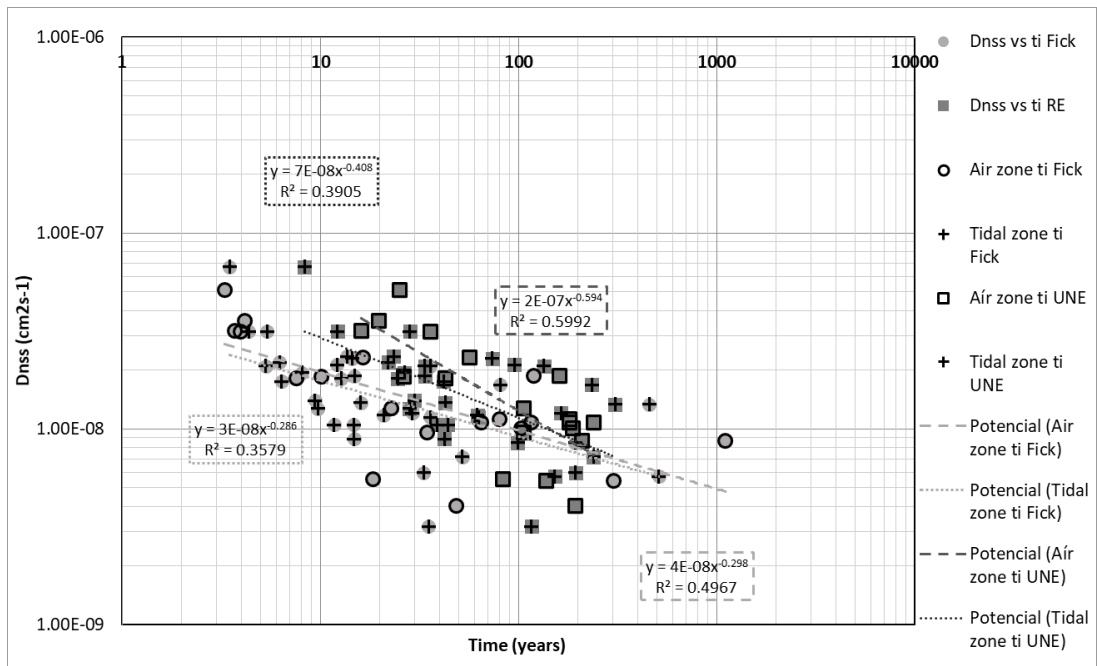


Fig. 25. D_{nss} vs t_i en ambas zonas y modelos.

4.4. Comparación de modelos de Fick y UNE 83994-2 con nivel de daño en campo

Para determinar si el cálculo de t_i de ambos modelos coincide con el nivel de daño reportado en las inspecciones de campo, se compara la edad de cada uno de los elementos con el t_i calculado en ambos modelos (Fig. 26). Observándose que el Moledo de Ley de Fick estima tiempos de iniciación de la corrosión menores a la edad actual de la mayoría de los elementos, mientras que el Modelo basado en RE estima tiempos de iniciación mayor a la edad.

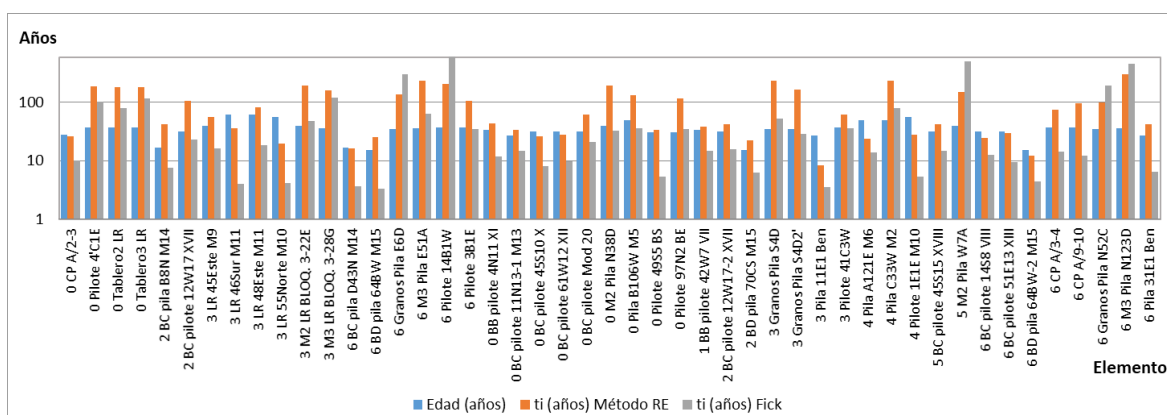


Fig. 26. Edad vs t_i en ambos modelos.

Según lo reportado por Poulsen and Mejlbro (2006) [60], una forma de determinar si los elementos inspeccionados están en la etapa de corrosión o no, es determinado el t_i residual (Fig. 27-41) que sería el tiempo restante entre la edad del elemento al momento de la inspección y el t_i calculado; adicionalmente al cálculo de t_i residual se compara también el gradiente de concentraciones del ion cloruro, esto con la intención de determinar de forma concisa cual modelo se aproxima mejor a los datos de campo. A continuación, se presentan dichos tiempos residuales para cada uno de los muelles en estudio (para ver las imágenes de los daños reportados en cada uno de los elementos analizados durante la inspección de campo, ir a anexos).

En las Figs. 27-29 se presentan los resultados para el **Puerto 1**. Se puede observar (Fig. 27) como el Modelo de Fick calcula t_i 's menores que la edad de los elementos en casi todos los casos, mientras que el Modelo UNE solo lo hace en dos de los elementos.

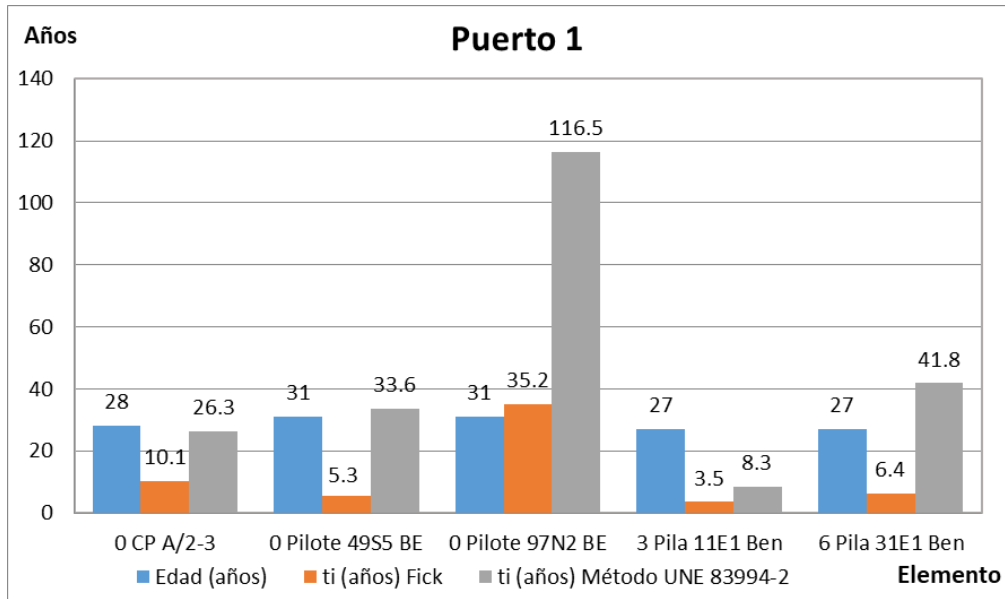


Fig. 27. Edad vs modelos, puerto 1.

Al comparar los tiempos de iniciación residuales de ambos modelos (Fig. 28), se observa claramente que en el caso del Modelo de Fick ya se superó el tiempo de iniciación de la corrosión en cuatro de los elementos, mientras que en el Modelo UNE predice que aún existe tiempo de iniciación residual en tres de ellos.

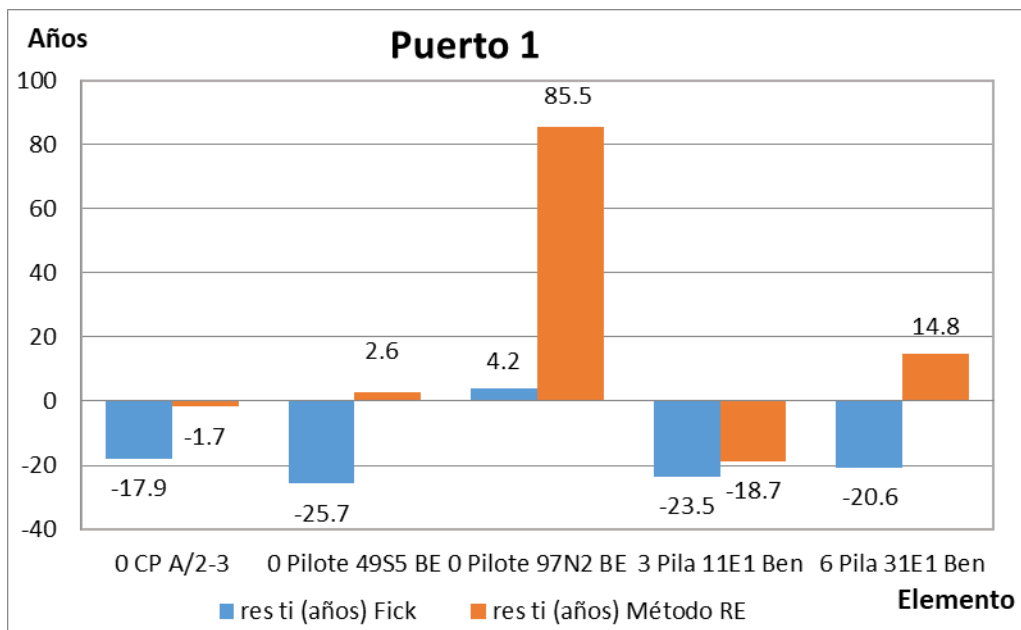


Fig. 28. t_i residual en ambos modelos, puerto 1.

Si se observan las etiquetas de los nombres de los diferentes elementos (Fig. 27-41), estos inician con un número que corresponde al nivel de daño reportado en campo; el cero corresponde a un elemento no dañado y los números del 1 al 6 corresponden a elementos con algún daño reportado de corrosión, siendo el número 6 el correspondiente a un daño total del elemento. Comprobándose para el Puerto 1, que aún los elementos con daño cero ya han superado el tiempo de iniciación de la corrosión.

Por último, se tiene la comparación (Fig. 29) de C_x (concentración del ion cloruro en la superficie de la varilla), C_{th} (concentración límite para que se inicie la corrosión) y la diferencia entre la concentración superficial e inicial de cloruros en cada uno de los elementos (GC). Con los resultados de la Fig. 29 se comprueba que efectivamente todos los elementos han superado la concentración límite para el inicio de la corrosión.

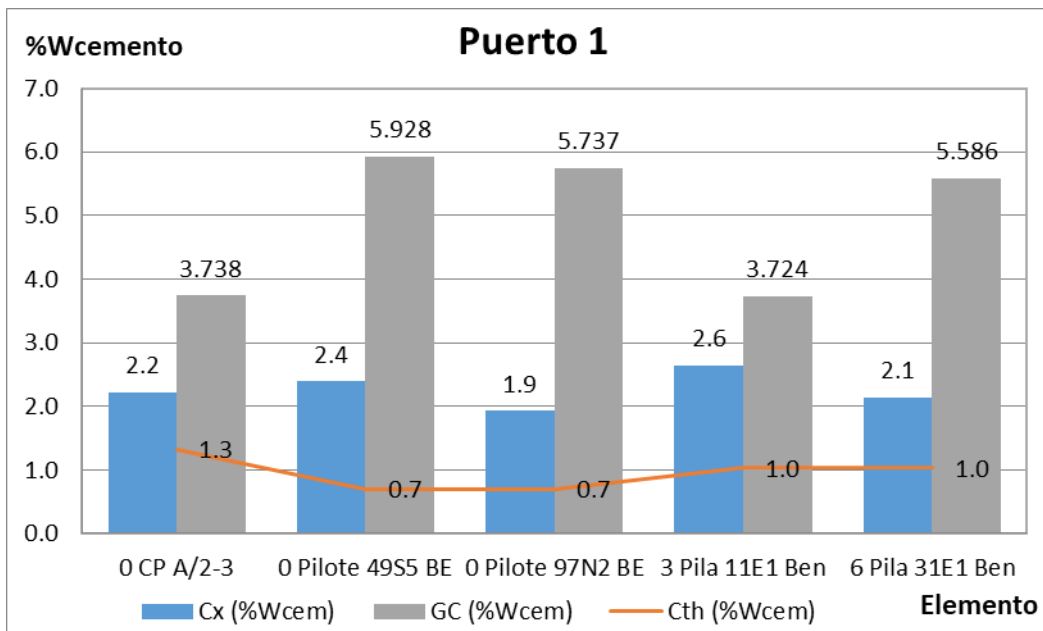


Fig. 29. Concentraciones límite y en la superficie de la varilla vs gradiente de concentración, P1.

Para el **Puerto 2** (Figs. 30-32), se observa un comportamiento muy similar al Puerto 1. Con la diferencia de que ahora se presenta un elemento en el que ambos modelos calculan t_i superiores a la edad del mismo (Fig. 30), aunque la diferencia entre ambos t_i 's es muy grande.

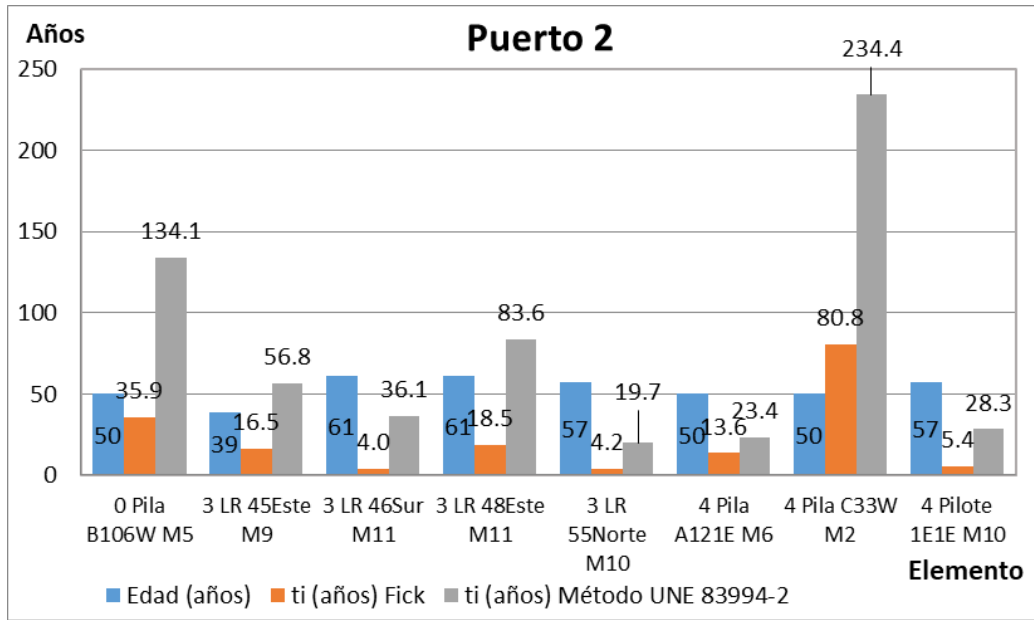


Fig. 30. Edad vs modelos, puerto 2.

En la Fig. 31 se observa nuevamente que la gran mayoría de los elementos ya ha superado la etapa de difusión y se encuentran en la etapa de corrosión (según el modelo de Fick), pero en el modelo de UNE se siguen mostrando resultados que indican que la mitad de los elementos aún se encuentran dentro de la etapa de difusión.

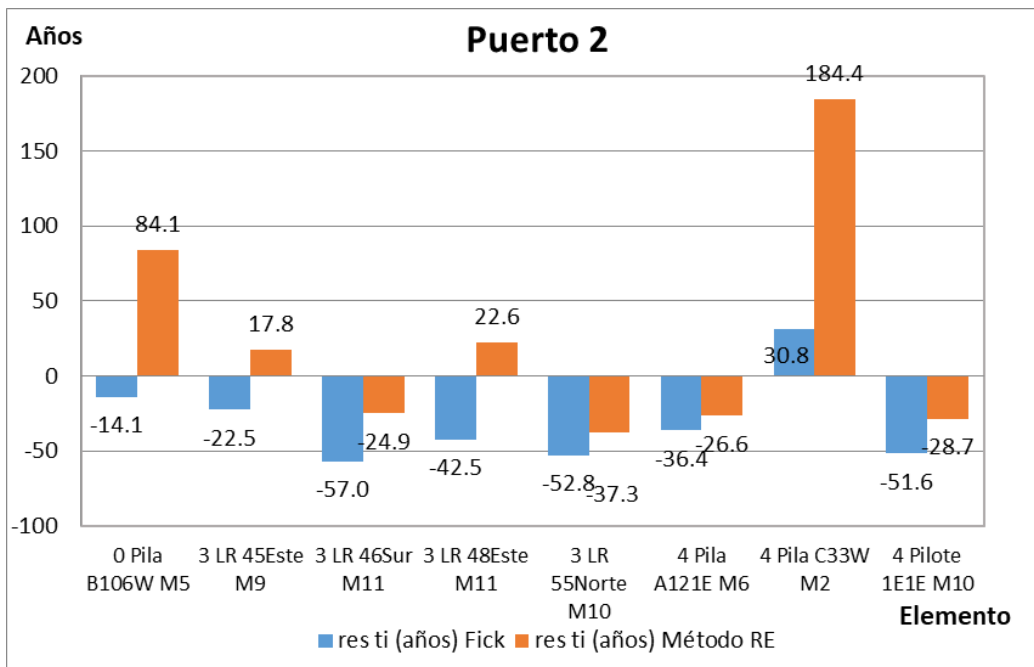


Fig. 31. t_i residual en ambos modelos, puerto 2.

Al analizar la Fig. 32, se comprueba que el único elemento que no ha superado el umbral de cloruros es el mismo que según las Fig. 30 y 31 aún se encuentra en la etapa de difusión y es a la vez el elemento con el gradiente de concentración más bajo.

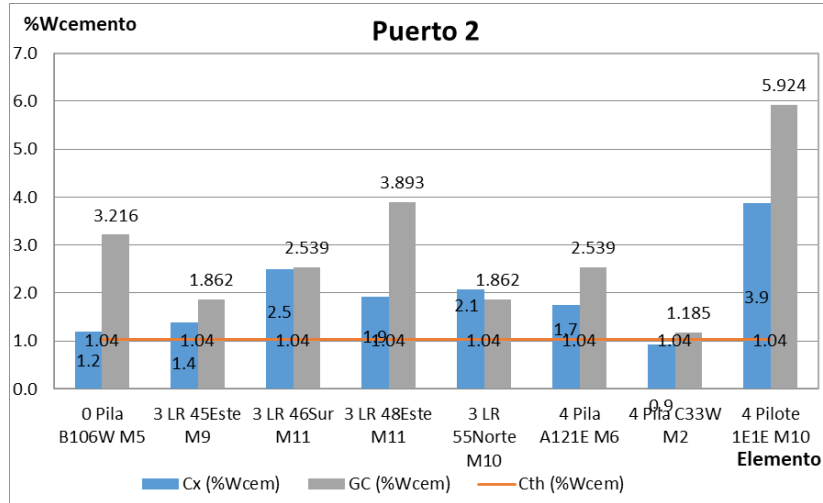


Fig. 32. Concentraciones limite y en la superficie de la varilla vs gradiente de concentración, P2.

Para el **Puerto 3**, se presenta el mismo comportamiento que el puerto anterior (Figs. 33-35). Observándose nuevamente que ninguno de los elementos presenta un ti mayor que su edad (Fig. 33) para el modelo de Fick. En el caso del modelo UNE, se presentan varios elementos con un ti ligeramente inferior a su edad, y en se observan algunos elementos con un ti similar a su edad.

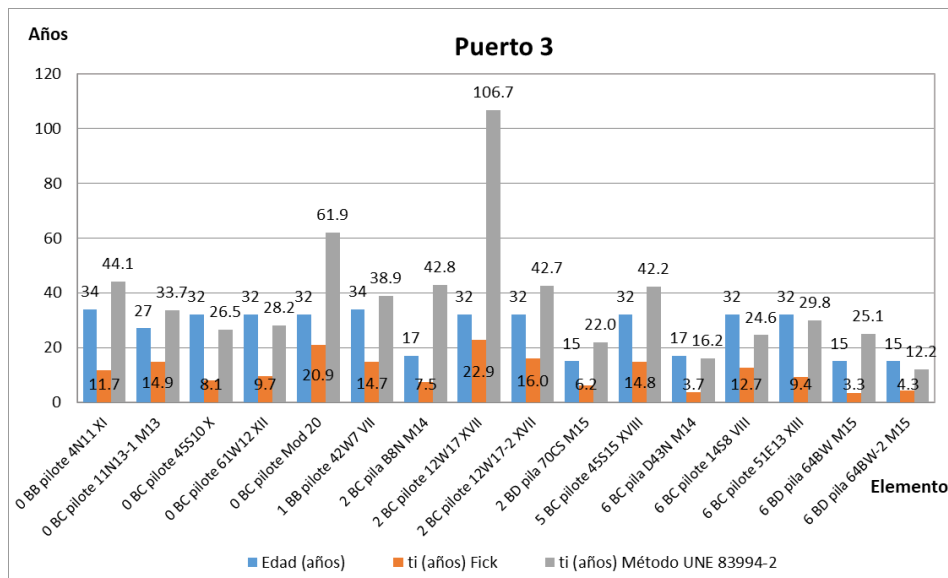


Fig. 33. Edad vs modelos, puerto 3.

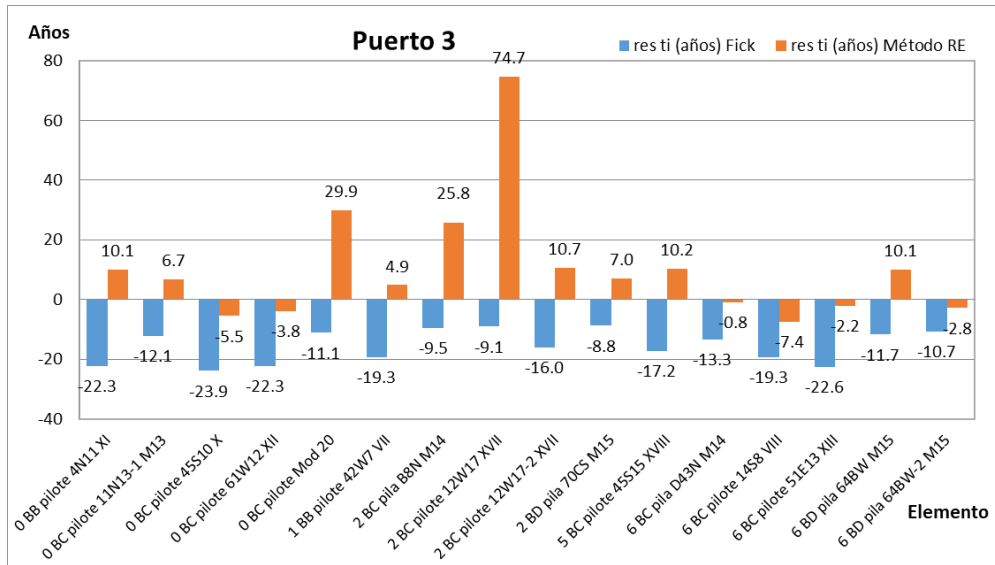


Fig. 34. t_i residual en ambos modelos, puerto 3.

Al verificar los tiempos residuales de iniciación (Fig. 34), se comprueba nuevamente que, con excepción de un elemento, todos los elementos se encuentran en etapa de corrosión (según el modelo de Fick). Para el modelo UNE, se observan seis elementos en etapa de corrosión y algunos otros con un t_i residual cercano a cero.

Finalmente, en la Fig. 35 se muestran las concentraciones de cloruros para el Puerto 3. Observándose que los elementos con el menor gradiente de concentración son los que presentan el t_i mayor en ambos modelos.

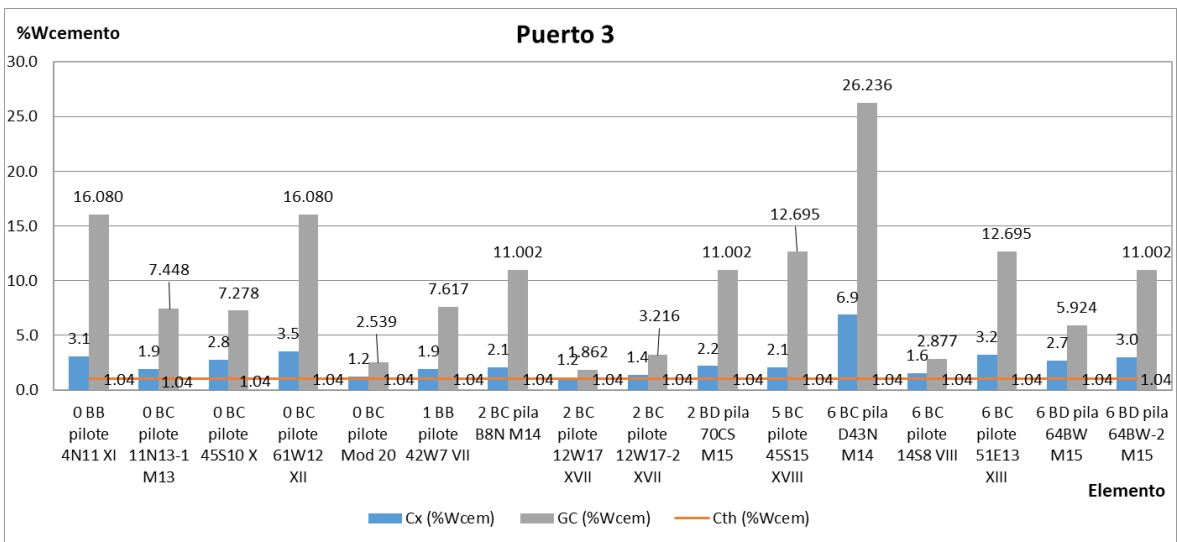


Fig. 35. Concentraciones limite y en la superficie de la varilla vs gradiente de concentración, P3.

En el caso del **Puerto 4** (Fig. 36-38), se observa que casi todos sus elementos superan en el cálculo de t_i a su edad. En la Fig. 36 se puede comprobar que ahora el modelo de Fick calculó tiempos de iniciación mayores que el modelo UNE en algunos elementos.

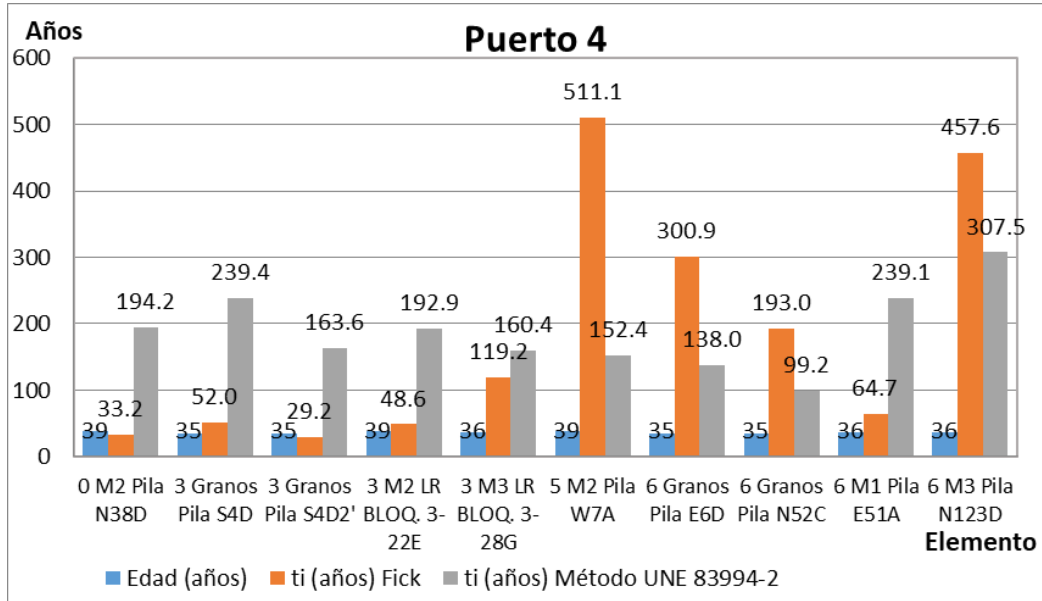


Fig. 36. Edad vs modelos, puerto 4.

En el caso del tiempo residual del Puerto 4 (Fig. 37), se observa que ambos modelos estiman que casi todos los elementos se encuentran un en la etapa de difusión del ion cloruro, e incluso estiman un tiempo alto de esta etapa.

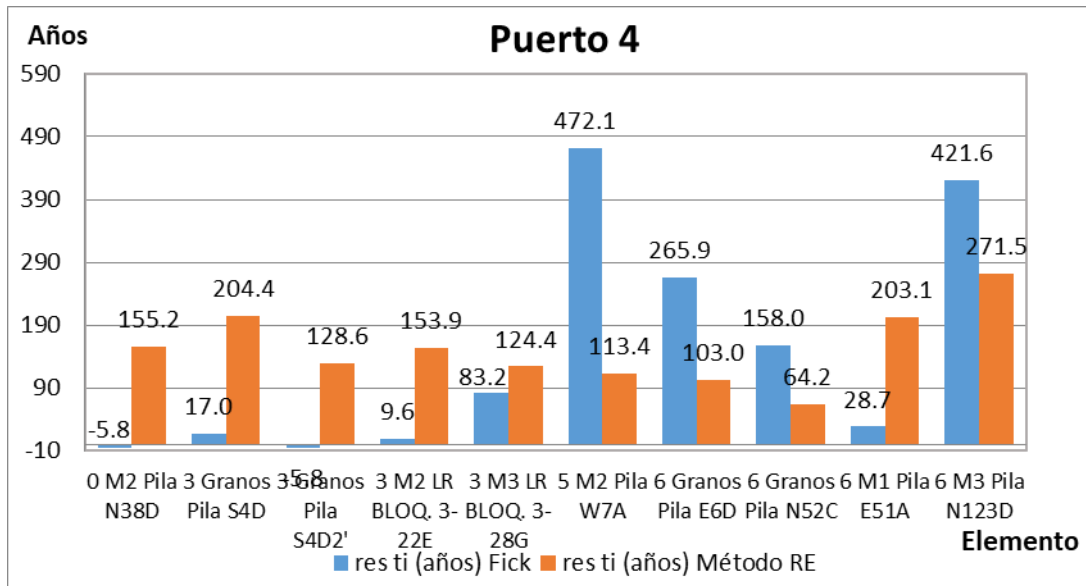


Fig. 37. t_i residual en ambos modelos, puerto 4.

Con lo observado en la Fig. 38, se comprueba que aún no se alcanza la concentración límite en casi todos los elementos, motivo por el cual se encuentran aún en la fase de difusión. Y se observa que los elementos que presentan un t_i mayor a cien años, en ambos modelos, son los que presentan un gradiente de concentración de cloruros por debajo del umbral de corrosión o muy cercano a él.

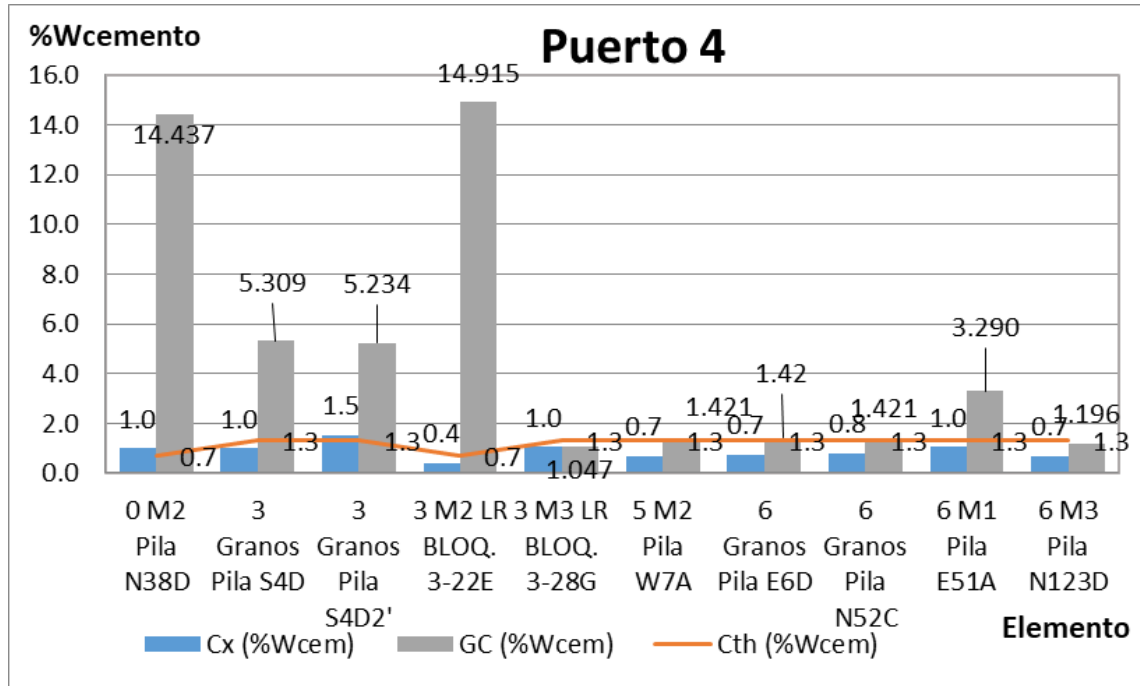


Fig. 38. Concentraciones límite y en la superficie de la varilla vs gradiente de concentración, P4.

En el **Puerto 5** (Fig. 39-41), se observa un comportamiento mixto de los datos. Teniendo elementos con un t_i mayor a cien años en ambos modelos y elementos con un t_i muy diferente entre modelos. En la Fig. 39, se observa que los elementos con algún nivel de daño diferente de cero (es decir que fueron reportados con corrosión) presentan los menores t_i y la mayor divergencia entre modelos.

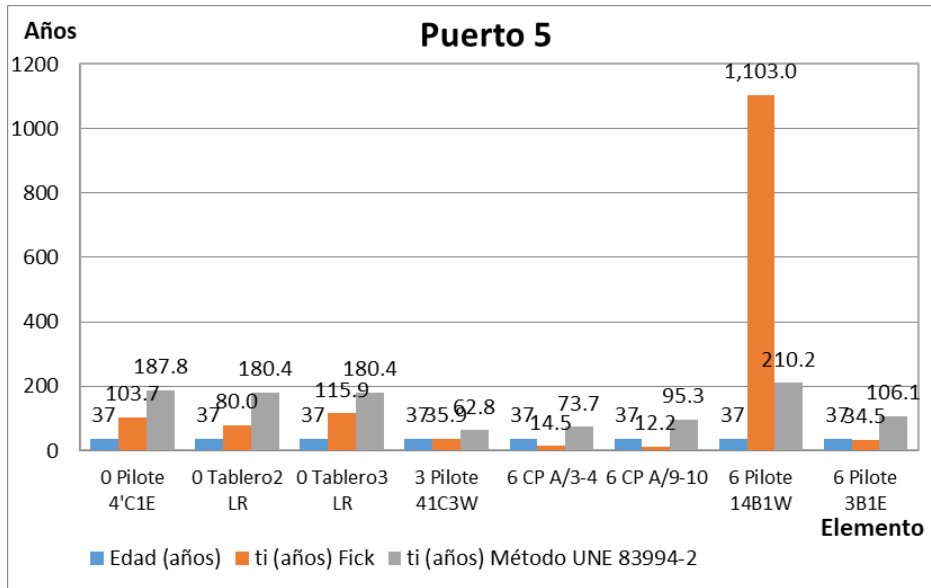


Fig. 39. Edad vs modelos, puerto 5.

En la Fig. 40, se muestra de forma más evidente lo expuesto en la Fig. 39. En este caso los elementos con reporte de daño son los que se muestran con la etapa de corrosión iniciada según el modelo de Fick, excepto por el pilote 14B1W. Lo anterior se confirma en la Fig. 41, donde se puede ratificar que los elementos reportados con daños no son los únicos que han superado el umbral de concentración de cloruros y además son los que presentan los mayores gradientes de concentración.

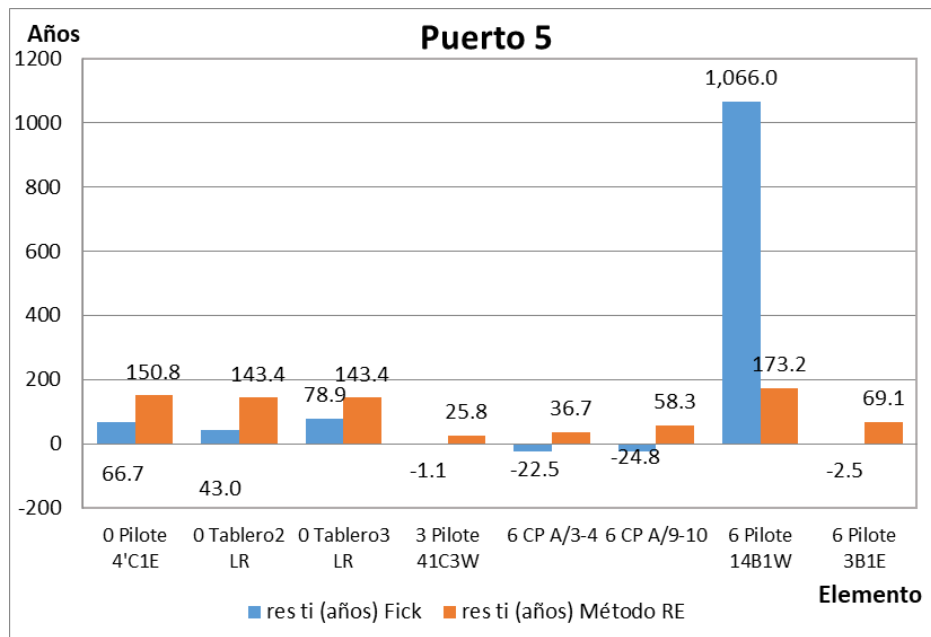


Fig. 40. t_i residual en ambos modelos, puerto 5.

Además, en la Fig. 40 se observa nuevamente que los elementos con un gradiente cercano al umbral de concentración son los que muestran los mayores t_i .

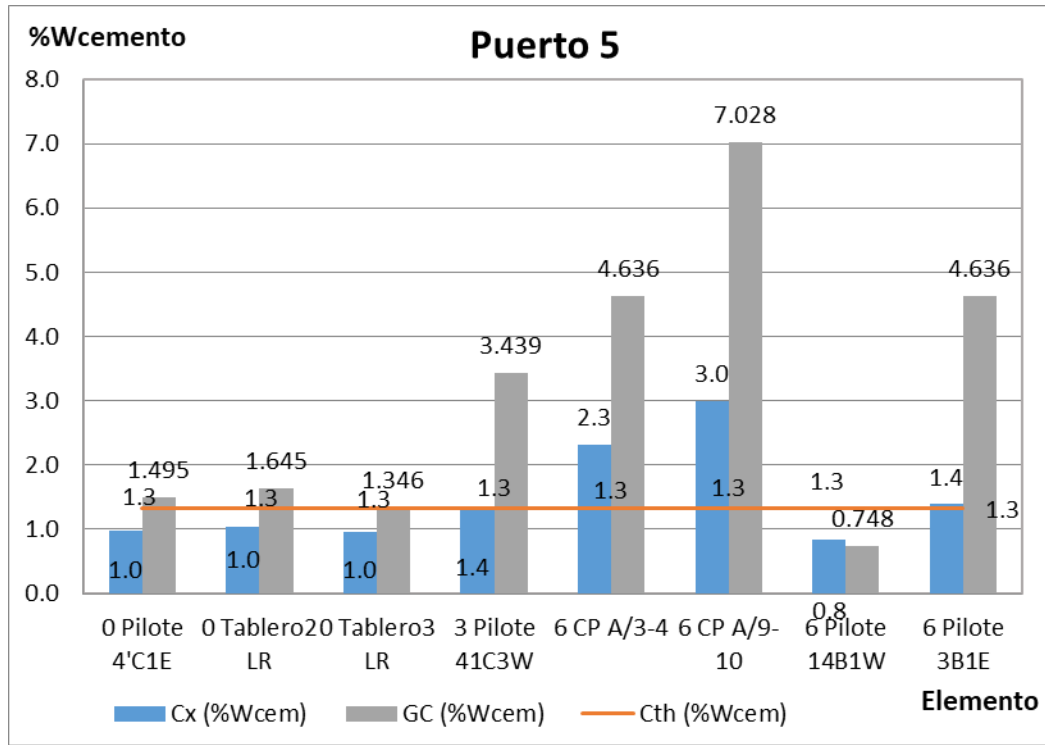


Fig. 41. Concentraciones limite y en la superficie de la varilla vs gradiente de concentración, P5.

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES

Esta investigación demostró que es factible implementar comparaciones de las diferentes propiedades índice del concreto para determinar la fiabilidad de los diferentes datos, lo que es necesario para la estimación de su vida útil e identificar medidas preventivas contra la degradación ambiental. Por lo tanto, llegamos a la conclusión de que las variables o propiedades de índice que se pueden utilizar son: resistividad eléctrica saturada, porcentaje de contenido total vacío, porosidad capilar (o efectiva), coeficiente de difusión de cloruro aparente, velocidad de pulso ultrasónico y resistencia a la compresión de concreto. Al centrarse en estas propiedades concretas, se puede lograr un diseño adecuado. Durante las inspecciones para la durabilidad de las estructuras de concreto, es posible determinar qué datos se pueden considerar atípicos y alimentar adecuadamente los modelos de predicción de vida utilizando las correlaciones de variables de las propiedades del índice.

Las Fig. 20, 21 y 22 muestran que, con una correcta identificación y manejo de datos atípicos, se puede lograr una mejora significativa en la correlación de las variables. Este estudio logró una mejora de R^2 en la comparación entre los modelos ti analizados (Fig. 20-22). Logrando un aumento de $R^2=0.28$ a 0.70 y 0.72 , utilizando la corrección y eliminación de datos atípicos respectivamente, de la tendencia general, para la zona aérea se logra una mejora de $R^2=0.53$ a 0.77 y 0.81 respectivamente, y para la zona de marea se logra una mejora de $R^2=0.18$ a 0.66 y 0.65 respectivamente (Fig. 20-22).

En cuanto a la comparación de estas variables con el tiempo de iniciación de la corrosión, sólo se obtuvieron correlaciones adecuadas en tres de ellas: porosidad efectiva, coeficiente de difusión aparente de cloruro y resistividad eléctrica. Aunque todas estas comparaciones muestran mucha variabilidad, incluso con el manejo de datos atípicos realizados, estas variaciones pueden deberse al control de calidad de cada método de construcción y diseño utilizado, ya que la cantidad y calidad del cemento puede variar dependiendo del método de diseño de la mezcla de concreto. Otra alternativa puede ser el tipo y la calidad de los agregados utilizados en cada puerto, ya que varios autores informan que las características de los agregados pueden alterar las propiedades físicas del concreto [18-20,72].

También se puede verificar que la resistividad eléctrica es una variable con altas correlaciones, ya que fue posible relacionarla con 4 de las 5 variables analizadas, tanto a nivel

de propiedades índice del concreto como a nivel de cálculo del tiempo de iniciación de la corrosión. Por lo tanto, llegamos a la conclusión de que la propiedad más decisiva para una buena durabilidad del concreto es la resistividad eléctrica y se puede utilizar tanto en el diseño y el control de la construcción, como en la etapa de inspección.

Por último, se puede concluir que el modelo de Fick es el que mejor se ajusta a los datos reportados durante las inspecciones de campo, siendo coherente el tiempo de iniciación calculado, con el nivel de daños reportado, el tiempo residual reportado demostró que el tiempo de iniciación ya se a revasado en la gran mayoría de los elementos estudiados; lo que permite determinar de forma cuantitativa la confiabilidad de dicho modelo. Además de que se comprobó que el gradiente de concentraciones tiene una fuerte influencia en el cálculo del t_i , siendo este gradiente dependiente del tipo de lugar donde se encuentre la obra y del tipo de cemento con se construya el elemento. Lo anterior nos permite determinar con mejor claridad las variables clave para una correcta estimación de la vida útil de una estructura de concreto reforzado y también un correcto diseño.

CAPÍTULO 6. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Gobierno Federal, México, Programa Sectorial de Comunicaciones y Transportes 2020-2024., Diario oficial de la federación, 02/07/2020. https://www.dof.gob.mx/nota_detalle.php?codigo=5596042&fecha=02/07/2020
- [2] Centro de Investigación Económica y Presupuestaria, A.C.- Infraestructura en México Prioridades y deficiencias del gasto público, «<http://ciep.mx>,» 06 febrero 2021. [En línea]. Disponible en: https://ciep.mx/wp-content/uploads/2020/06/Gasto-en-Infraestructura-CIEP-Jun_22_2020-v2.pdf
- [3] Coordinación General de Puertos y Marina Mercante, «Gobierno Federal,» 06 febrero 2021 [En línea] Disponible en: <https://www.gob.mx/puertosymarina Mercante/documentos/sistema-portuario-nacional?idiom=es>.
- [4] Coordinación de Puertos y Marina Mercante, Estadística de Movimiento Portuario, 2012.
- [5] A. C. Pérez, Sistema Portuario Mexicano, Ciudad de Panamá, 2016.
- [6] Instituto de Investigaciones Estratégicas de la Armada de México. Autoridad Marítima Nacional, una perspectiva global. Impreso y hecho en México. Primera edición, octubre de 2017.
- [7] A. Del Valle-Moreno, et al, Determinación del estado de corrosión y capacidad de carga de los muelles del puerto de Guaymas, Publicación Técnica No. 336, Instituto mexicano del transporte, pp. 1-95, 2011.
- [8] P. Helene y F. Pereira (ed.) Manual de Rehabilitación de Estructuras de Concreto. Reparación, Refuerzo y Protección. CYTED subprograma XV, primera edición. 2003.
- [9] W. R. SITTER, Cost for service life optimization. The “law of fives”. In CEB-RILEM. Durability of concrete structures. Proceedings of the international workshop held in Copenhagen, on 18-20 May 1983. Copenhagen, 1894. (Workshop Report by Steen Rostam).
- [10] G. H. Koch. Historic congressional study: corrosion cost and preventive strategies in the United States. A supplement to materials performance. NACE International, Houston, (2002).
- [11] B. A. Shaw, R.G. Kelly. What is corrosion?. Electrochem. Soc. Interface 24–26 (2006).
- [12] E. Possan, J.J.O. Andrade, D.C.C. Dal. Molin. A conceptual framework for service life prediction of reinforced concrete structures. J Build Pathol Rehabil 3:1–11 (2018).

- [13] C. A. C. Brant, K.O. Coelho, E. Possan, E.D. Leonel, J. Flórez-López. Durability and Service Life Prediction of Reinforced Concrete Frames Subjected to Chloride Corrosion and Mechanical Loading. In: Delgado J. (eds) Building Pathology, Durability and Service Life. Building Pathology and Rehabilitation, vol 12. (2020) Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-47302-0_1
- [14] ACI. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05). ACI; 2004.
- [15] CEN. EuroCode2: Design of Concrete Structures (prEN 1992-1-1). Brussels: CEN; 2002.
- [16] GB/T50476-2008. Code for Durability Design of Concrete Structures. Beijing, China: Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China; 2008. (in Chinese).
- [17] K. Tuutti, Corrosion of Steel in Concrete, Report No.CBI Research 4, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1982, p. 82.
- [18] H. S. Kosmatka. Diseño y Control de Mezclas de Concreto. México D.F.: boletín de ingeniería EB201., Portland Cement Association, PCA Serial No. 2797, (2004). ISBN 0-89312-233.
- [19] J. C. Newman. Advanced Concrete Technology Constituent Materials. Gran Bretaña: Butterworth-Heinemann. 2003.
- [20] A. M. Neville. Concrete Technology, second edition. England: ED. Pearson. 2010.
- [21] M. A. San Juan, R. Muñoz-MARTIALA. Influence of the water/cement ratio on the air permeability of concrete. Journal of Materials Science 31, 1996. pp. 2829-2832.
- [22] S. B. Singh, M. Pankaj, T. Nikesh. Role of water/cement ratio on strength development of cement mortar. Journal of Building Engineering 4, (2015) 94-100.
- [23] S. K. Zhutovsky. Influence of water to cement ratio on the efficiency of internal curing of high-performance concrete. Construction and Building Materials 144, (2017). 311-316.
- [24] CEMEX. Concretos cemex. Obtenido de http://catalogocemexcr.com/pdfs/cemex/concretos_cemex.pdf, (julio de 2013).
- [25] M. Arreola-Sánchez. Actividad puzolánica de materiales (sustitutos parciales del cemento), para mejorar la durabilidad de morteros para reparación y/o construcción de estructuras de concreto. Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, 15. Morelia, Michoacán, México. (agosto de 2013).

- [26] M. Rick, La Carbonatación, Enemigo olvidado del Concreto. Revista Construcción y Tecnología. (2000).
- [27] C. CS 109, Discussion Document on Development in Durability Design & Performance-Based Specification of Concrete. Slough: Concrete Society Special Publication. (1996).
- [28] A. C. Goyns, Cementitious Materials Performance in Aggressive Aqueous Environments – Engineering Perspectives. RILEM State-of-the-Art Reports 10, (2013). 391-449.
- [29] S. Bhattacharja, E. Garboczi. Fall 1999 Materials Research Society Symposium on the Transport Properties and Microstructure of Cement-Based Materials, Cement and Concrete Research, Volume 30, Issue 12, 2000, Page 1851, ISSN 0008-8846, [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00482-8](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00482-8).
- [30] E. M. Samson, Modelling the influence of chemical reactions on the mechanisms of chemical reactions on the mechanisms of ionic transport in porous materials an overview. Cem. Concr. Res. 30(12) (2000), 1895–1902.
- [31] N. Neithalath, Analysis of moisture transport in mortars and concrete using sorption-diffusion approach. ACI Mater. J. 103, (2003), 209–217.
- [32] V. Baroghel-Bouny, Water vapour sorption experiments on hardened cementitious materials, Part I: essential tool for analysis of hygral behaviour and its relation to pore structure. Cem. Concr. Res. 37, (2007), 438–454.
- [33] M. R. Jooss, Permeability and diffusivity of concrete as function of temperature. Cem. Concr. Res. 32(9), (2002), 1497–1504.
- [34] R. D. Beddoe, Modelling acid attack on concrete: Part I. The essential mechanism. Cem. Concr. Res. 35, (2005), 2333–2339.
- [35] M. Richardson, Fundamentals of Durable Concrete. London/New York: Spon Press. (2002).
- [36] R. F. Stratfull, The corrosion of steel in a reinforced concrete bridge. Corr. 1956; 13:173–8.
- [37] V. K. Gouda, Corrosion and corrosion inhibition of reinforcing steel. Br Corr. J 1970; 5:198.
- [38] A. Rosenberg, C.M. Hansson, C. Andrade, Mechanisms of corrosion of steel in concrete. In: Skalny J, editor. Materials science of concrete. Westerville: J. Am. Ceram., Inc. 1989; 85–313.

- [39] P. D. Cady, R.E. Weyers, Chloride penetration and deterioration of concrete bridge decks. *Cem. Concr. Aggreg.* 1983;5(2):81–7.
- [40] Rilem report 14. Durability design of concrete structures. In: Sarja A, Vesikari E, editors. E&FN Spon; 1996.
- [41] S. Feliú, C. Andrade. Manual de inspección de obras dañadas por corrosión de armaduras. Centro Nacional de Investigaciones Metalúrgicas (CENIM) y el Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción, Madrid, España. 1989.
- [42] P. Helene. Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto. 2da. Ed. São Paulo, PINI, 1992.
- [43] P. Repette. Contribuição á inspeção e á avaliação da segurança de estruturas acabadas de concreto armado". Porto Alegre. Dissertação (Maesirado)' Curso de Pós-Graduagáo em Engenharia Civil. Universidade Federal do Río Granda do Sul. 1991.
- [44] ACI Comitee 364. Gulde for Evaluation of Concrete Structure Prior to Rehabilitation. *ACI Materials Journal* 1993.
- [45] Red Iberoamerica XV.B, DURAR. Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de concreto armado, Comité editorial: Trocónis, Gladis, Andrade, Carmen; et_al, España, 2000.
- [46] R. E. Melchers, I. A. Chaves, 2 - Service life estimation of concrete infrastructure, Editor(s): F. Pacheco-Torgal, Robert E. Melchers, Xianming Shi, Nele De Belie, Kim Van Tittelboom, Andrés Sáez, In Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering, Eco-Efficient Repair and Rehabilitation of Concrete Infrastructures, Woodhead Publishing, 2018, Pages 15-41, ISBN 9780081021811, <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102181-1.00002-2>.
- [47] M. Alexander and H. Beushausen, Durability, service life prediction, and modelling for reinforced concrete structures – review and critique, *Cem. Concr. Res.* 2019.
- [48] B. D. M. Frangopol, J. S. Kong, E. S. Gharaibeh, Reliability-based life-cycle management of highway bridges, *J. Comput. Civ. Eng.* 15 (2001) 27–34, [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0887-3801\(2001\)15:1\(27\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0887-3801(2001)15:1(27)).
- [49] F. Biondini, D.M. Frangopol, Life-cycle performance of structural systems under uncertainty, *J. Struct. Eng.* 142 (2016) F4016001, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001544](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001544).

- [50] A. Akcamete, B. Akinci, J.H. Garrett, Potential utilization of building information models for planning maintenance activities, Proceedings of the ICCCBCE, 2010, pp. 151–157.
- [51] G. Barone, D.M. Frangopol, Life-cycle maintenance of deteriorating structures by multi-objective optimization involving reliability, risk, availability, hazard and cost, Struct. Saf. 48 (2014) 40–50, <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2014.02.002>.
- [52] M. D. Lepech, M. Geiker, A. Michel, H. Stang, Probabilistic design and management of sustainable concrete infrastructure using multi-physics service life models, 1st IGCMAT, 2016, pp. 01–12.
- [53] B. Becerik-Gerber, F. Jazizadeh, N. Li, G. Calis, Application areas and data requirements for BIM-enabled facilities management, J. Constr. Eng. Manag. 138 (2011) 431–442, [https://doi.org/10.1061/\(asce\)co.1943-7862.0000433](https://doi.org/10.1061/(asce)co.1943-7862.0000433).
- [54] C. Q. Li, Life-cycle modeling of corrosion-affected concrete structures: propagation. J. Struct. Eng. 2003;129(6):753–61.
- [55] Z. P. Bazant, Physical model for steel corrosion in concrete sea structures-theory. J. Struct. Div. 1979;105(6):1137–53.
- [56] P. B. Bamforth, The derivation of input data for modelling chloride ingress from eightyyear UK coastal exposure trials. Mag. Concr. Res. 1999;51(2):87–96.
- [57] C. Q. Li, Corrosion initiation of reinforcing steel in concrete under natural salt spray and service loading—results and analysis. Mater. J. 2000;97(6):690–7.
- [58] fib, Model code for service life design, Switzerland, fib bulletin 34 (2006).
- [59] F. M. Muñoz-Salinas, C. J. Mendoza-Escobedo, La durabilidad en las estructuras de concreto reforzado desde la perspectiva de la norma española para estructuras de concreto. Concreto y cemento. Investigación y desarrollo, vol. 4, Num. 1, 2012, pp. 63-86.
- [60] E. Poulsen, L. Mejlbro, Difusion of chloride in concrete, theory and application. Modern Concrete Technology (14). T&F, 2006. ISBN 0-419-25300-9.
- [61] P. S. Mangat, B.T. Molloy., Prediction of long term chloride concentration in concrete. Mater. Struct. 1994;27(6):338–46.

- [62] Informe UNE 83994-2, Norma Española, Durabilidad del concreto. Estrategia para comprobar la durabilidad en niveles. Parte 2: Cálculo de la vida útil en relación con el refuerzo de la corrosión del acero a través de la resistividad.
- [63] R. Douglas Hooton, Future directions for design, specification, testing, and construction of durable concrete structures. *Cem. Concr. Res.* 124 (2019) 105827.
- [64] H. Tsung-Chin, N. Van Kien, S. Yu-Min, C. Yuan-Rong, C. Pei-Ju, Effects of coarse aggregates on the electrical resistivity of Portland cement concrete. *Constr. Build. Mater.* 133 (2017) 397-408.
- [65] R. Kurda, J. de Brito, J. D. Silvestre, Water absorption and electrical resistivity of concrete with recycled concrete aggregates and fly ash. *Cement Concr. Compos.* 95 (2019) 169–182.
- [66] M. A. Climent, G. de Vera, J.F. López, E. Viqueira, C. Andrade, A test method for measuring chloride diffusion coefficients through nonsaturated concrete Part I. The instantaneous plane source diffusion case. *Cem. Concr. Res.* 32 (2002) 1113–1123.
- [67] M. Saleem, M. Shameen, S.E. Hussain, M. Maslehuddin, Effect of moisture, chloride and sulphate contamination on the electrical resistivity Portland cement concrete. *Constr. Build. Mater.* 10, No 3 (1996) 209-214.
- [68] G. de Vera, M. A. Climent, E. Viqueira, C. Antón, C. Andrade, A test method for measuring chloride diffusion coefficients through partially saturated concrete. Part II: The instantaneous plane source diffusion case with chloride binding consideration. *Cem. Concr. Res.* 37 (2007) 714–724.
- [69] P. Linares-Alemparte, C. Andrade, D. Baza, Porosity and electrical resistivity-based empirical calculation of the oxygen diffusion coefficient in concrete. *Constr. Build. Mater.* 198 (2019) 710-717.
- [70] R. A. Medeiros-Junior and M. G. Lima, Electrical resistivity of unsaturated concrete using different types of cement. *Constr. Build. Mater.* 107 (2016) 11-16.
- [71] M. Fares, G. Villain, S. Bonnet, S. Palma Lopes, B. Thauvin, M. Thiery, Determining chloride content profiles in concrete using an electrical resistivity tomography device. *Cement. Concr. Compos.* 94 (2018) 315–326.
- [72] A.M. Neville, *Properties of Concrete*, fifth ed., Pearson Education Ltd, London, 2011.

- [73] H. Chang, S. Mu, D. Xie, P. Wang, Influence of pore structure and moisture distribution on chloride “maximum phenomenon” in surface layer of specimens exposed to cyclic drying-wetting condition. *Constr. Build. Mater.* 131 (2017) 16-30.
- [74] V.A. Franco-Luján, M.A. Maldonado-García, J. M. Mendoza-Rangel, P. Montes-García, Chloride-induced reinforcing steel corrosion in ternary concretes containing fly ash and untreated sugarcane bagasse ash. *Constr. Build. Mater.* 198 (2019) 608-618.
- [75] R. B. Polder, W. H.A. Peelen, Characterization of chloride transport and reinforcement corrosion in concrete under cyclic wetting and drying by electrical resistivity, *Cem. Concr. Compos.* 24 (2002) 427–435.
- [76] C. Andrade, R. d’Andrea, N. Rebolledo, Chloride ion penetration in concrete: The reaction factor in the electrical resistivity model. *Cement. Concr. Compos.* 47 (2014) 41–46.
- [77] A. A. Torres-Acosta, F. Presuel-Moreno, C. Andrade, Electrical resistivity as durability index for concrete structures. *ACI Mater. J.* 116-M113 (2019) 245–253.
- [78] J. Zhang and L. Zoubir, Sensitivity analysis of simplified diffusion-based corrosion initiation model of concrete structures exposed to chlorides. *Cem. Concr. Res.* 36 (2006) 1312–1323.
- [79] OECD Multilingual Summaries. *Perspectivas de transporte 2019 ITF Resumen en español*. ISBN 978-92-82-10830-7. © OECD 2019.
- [80] Diario oficial de la federación, (07/12/2020).

https://www.dof.gob.mx/nota_detalle.php?codigo=5606867&fecha=07/12/2020

CAPÍTULO 7. ANEXOS

Fotografías de los diferentes elementos estudiados separados por puerto.

Puerto 1



Fig. 42. CP A2-3, reportado sin daño.



Fig. 43. Pilote 97N2, reportado sin daño.



Fig. 44. Pila 11E1, reportada con nivel de daño PB 2CSPa (dos caras dañadas sin pérdida de acero).

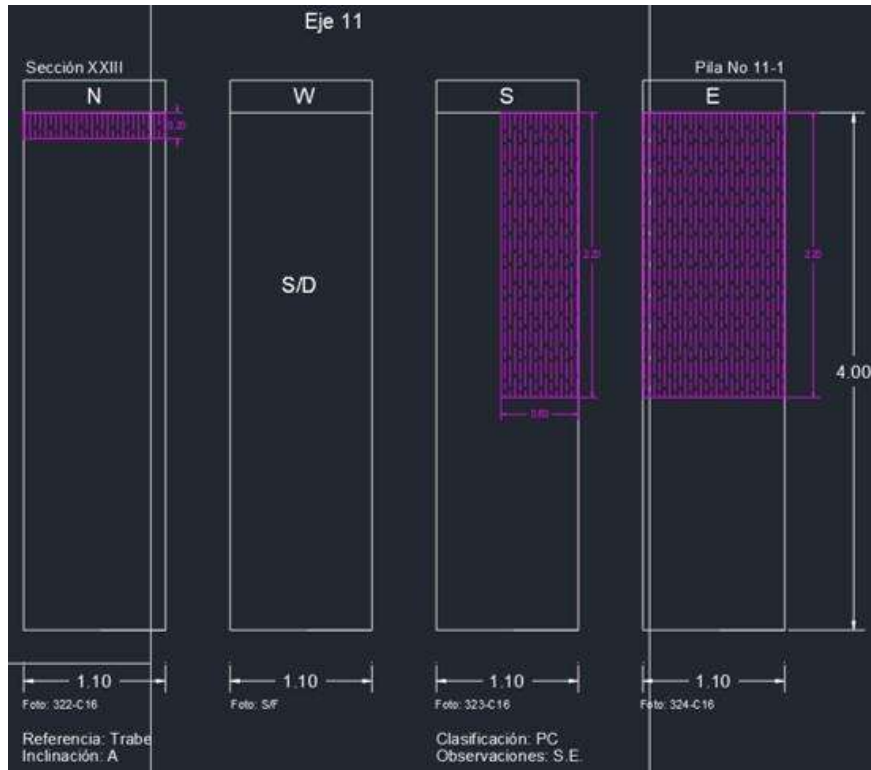


Fig. 45. Daños reportados en la Pila 11E1.



Fig. 46. Pilote 49S5, reportado sin daño.



Fig. 47. Pila 31E1, reportada con nivel de daño PF 3-4CCPa (tres o cuatro caras dañadas con pérdida de acero).

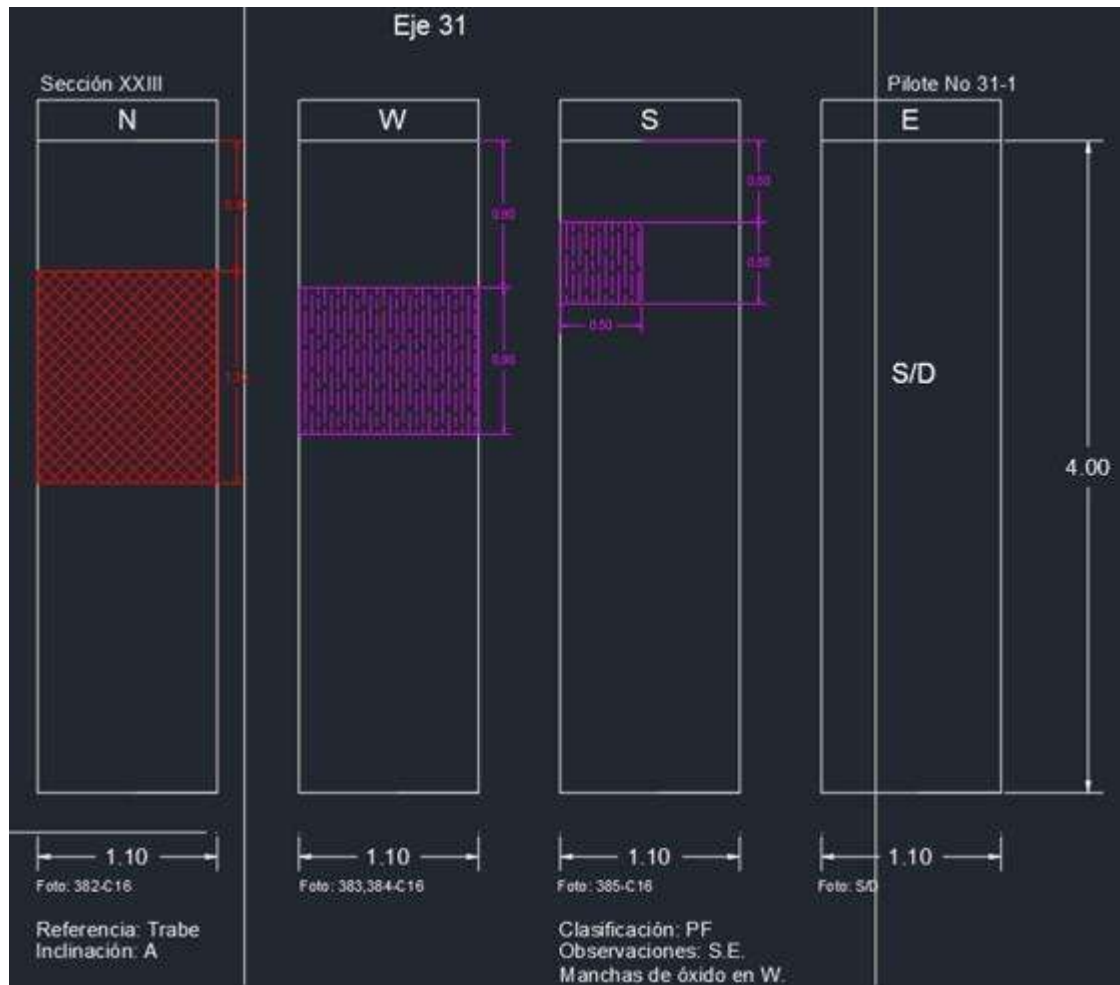


Fig. 48. Daños reportados en Pila 31E1.

Puerto 2

El elemento “Pila B106W M5” no cuenta con fotografía ya que fue reportado sin daños en ninguna de sus caras.



Fig. 49. Pilote 1E1E M10, reportado con nivel de daño PD 1CCPa (una cara dañada con pérdida de acero).

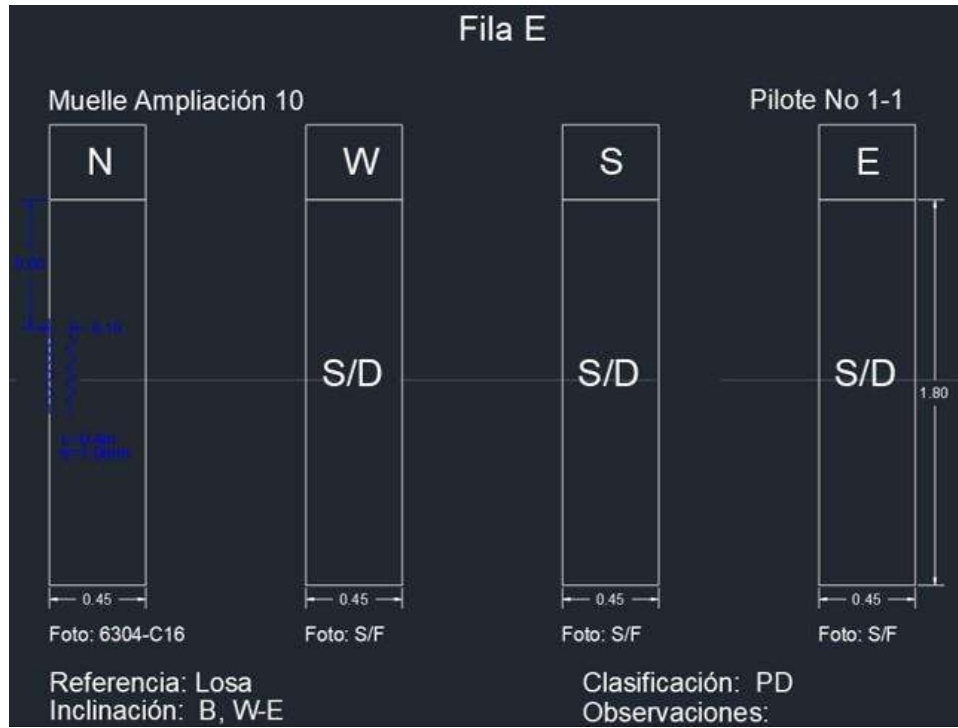


Fig. 50. Daños reportados en Pilote 1E1E M10.



Fig. 51. LR 45Este M9, reportada con nivel de daño 3 (más de 1m² de daño con pérdida de acero).

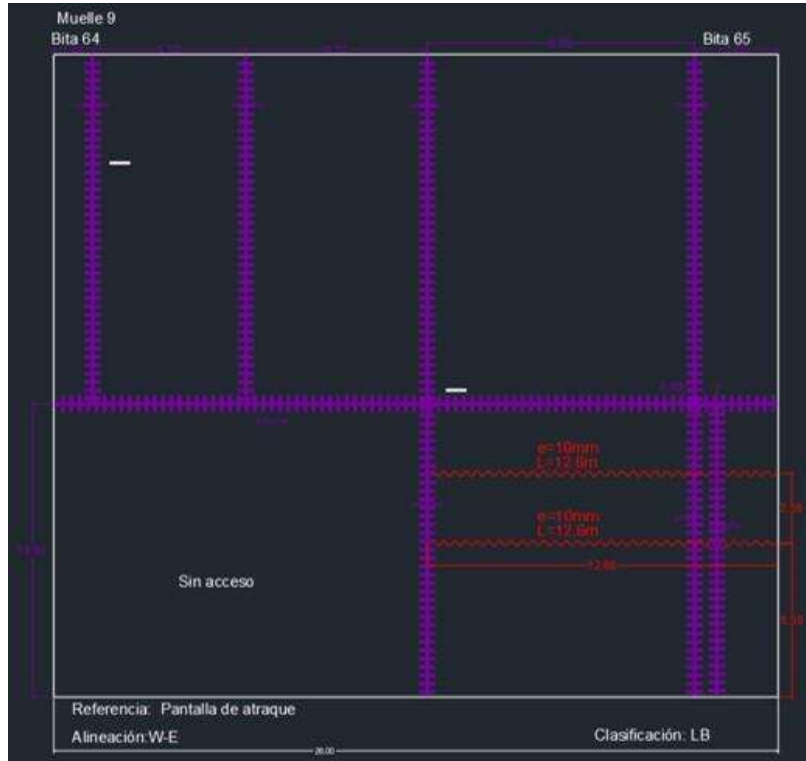


Fig. 52. Daños reportados en LR 45Este M9.



Fig. 53. LR 46Sur M11, reportada con nivel de daño 3 (más de 1m² de daño con pérdida de acero).



Fig. 54. LR 48Este M11, reportada con un nivel de daño 3 (más de 1m^2 de daño con pérdida de acero).



Fig. 55. LR 55Norte M10, reportada con un nivel de daño 3 (más de 1m^2 de daño con pérdida de acero).



Fig. 56. Pila A121E M6, reportada con un nivel de daño 4 PD 1CCPa (una cara dañada con pérdida de acero).

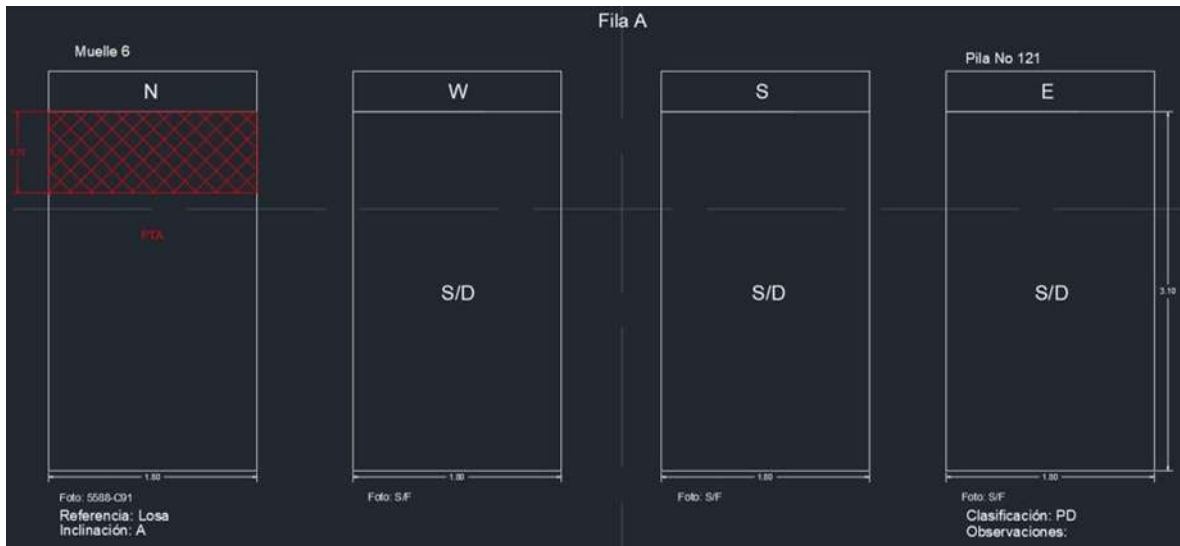


Fig. 57. Daños reportados en Pila A121E M6.



Fig. 58. Pila C33W M2, reportada con un nivel de daño 4 PD ICCPa (una cara dañada con pérdida de acero).

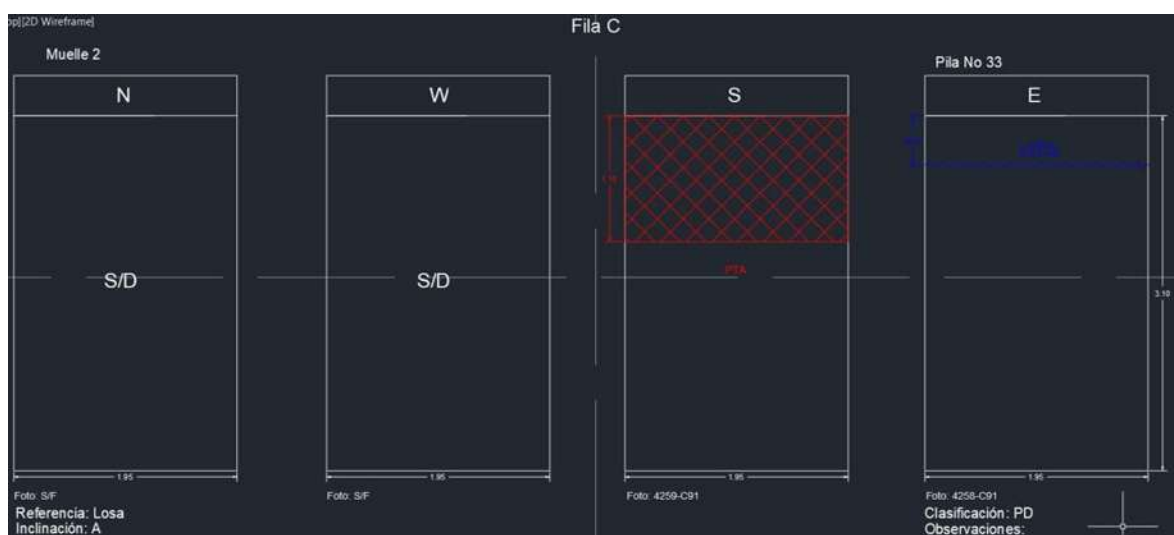


Fig. 59. Daños reportados en Pila C33W M2.

Puerto 3

Los elementos “pilote 4N11 XI, pilote 45S10 X, pilote 61W12 XII, pilote Mod 20, pilote 11N13-1 M13” no cuentan con fotografía ya que fueron reportados sin daños en ninguna de sus caras.



Fig. 60. BB pilote 42W7 VII, reportado con un nivel de daño 1 PA 1CSPa (una cara dañada sin pérdida de acero).

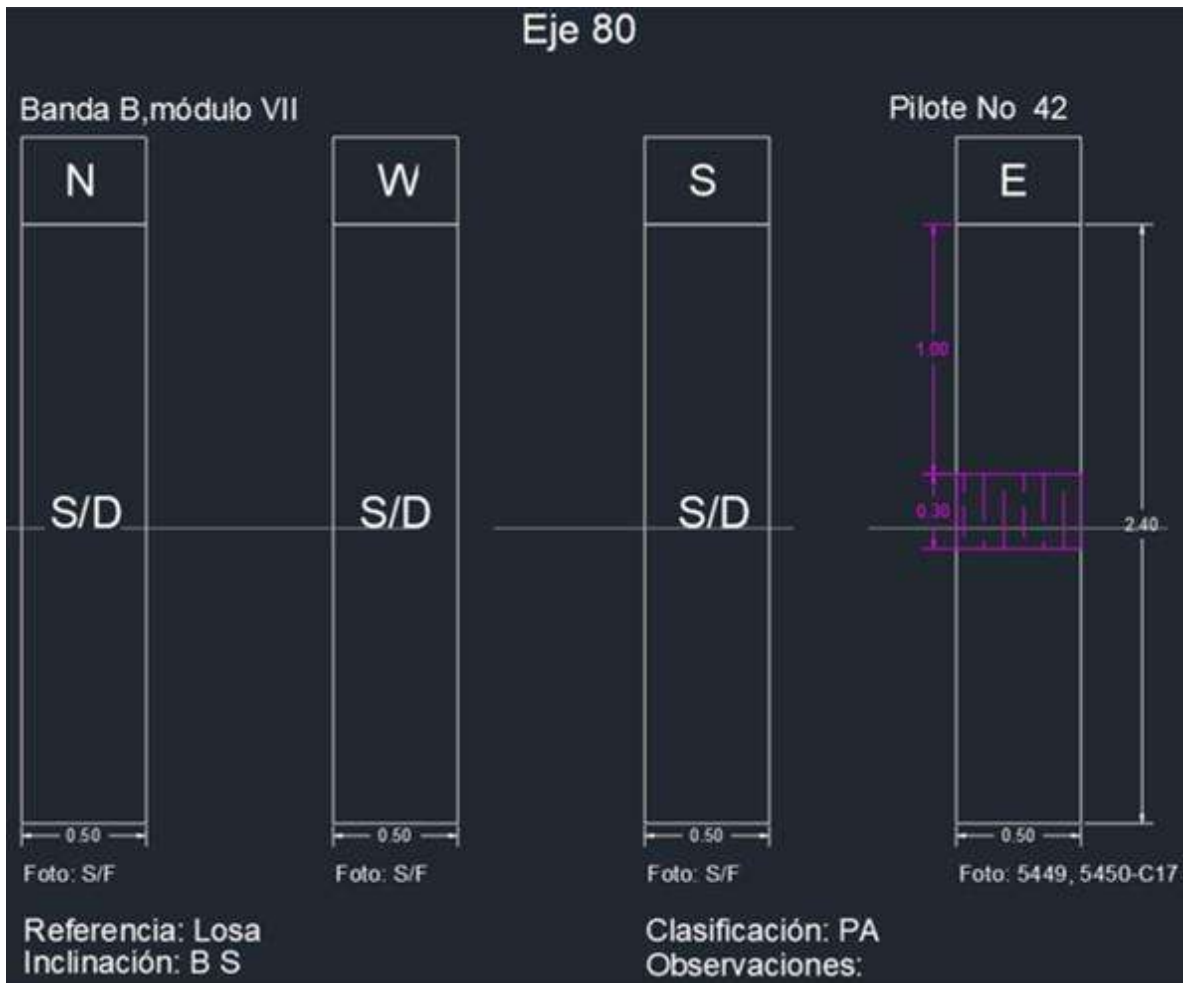


Fig. 61. Daños deportados en BB pilote 42W7 VII.



Fig. 62. BC pila B8N M14, reportada con nivel de daño 2 PB 2CSPa (dos caras dañadas sin pérdida de acero).

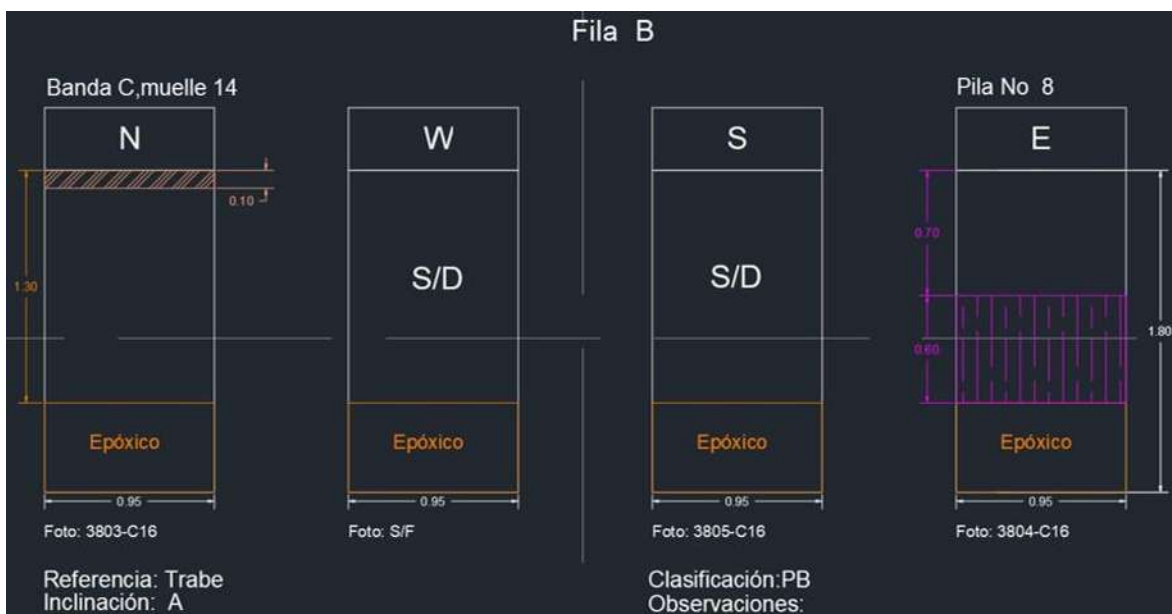


Fig. 63. Daños reportados en BC pila B8N M14.



Fig. 64. BD pila 70CS M15, con nivel de daño reportado de 2 PB 2CSPa CP (dos caras dañadas sin pérdida de acero y concreto pobre).

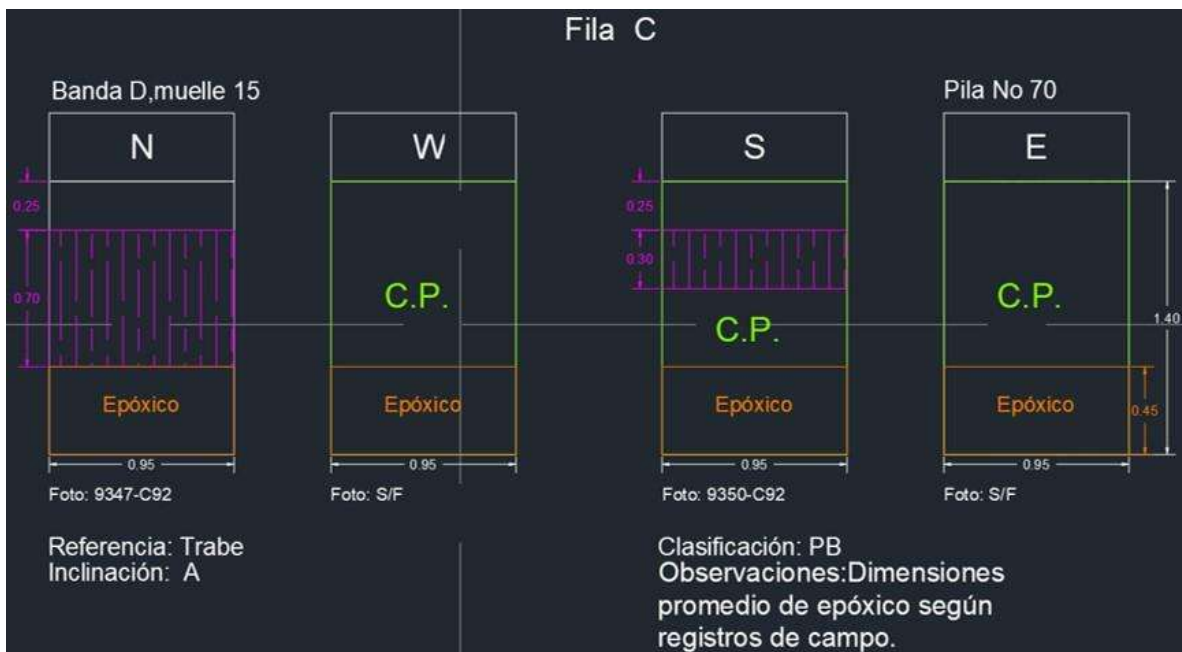


Fig. 65. Daños reportados en BD pila 70CS M15.



Fig. 66. BC pilote 12W17 XVII, reportada con nivel de daño 2 PB 2CSPa (dos caras dañadas sin pérdida de acero).

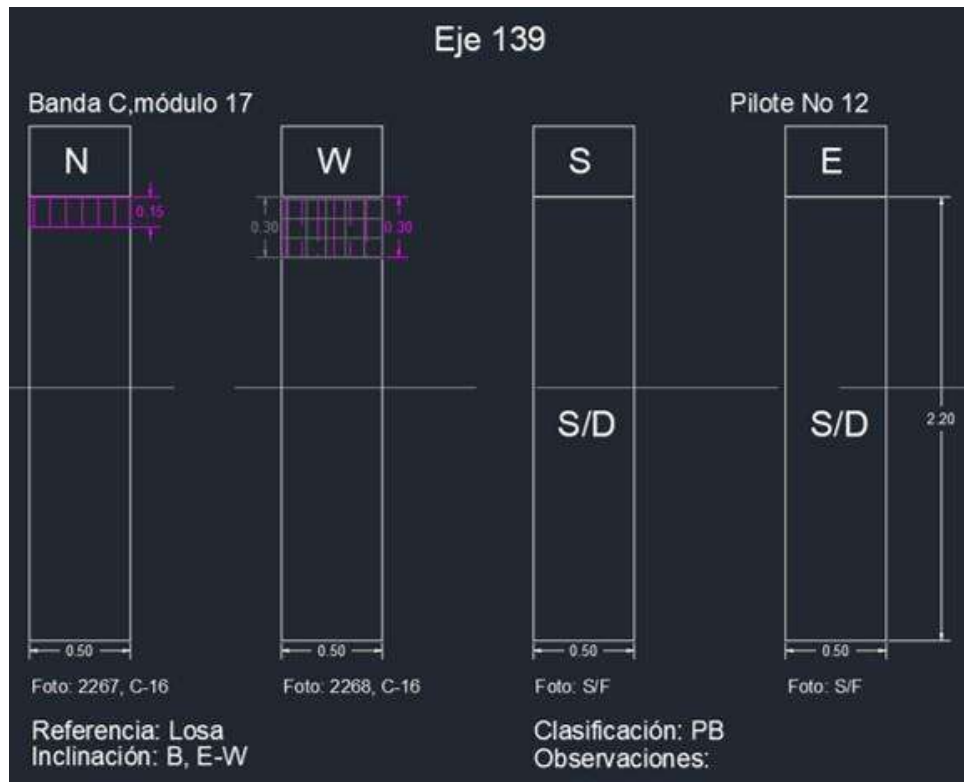


Fig. 67. Daños reportados en BC pilote 12W17 XVII.



Fig. 68. BC pilote 45S15 XVIII, reportado con un nivel de daño 5 PE 2CCPa (dos caras dañadas con pérdida de acero).

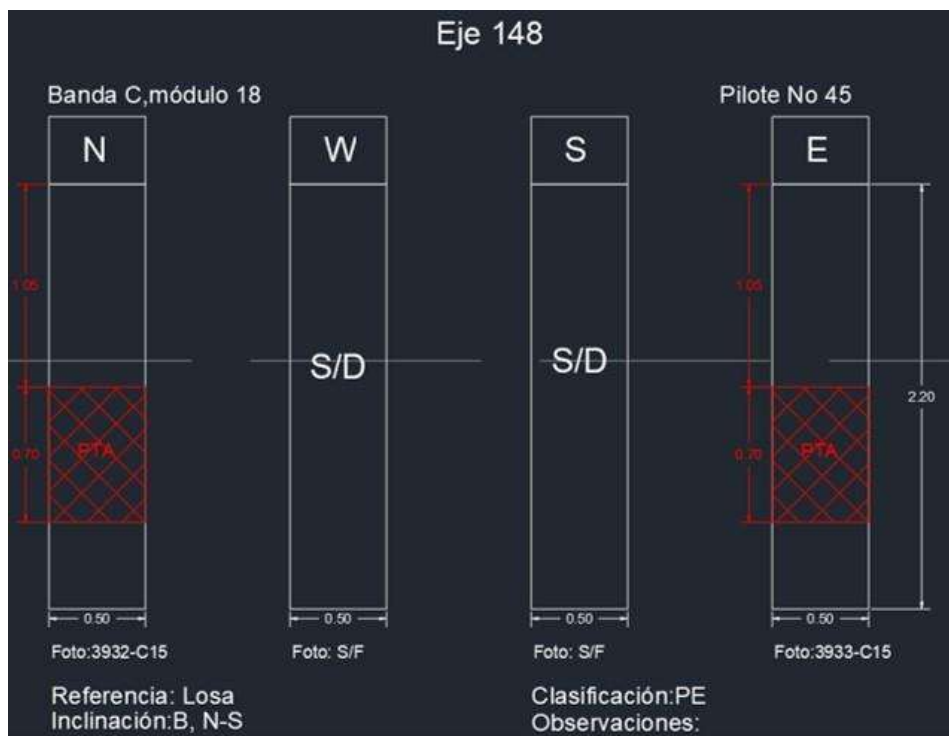


Fig. 69. Daños reportados en BC pilote 45S15 XVIII.



Fig. 70. BC pilote 51E13 XIII, reportada con un nivel de daño 6 PF 3-4CCPa (tres o cuatro caras con pérdida de acero).

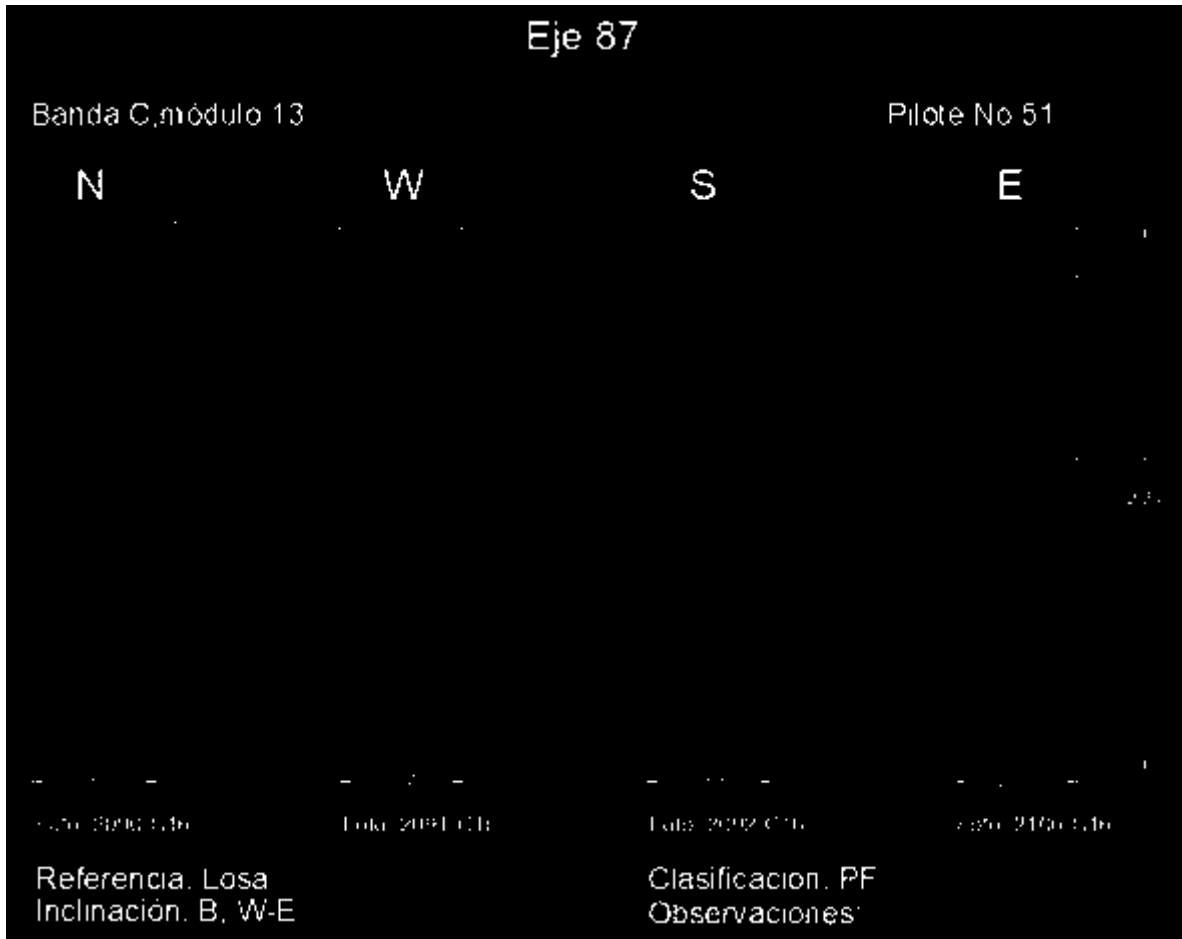


Fig. 71. Daños reportados en BD pila 64BW M15.



Fig. 72. BC pila D43N M14, reportada con nivel de daño 6 PF 3-4CCPa (tres o cuatro caras con pérdida de acero).

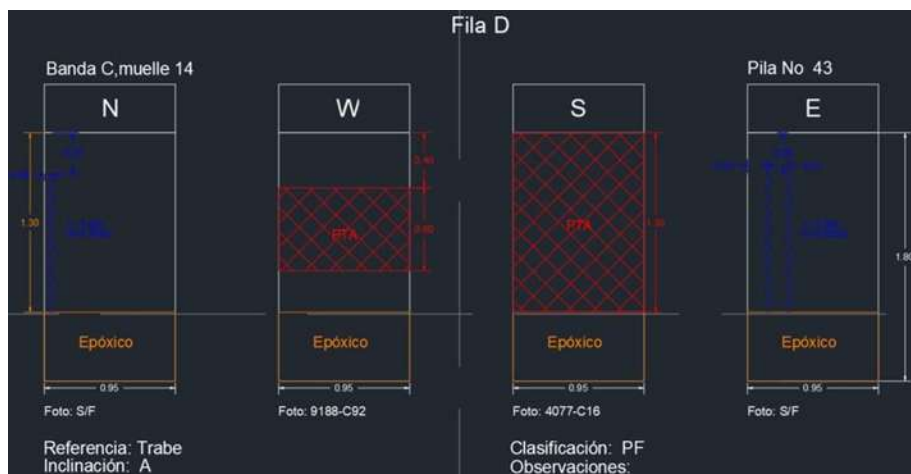


Fig. 73. Daños reportados en BC pila D43N M14.

Puerto 4



Fig. 74. M2 Pila N38D, reportada sin daño.

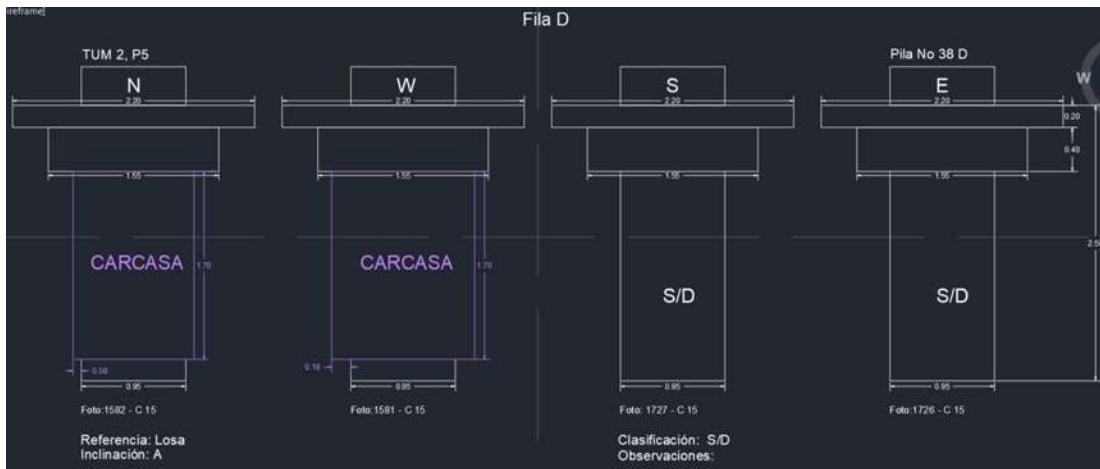


Fig. 75. Reporte de daños de M2 Pila N38D.



Fig. 76. Granos Pila S4D, reportada con nivel de daños 3 PC 3-4CSPa (tres o cuatro caras sin pérdida de acero).

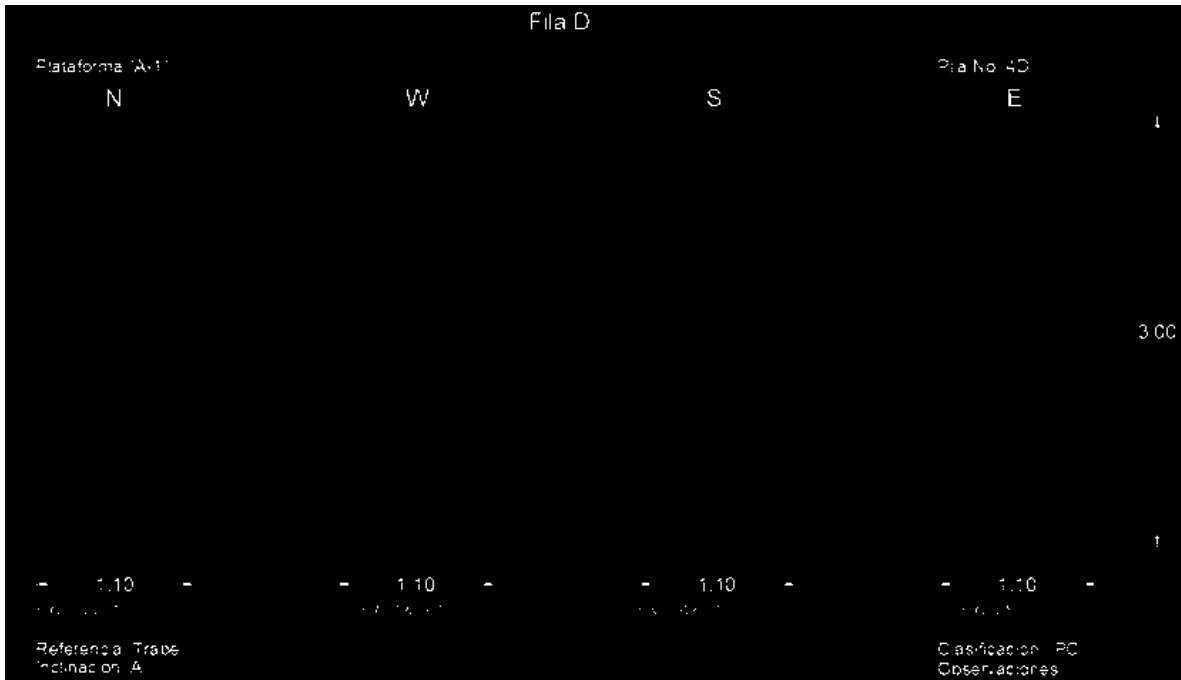


Fig. 77. Reporte de daños de Granos Pila S4D.



Fig. 78. M2 LR BLOQ. 3-22E, reportada con nivel de daño 3 (más de 1m2 de concreto dañado con pérdida de acero).

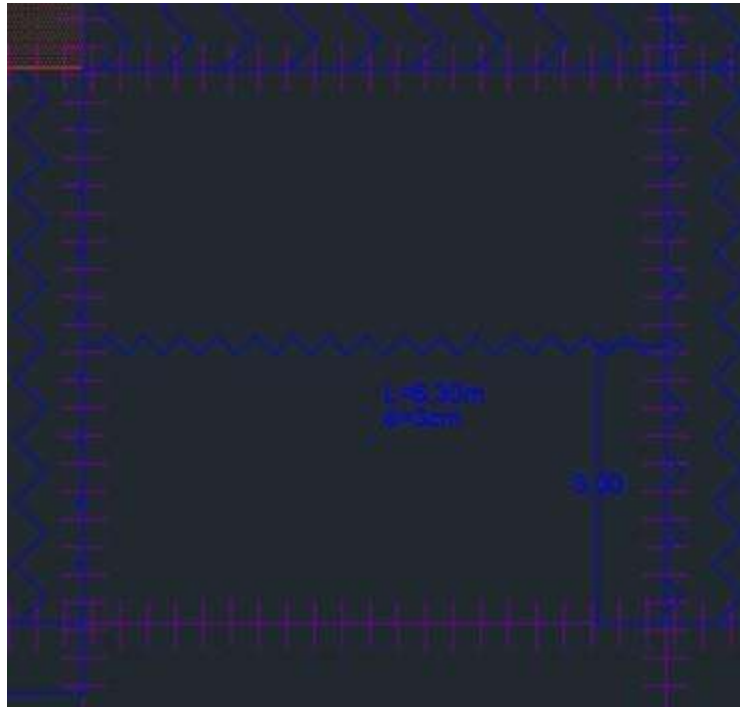


Fig. 79. Daños reportados en M2 LR BLOQ. 3-22E.



Fig. 80. M3 LR BLOQ. 3-28G, reportada con nivel de daño 3 (más de 1m2 de concreto dañado con pérdida de acero).

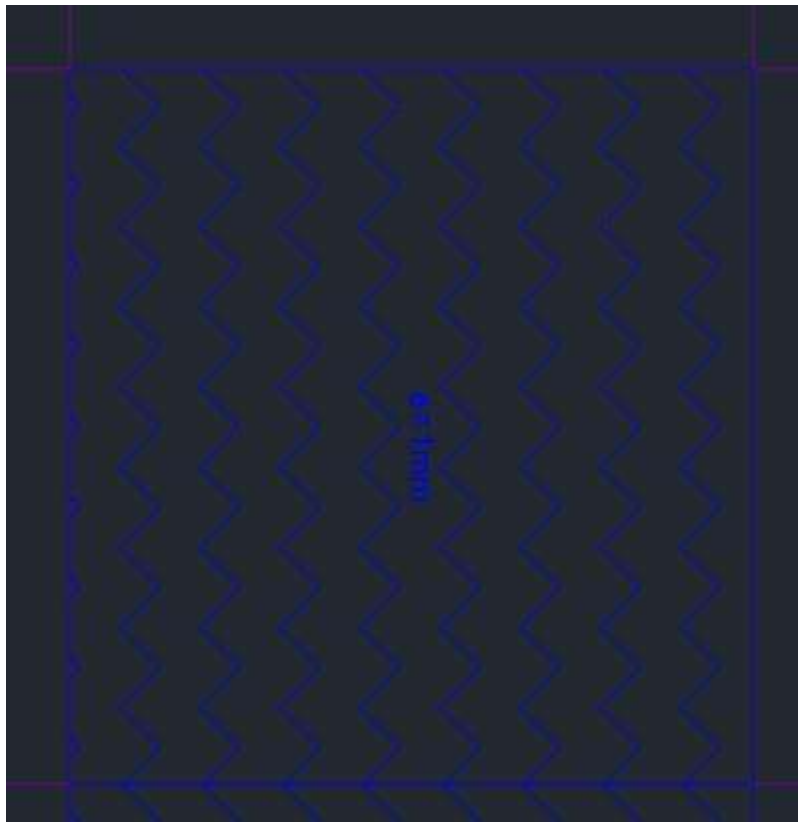


Fig. 81. Daños reportados en M3 LR BLOQ. 3-28G.



Fig. 82. Granos Pila E6D, reportada con nivel de daño 6 PF 3-4CCPa (tres o cuatro caras dañadas con pérdida de acero).

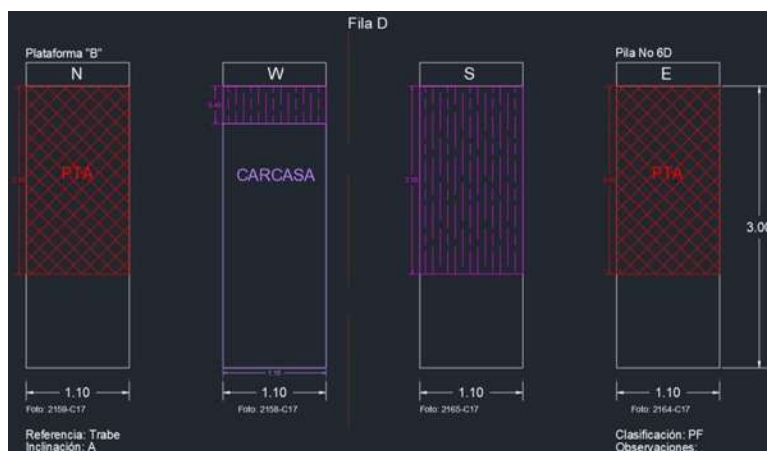


Fig. 83. Daños reportados en Granos Pila E6D.



Fig. 84. M1 Pila E51A, reportada con nivel de daño 6 PF 3-4CCPa (tres o cuatro caras dañadas con pérdida de acero).

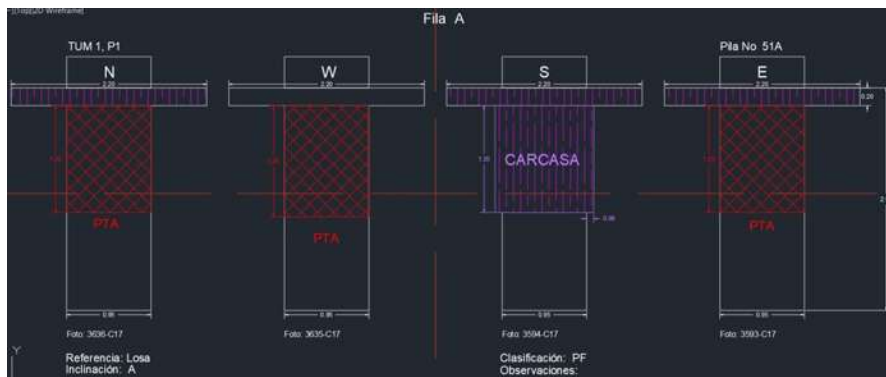


Fig. 85. Daños reportados en M1 Pila E51A.



Fig. 86. Granos Pila N52C, reportada con nivel de daño 6 PF 3-4CCPa (tres o cuatro caras dañadas con pérdida de acero).

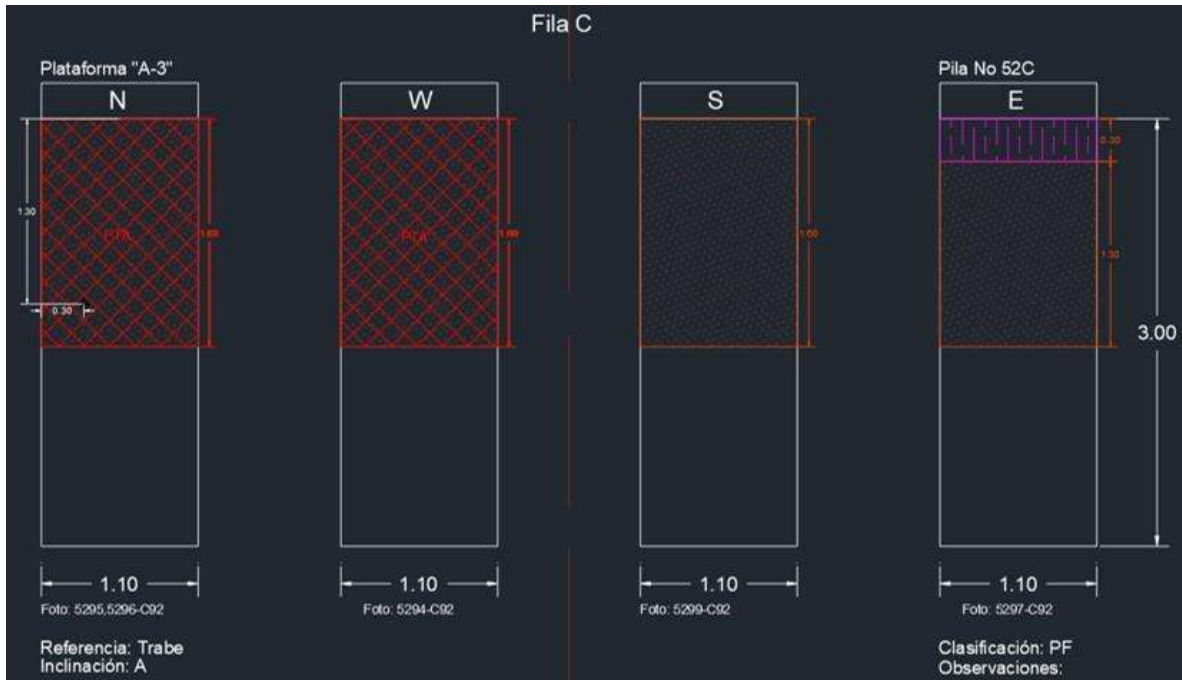


Fig. 87. Daños reportados en Granos Pila N52C.

Puerto 5

No existe fotografías de los elementos "Tablero2 LR y Tablero3 LR".



Fig. 88. Pilote 4'C1E, reportado sin daños.

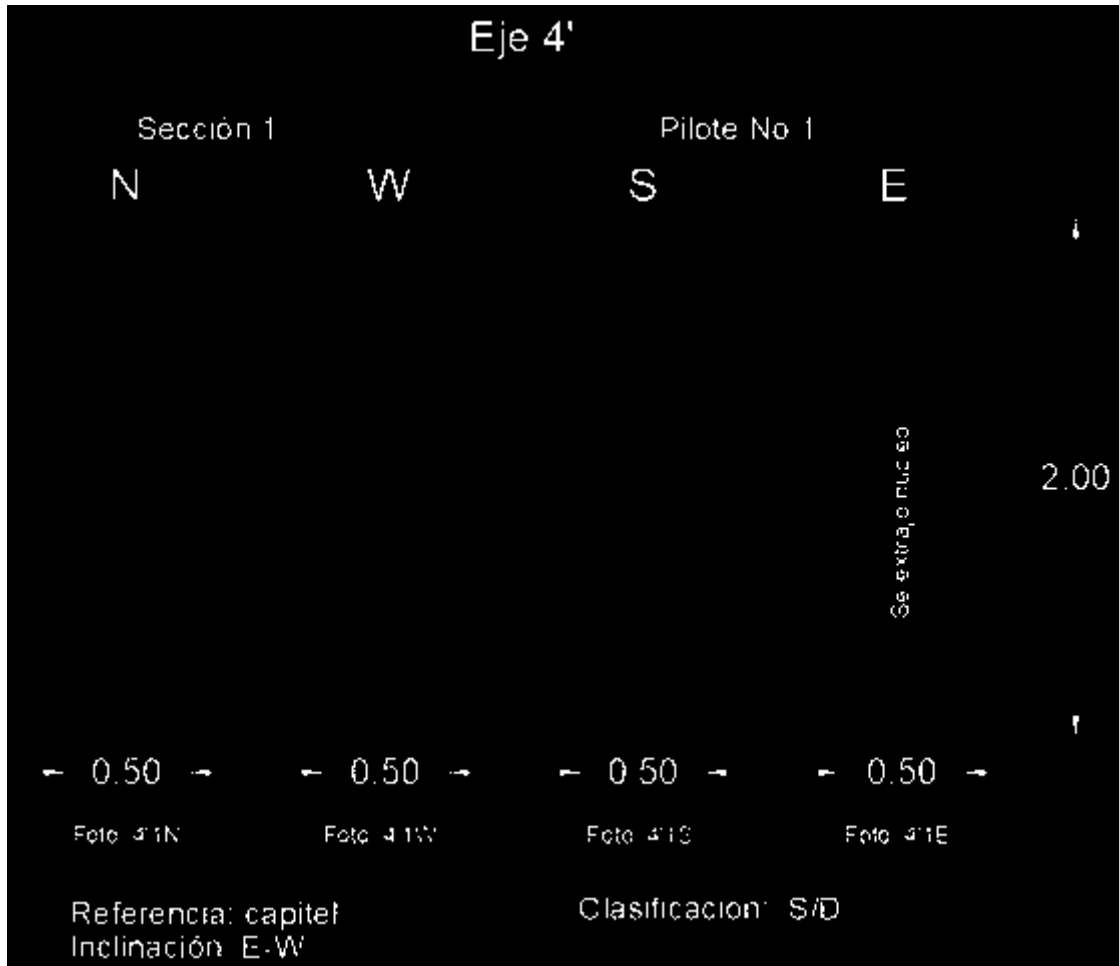


Fig. 89. Daños reportados en Pilote 4'CIE.



Fig. 90. Pilote 41C3W, reportado con nivel de daño 3 PC 3-4CSPa (tres o cuatro caras dañadas sin pérdida de acero).

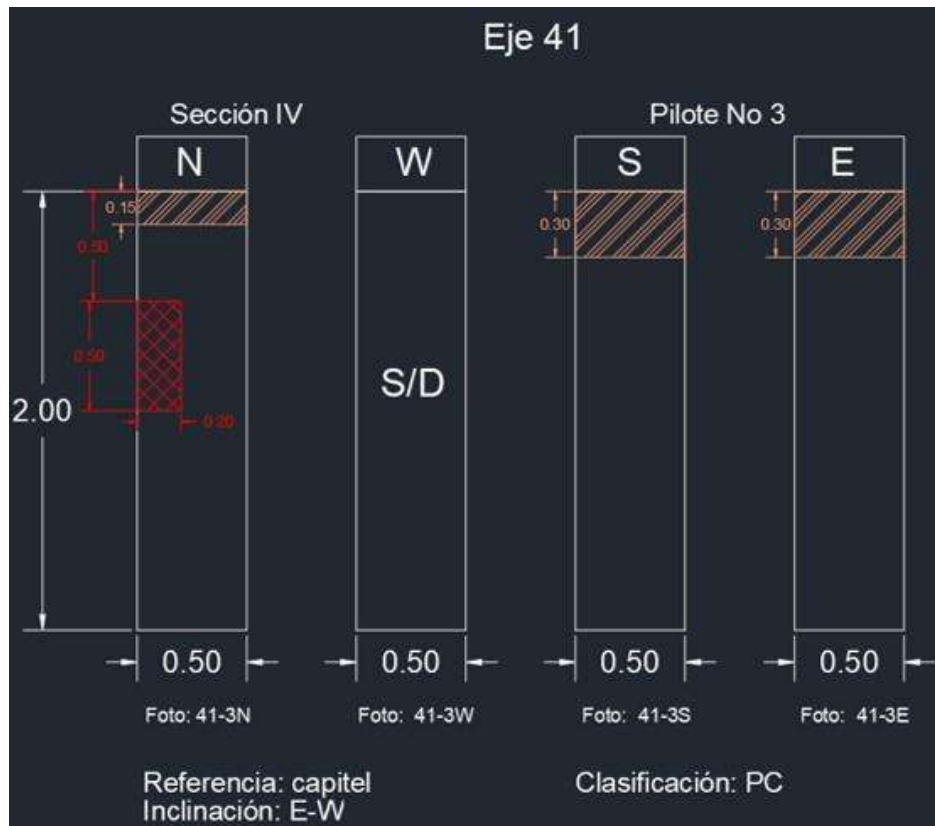


Fig. 91. Daños reportados en Pilote 41C3W.



Fig. 92. CP A/3-4, reportada con nivel de daño 6 NB 1mCPa (más de 1m2 de concreto dañado con pérdida de acero).

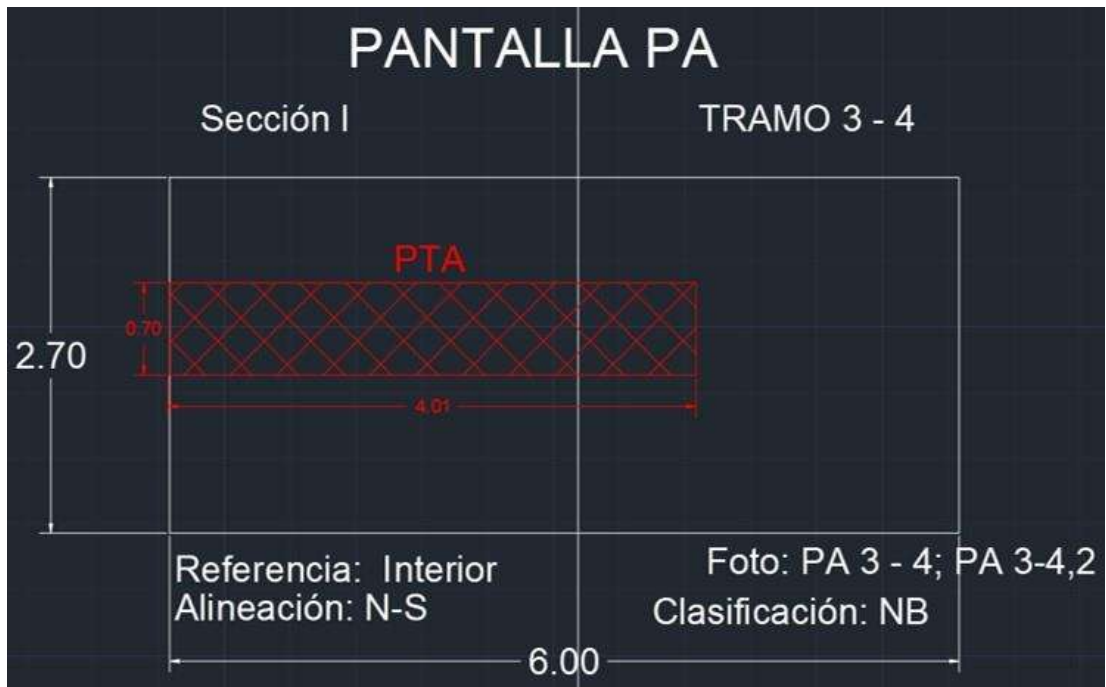


Fig. 93. Daños reportados en CP A/3-4.



Fig. 94. CP A/9-10, reportada con nivel de daño 6 NB 1mCPa (más de 1m² de concreto dañado con pérdida de acero).



Fig. 95. Pilote 14B1W, reportado con un nivel de daño 6 PF 3-4CCPa (tres o cuatro caras dañadas con pérdida de acero).



Fig. 97. Pilote 3B1E, reportado con nivel de daño 6 PF 3-4CCPa (tres o cuatro caras dañadas con pérdida de acero).

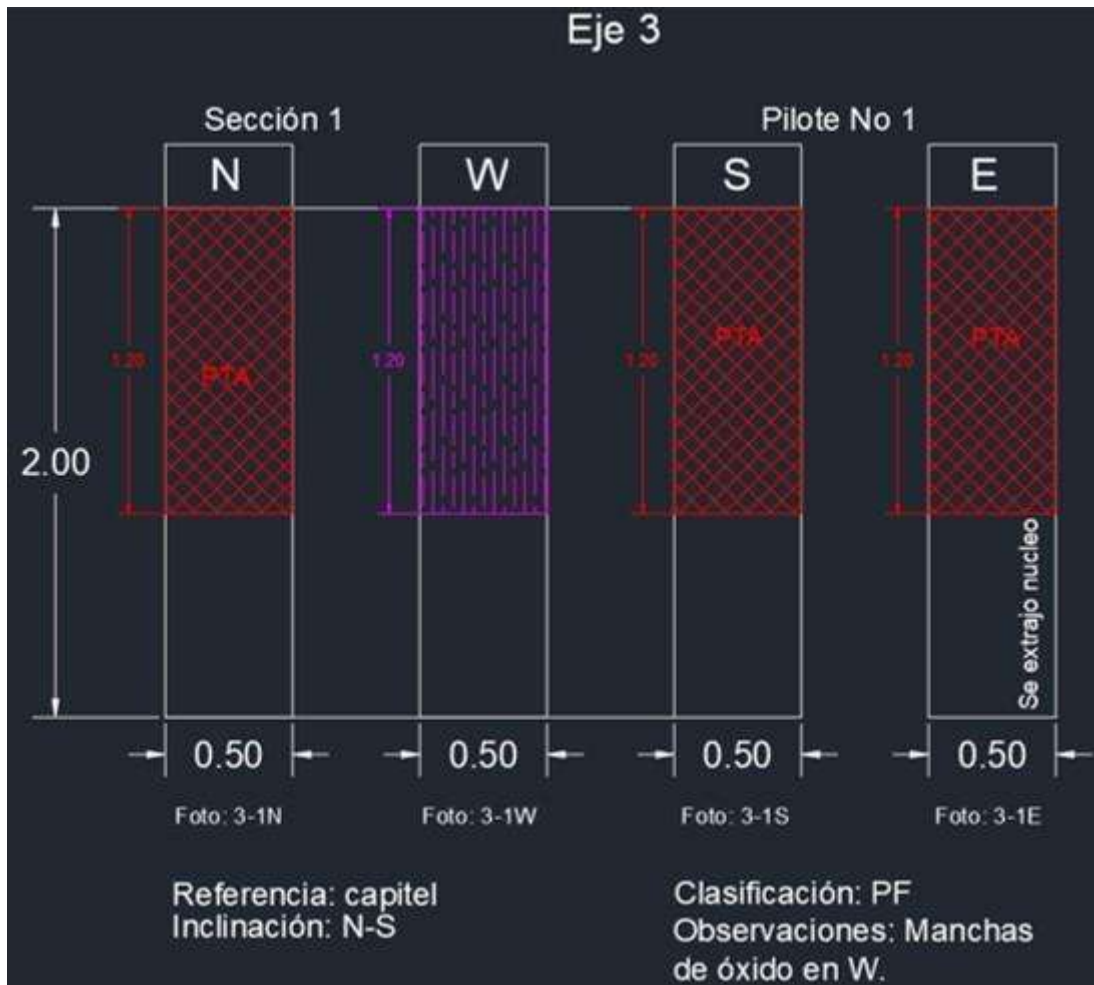


Fig. 98. Daños reportados en Pilote 3B1E.