



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE  
SAN NICOLAS DE HIDALGO**

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

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

***TESIS PROFESIONAL***

**“EVALUACIÓN POR DURABILIDAD Y PROPUESTA DE  
REHABILITACIÓN DEL PUENTE LA MANZANILLA I, UBICADO  
EN EL KM. 42+050 EN LA CARRETERA FEDERAL PLAYA AZUL-  
MANZANILLO, MICHOACÁN, MÉXICO”**

***PARA OBTENER EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN LA  
RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES***

***PRESENTA:  
Ingeniero MARCO ANTONIO MONDRAGÓN ORNELAS***

***ASESOR DE TESIS:  
Maestro en Administración WILFRIDO MARTÍNEZ MOLINA.***

***COASESORES DE TESIS:  
Doctora en Ingeniería ANGÉLICA DE LOURDES DEL VALLE MORENO***

***Doctor en Ingeniería JOSÉ TRINIDAD PÉREZ QUIROZ***

**Morelia Mich. Febrero de 2014**



## **DEDICATORIAS.**

### **A mi madre MARÍA ELENA ORNELAS ECHEVERRIA.**

Principalmente por darme la vida, por ser “LA MEJOR MADRE DEL MUNDO”, por su apoyo incondicional, ya que sin importar desvelos y sacrificios siempre ha estado a mi lado, por enseñarme el camino correcto y hacerme gente de bien.

### **A mi padre MARCELINO MONDRAGÓN CARDONA.**

Por ayudarme a conseguir una meta más en mi vida, por su apoyo, por la educación recibida, por sus consejos, por ser mi “PADRE” y por ser mi fuente de inspiración.

### **A MIS HERMANOS.**

Por ser una fuente de inspiración, por ayudarme a levantarme en los malos momentos y no dejarme vencer, y por todos los momentos que hemos pasado juntos, muchas gracias hermanos:

**ARMANDO MONDRAGÓN ORNELAS**

**JUAN GABRIEL MONDRAGÓN ORNELAS**

**JOSÉ JAIME MONDRAGÓN ORNELAS**

**MARÍA ELENA MONDRAGÓN ORNELAS**

**MARÍA DE LOS ANGELES MONDRAGÓN ORNELAS**

**ROXANA MONDRAGÓN ORNELAS**

**AGUSTÍN MONDRAGÓN ORNELAS**

**A MIS ABUELITOS TELLO Y LALA.**

Que aunque ya no están conmigo, de niño me cuidaron como verdaderos padres y siempre estuvieron pendiente de que no me faltara nada, sé que ya no están a mi lado pero desde el cielo siempre me han estado cuidando y guiando por el buen camino. Los extraño mucho.....

**GRACIAS POR SER LA FAMILIA QUE SOMOS, GRACIAS POR DARMÉ LA VIDA Y POR TODO LO QUE ME HAN ENSEÑADO.**

## **AGRADECIMIENTOS.**

### **A Dios.**

Primeramente doy gracias a dios por haberme dado la dicha de cumplir esta meta tan importante en mi vida, por darme la fuerza para seguir adelante ante momentos difíciles, por bendecir y cuidar a mi familia.

### **A la Dra. Elia Mercedes Alonso Guzmán.**

Por su grandeza como ser humano, por regalarme de sus conocimientos lo mejor, por darme parte de su tiempo y porque siempre me ha brindado su apoyo incondicional además de darme la confianza y motivación para desarrollarme en un ámbito profesional y laboral.

### **Al M. A. Ing. Wilfrido Martínez Molina.**

Por su apoyo, asesoramiento y estímulo para seguir creciendo en el ámbito profesional, así como por todas las facilidades que me brindó para la elaboración de este trabajo.

### **A Noel Díaz González.**

Por ser un amigo y compañero incondicional de trabajo, por todos los momentos que compartimos en el laboratorio y durante el estudio de la maestría, porque gracias a él me anime a realizar el curso propedéutico y hoy estar titulándome. Gracias por tu amistad.

### **Al Dr. José Trinidad Pérez Quiroz.**

Por brindarme sus conocimientos y experiencias en el ámbito profesional, por su valioso apoyo durante las pruebas realizadas en campo y en la elaboración del presente trabajo.

**A la Dra. Angélica de Lourdes del Valle Moreno.**

Por sus conocimientos brindados y sus aportaciones realizadas al presente trabajo.

**A Arturo Cervantes Cristóbal, Nancy Leticia Araujo Arreola, Ana Isabel Torres Murillo y Fredy Díaz González.**

Por su apoyo y colaboración durante las pruebas que realizamos en campo, por su amistad y dedicación mostrada durante esos días.

**Al personal del Laboratorio**

Al personal del Laboratorio de Materiales “Ing. Luís Silva Rúelas” de la Facultad de Ingeniería Civil, en especial a **M. en I. Cindy Lara Gómez, al Dr. Hugo Luís Chávez García y al Tec. Jesús Zauno Zamudio** por su apoyo y comprensión durante el tiempo que elabore las pruebas de campo y laboratorio, así mismo durante los dos años de la maestría. De igual forma al laboratorio por brindarme el espacio y equipo para realizar mis pruebas durante la investigación.

**A CONACYT.**

Por el apoyo económico brindado durante mis estudios, ya que sin su apoyo esta etapa en mi vida no hubiera sido posible.

**A la SCT.**

Por el apoyo brindado para poder llevar a cabo el presente trabajo, por brindarnos datos de los puentes y en especial del puente la Manzanilla I. sobre el cual está referido la presente investigación.

A mis compañeros y amigos que por más de 5 años he conocido en el laboratorio de materiales, a mis profesores y compañeros de la maestría, los cuales me compartieron sus experiencias y conocimientos

## RESUMEN.

Este proyecto evaluará la durabilidad del concreto en el puente “La Manzanilla I” ubicado en la carretera federal con número de identificación 200, Tramo Playa Azul – Manzanillo en el Km 42+050, a Cargo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes SCT, con unidad administrativa 636 con sede en el Centro SCT Michoacán y subsede Edificio SCT Campamento La Orilla, en Lázaro Cárdenas, Michoacán. El puente fue construido de concreto reforzado, tiene una antigüedad de 37 años y se encuentra en una atmosfera mariana, la cual es muy propicia para la corrosión del acero. El puente es de gran importancia para el estado de Michoacán, debido a que forma parte del corredor turístico de la costa michoacana, el puente se encuentra catalogado como clase 3 de acuerdo al programa SIPUMEX, lo que indica que estamos a buen tiempo para realizar el estudio y proponer una propuesta de reparación, para lo cual se le ejecutaron varias pruebas mediante una visita de campo para elaborar una inspección visual y detallada de las condiciones en las que se encuentra el puente y de igual forma se obtuvieron muestras representativas que indiquen las características de durabilidad del concreto con el que fue construido y que permitió obtener un diagnóstico. Las pruebas que se realizaron son las siguientes: velocidad de corrosión, potenciales, carbonatación, extracción de núcleos, esclerometría, compresión simple, módulos de elasticidad, porosidad y concentración de cloruros y sulfatos. Se siguió para el diagnóstico de la durabilidad de los materiales el criterio de revisión que maneja el Manual de inspección, diagnóstico de corrosión de estructuras de concreto armado de la RED TEMÁTICA XV. B DURAR. CYTED. La finalidad de esta tesis consiste en hacer una inspección detallada del puente “La Manzanilla I” con base en los criterios de durabilidad de forma que los resultados del diagnóstico puedan contribuir efectivamente para una adecuada rehabilitación, cuando esta fuese necesaria.

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

## **ABSTRACT.**

This project the permanence of the materials will evaluate in the bridge " La Manzanilla I " located in the federal road with number of identification 200, Playa Azul – Manzanillo in the Km 42+050, at the expense of the Secretariat of Communications and Transports SCT, with administrative unit 636 with headquarters in the Center SCT Michoacán and subheadquarters Building SCT Camp The Shore, in Lázaro Cárdenas, Michoacán. The bridge was constructed of concretely reinforced; it has an antiquity of 37 years and is in a Marian atmosphere, which is very propitious for the corrosion of the steel. The bridge performs great importance for Michoacán's condition, due to the fact that it forms a part of the tourist corridor of the coast michoacana, the bridge is catalogued as class 3 of agreement to the program SIPUMEX, which indicates that we are to good time to realize the study and to propose an offer of repair, for which him several tests were executed by means of a field visit to elaborate a visual and detailed inspection of the conditions in which one finds the bridge and of equal form there were obtained representative samples that indicate the characteristics of permanence of the materials with those that it was designed and that allowed to obtain a diagnosis. The tests that were realized are the following ones: speed of corrosion, potentials, carbonation, extraction of cores, esclerometría, simple compression, modules of elasticity, porosity and concentration of chlorides and sulfates. Followed for the diagnosis of the permanence of the materials the criterion of review that handles the Manual of inspection, diagnosis of corrosion of structures of reinforced concrete of the RED TEMATICA XV, B DURAR CYTED. The purpose of this thesis consists of doing a detailed inspection of the bridge "The Manzanilla I "with base in the criteria of permanence so that the results of the diagnosis could contribute really to a suitable rehabilitation, when this one was necessary.

**Key words:** Permanence; concrete Reinforced; coastal Atmosphere; corrosion; Inspection; Diagnosis; Rehabilitation.

## ÍNDICE GENERAL.

### Contenido

DEDICATORIAS.....	1
AGRADECIMIENTOS.....	3
RESUMEN.....	5
ABSTRACT.....	6
ÍNDICE GENERAL.....	7
ÍNDICE DE IMÁGENES.....	12
ÍNDICE DE TABLAS.....	16
ÍNDICE DE GRÁFICAS.....	18
I. INTRODUCCIÓN.....	19
I. 1.- Planteamiento del problema.....	22
I. 2.- Objetivo.....	23
I. 3.- Justificación.....	23
II. CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES.....	25
II. 1.- Antecedentes.....	25
II. 2.- Reseña Histórica de los Puentes en México.....	26
II. 3.- Elementos de un puente.....	29
II. 3.1.- Elementos portantes (vigas).....	31
II. 3.2.- Sistemas de piso (losa).....	31
II. 3.3.- Pilas y estribos.....	32
II. 3.4.- Sistemas de apoyo.....	32
II. 3.5.- Juntas de dilatación.....	32



II.	3.6.- Cabezales. ....	33
II.	3.7.- Superficie de rodamiento. ....	33
II.	3.8.- Parapeto. ....	33
II.	3.9.- Señalización.....	33
II.	3.10.- Cimentación. ....	34
II.	4.- Clasificación de los puentes. ....	34
II.	4.1.- Puentes de madera.....	35
II.	4.2.- Puentes de mampostería.....	36
II.	4.3.- Puentes metálicos.....	37
II.	4.4.- Puentes de concreto armado. ....	37
II.	4.5.- Puente de viga. ....	38
II.	4.6.- Puentes de arco.....	38
II.	4.7.- Puentes colgantes. ....	39
II.	4.8.- Puentes en Cantilíver.....	39
II.	4.9.- Puentes levadizos. ....	40
II.	4.10.- Puentes basculantes.....	41
II.	4.11.- Puentes giratorios. ....	41
II.	4.12.- Puentes de elevación vertical. ....	42
III.	GENERALIDADES DEL CONCRETO.....	43
III.	1.- Características de los componentes del concreto reforzado....	44
III.	1.1.- Cemento. ....	44
III.	1.2.- Materias primas del cemento portland. ....	45
III.	1.3.- Tipos de cemento. ....	46
III.	1.4.- Especificaciones mecánicas y físicas del cemento.....	47

III.	1.5.- Composición de los cementos. ....	47
III.	1.6.- Propiedades físicas del cemento. ....	48
III.	1.7.- Aplicaciones del cemento en función de su resistencia. ....	49
III.	2.- Agua.....	50
III.	3.- Agregados pétreos. ....	51
III.	4.- Acero.....	54
IV.	PROBLEMAS DE DURABILIDAD DEL CONCRETO. ....	56
IV.	1.- Condiciones que afectan la durabilidad.....	56
IV.	2.- Medios agresivos. ....	57
IV.	2.1.- Ataque en medios sulfurosos.....	58
IV.	2.2.- Ataque en medios ácidos.....	60
IV.	2.3.- Degradantes atmosféricos (carbonatación). ....	61
IV.	3.- Corrosión.....	63
IV.	4.- Mecanismos mecánicos.....	64
V.	TÉCNICAS DE REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.....	66
V.	1.- Sistemas para la reparación y el refuerzo de estructuras. ....	67
V.	1.1.- Tratamiento de fisuras. ....	68
V.	1.2.- Mantenimiento y sellado de los drenes.....	69
V.	1.3.- Reparación de coqueas y oquedades.....	70
V.	1.4.- Reparación de disgregaciones de concreto.....	71
V.	1.5.- Refuerzo con concreto armado.....	71
V.	1.6.- Reparación de pilares dañados por sismo o impactos.....	72
V.	1.7.- Refuerzo en vigas. ....	73
V.	1.8.- Refuerzo de pilares con perfiles metálicos.....	74

V.	1.9.- Refuerzo con cables metálicos (postensado). .....	75
V.	1.10.- Refuerzo con compuestos FRP. ....	77
VI.	METODOLOGÍA DE INSPECCIÓN DE PUENTES. ....	81
VI.	1.- Concepto de inspección de puentes. ....	85
VI.	2.- Estrategias de solución para rehabilitaciones o reparaciones... ..	87
VI.	3.- Reporte final. ....	88
VI.	4.- Reporte del puente la Manzanilla I. ....	88
VI.	4.1.- Localización. ....	88
VI.	4.2.- Datos generales del puente. ....	90
VI.	4.3.- Inspección visual. ....	91
VII.	METODOLOGÍA DE LAS TÉCNICAS DE EVALUACIÓN. ....	97
VII.	1.- Tipos de ensayos. ....	97
a)	Pruebas destructivas. ....	97
b)	Pruebas no destructivas. ....	97
VII.	1.1.- Determinación de la ubicación y profundidad del acero. ....	99
VII.	1.2.- Extracción de muestras o testigos. ....	99
VII.	1.3.- Encamisado de pilas. ....	102
VII.	1.4.- Resistividad eléctrica. ....	104
VII.	1.5.- Velocidad de Pulso Ultrasónico. ....	107
VII.	1.6.- Esclerometría. ....	109
VII.	1.7.- Profundidad de Carbonatación. ....	111
VII.	1.8.- Concentración de Iones Cloruros. ....	113
VII.	1.9.- Resistencia a la Compresión. ....	114
VII.	1.10.- Porosidad. ....	117

VII.	1.11.- Medición de la velocidad de corrosión. ....	119
VIII.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN. ....	123
VIII.	1.- Resistividad eléctrica. ....	123
VIII.	2.- Velocidad de Pulso Ultrasónico. ....	124
VIII.	3.- Esclerometría. ....	126
VIII.	4.- Resistencia a la Compresión. ....	128
VIII.	5.- Profundidad de Carbonatación. ....	131
VIII.	6.- Concentración de Cloruros. ....	133
VIII.	7.- Porosidad. ....	136
VIII.	8.- Pruebas electroquímicas en campo. ....	138
IX.	CONCLUSIONES. ....	151
X.	BIBLIOGRAFÍA. ....	153

## ÍNDICE DE IMÁGENES.

Imagen II-1. Puente accidental por árbol caído. ....	25
Imagen II-2. Vista general del puente Mezcala. ....	29
Imagen II-3. Corte transversal de un puente. ....	30
Imagen II-4.-Elevación de un puente. ....	31
Imagen II-5.- Puente de madera. ....	36
Imagen II-6.- Puente Plaza de Gallos (Estado de México). ....	36
Imagen II-7.- Puente de Infiernillo (Michoacán, México). ....	37
Imagen II-8.- Puente la Manzanilla I, Michoacán, México. ....	37
Imagen II-9.-. Puente de viga (Estado de México). ....	38
Imagen II-10.-. Puente Caracuaro, Michoacán México. ....	38
Imagen II-11.-Puente Golden Gate, San Francisco, EUA. ....	39
Imagen II-12.- Viaducto la unidad, Monterrey, NL. ....	40
Imagen II-13.- Puente Levadizo, Taiwán, China. ....	40
Imagen II-14.- Puente Albatros, Michoacán, México. ....	41
Imagen II-15.- Puente giratorio “Carmelo” (Uruguay). ....	41
Imagen II-16.- Puente de elevación vertical. ....	42
Imagen III-1.-Muestra de cemento en polvo. ....	44
Imagen III-2.-Muestra de agua. ....	51
Imagen III-3.-Agregados finos (arena). ....	51
Imagen III-4.-Agregados gruesos (grava). ....	52
Imagen IV-1.-Daños por sulfatos en el puente La Manzanilla. ....	59
Imagen V-1.-Manchas de lixiviación en el puente La Manzanilla. ....	70
Imagen V-2.-Refuerzo de viga con ángulos en la parte inferior. ....	73
Imagen V-3.-Reparación con placas metálicas. ....	74
Imagen V-4.-Reparación de la viga por sistemas atirantados. ....	75
Imagen V-5.-Tensado del cable. ....	75
Imagen V-6.-Recuperación y refuerzo de una viga dañada. ....	76
Imagen V-7.-Detalle de la pieza “A” ....	76
Imagen V-8.-Tejido de fibras de carbono. ....	77

Imagen V-9.-Tejido de fibra de arámida.....	77
Imagen V-10.-Tejido de fibra de vidrio.....	77
Imagen V-11.-Colocación de hojas preimpregnadas.....	79
Imagen V-12.-Imprimación con epóxico.....	79
Imagen V-13.-Puesta helicoidal de hojas.....	80
Imagen VI-1.-Macrolocalización del puente La Manzanilla I.....	89
Imagen VI-2.- Puente La Manzanilla (Imagen de Google earth).....	89
Imagen VI-3.- Vista del puente La Manzanilla .....	89
Imagen VI-4.- Delaminación con acero expuesto.....	91
Imagen VI-5.- Grietas y manchas de lixiviación	Imagen VI-6.-
Cangrejera.....	92
Imagen VI-7.- Acero expuesto.	Imagen VI-8.- Manchas de
humedad.....	92
Imagen VI-9.- Reparación agrietada.	Imagen VI-10.- Junta fría con
lixiviación.....	92
Imagen VI-11.-Aspecto general del claro 2.	Imagen VI-12.-Manchas
de humedad.....	93
Imagen VI-13.-Reparación agrietada.	Imagen VI-14.-Lixiviación en
alero .....	93
Imagen VI-15.-Desconchamiento con acero expuesto .....	93
Imagen VI-16.-Aspecto general del claro 3	Imagen VI-17Cangrejera con
manchas de humedad.....	94
Imagen VI-18.-Manchas y acero expuesto	Imagen VI-19.-Lixiviación
en drenes .....	94
Imagen VI-20.-Reparaciones en mal estado.....	94
Imagen VI-21.-Aspecto del claro 4	Imagen VI-22.- Parcheo
mal elaborado.....	95
Imagen VI-23.-Manchas y acero expuesto	Imagen VI-24.-Lixiviación
en drenes .....	95
Imagen VI-25.-Desconchamiento con acero expuesto en parapeto .....	95

Imagen VI-26. Vista del claro 5	Imagen VI-27.-Delaminacion con humedad .....	96
Imagen VI-28.- Delaminacion alero a tierra.	Imagen VI-29. Delaminacion con acero expuesto. ....	96
Imagen VI-30.- Delaminacion con acero expuesto. ....		96
Imagen VII-1.- Ubicación del acero con el pacómetro en las pilas. ....		99
Imagen VII-2.- proceso de extracción de núcleos de concreto en el puente La Manzanilla I .....		100
Imagen VII-3.-Corte de los núcleos de concreto para cloruros. ....		101
Imagen VII-4.-Proceso de resane de las extracciones de los núcleos de concreto .....		102
Imagen V-14.-Encamisados de goma o fibra de vidrio. ....		103
Imagen VII-5.-Medición de los especímenes y prueba de resistividad eléctrica. ....		105
Imagen VII-6.-Montaje de la prueba de resistividad en el laboratorio. ....		106
Imagen VII-7.-Medición de la velocidad de pulso ultrasónico .....		108
Imagen VII-8.-Equipo esclerométrico y ejemplo de prueba en el puente “La Manzanilla I” .....		111
Imagen VII-9.-Prueba de tensión indirecta (Brasileña) (Ref. 23). ....		111
Imagen VII-10.-Prueba de carbonatación. ....		112
Imagen VII-11.-Determinación del tiempo para que la Carbonatación alcance al acero de refuerzo (Ref. 1). ....		113
Imagen VII-12.-Determinación de las dimensiones de los núcleos. ....		115
Imagen VII-13.-.- Cabeceo de los núcleos de concreto. ....		116
Imagen VII-14.-Prueba de compresión simple. ....		117
Imagen VII-15.-Pruebas electroquímicas en el puente la Manzanilla I .....		121
Imagen VIII-1.-Pruebas con el Gecor 6 en el puente la Manzanilla I .....		138
Imagen VIII-2.-Ubicación de las pruebas con el Gecor en Pila 1 frente a mar. ....		140
Imagen VIII-3.-Ubicación de las pruebas con el Gecor en Pila 2 frente a		

Evaluación por durabilidad y propuesta de rehabilitación del puente la MANZANILLA I, ubicado en el km. 42+050 en la carretera federal Playa Azul-Manzanillo, Michoacán, México.

UMSNH 2014

tierra .....	144
Imagen VIII-4.-Ubicación de las pruebas con el Gecor en Pila 3, frente a mar y pila 2.....	147
Imagen VIII-5.-Ubicación de las pruebas con el Gecor en Pila 4.....	150



## ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla II-1.- Clasificación de puentes de acuerdo a su deterioro (Ref. 3) ....	28
Tabla II-2.- Cantidad y longitud de puentes por estado (Ref. 4). .....	29
Tabla III-1.-Principales componentes del cemento Portland.....	45
Tabla III-2.-Principales componentes del cemento Portland.....	46
Tabla III-3.-Características especiales de los cementos.....	46
Tabla III-4.-Especificaciones mecánicas y físicas del cemento. ....	47
Tabla III-5.-Composición de los cementos.....	47
Tabla III-6.-Diámetros, pesos, áreas y perímetros de barras.....	55
Tabla VI-1.- Datos del puente La Manzanilla. ....	90
Tabla VII-1.-Características básicas de los principales métodos de prueba. .....	98
Tabla VII-2.-Riesgo de corrosión de acuerdo a la resistividad (Ref.1).....	106
Tabla VII-3.-Criterios de evaluación del concreto (Ref. 1). ....	109
Tabla VII-4.-Factores de corrección por esbeltez (Ref. 24). ....	116
Tabla VII-5.- Clasificación de los niveles de corrosión.....	121
Tabla VIII-1.-.- Resultados de resistividad eléctrica. ....	123
Tabla VIII-2.-Resultados de velocidad de pulso ultrasónico. ....	125
Tabla VIII-3.-Criterios de evaluación del concreto (Ref. 1). ....	125
Tabla VIII-4.-Resistencia mediante el esclerómetro, en diferentes caras y alturas. ....	127
Tabla VIII-5.-Resumen de la resistencia mediante el Martillo Schmidt en el Puente La Manzanilla I. ....	127
Tabla VIII-6.-Resultados de la prueba de compresión simple en núcleos de concreto.....	129
Tabla VIII-7.-Resistencias promedio de cada elemento en estudio. ....	130
Tabla VIII-8.-Carbonatación frente al mar.....	131
Tabla VIII-9.- Carbonatación frente a tierra.....	132
Tabla VIII-10.- Porcentaje de cloruros en Pila 1 .....	133
Tabla VIII-11.-.- Porcentaje de cloruros en Pila 2. ....	134

Tabla VIII-12.-Porcentaje de cloruros en Pila 3. ....	134
Tabla VIII-13.- Porcentaje de cloruros en Pila 4. ....	135
Tabla VIII-14.- Porcentaje de porosidad. ....	136
Tabla VIII-15.- Indicadores de calidad del concreto respecto a porosidad. (Ref. 1) .....	137
Tabla VIII-16.-Análisis mediante Gecor de la pila 1 frente al mar .....	138
Tabla VIII-17.-Análisis mediante Gecor de la pila 1 frente a tierra. ....	139
Tabla VIII-18.-Análisis mediante Gecor de la pila 2 frente a mar.....	142
Tabla VIII-19.-Análisis mediante Gecor de la pila 2 frente a tierra. ....	142
Tabla VIII-20.-Análisis mediante Gecor de la pila 3 frente a mar y pila 2. ....	145
Tabla VIII-21.-Análisis mediante Gecor de la pila 3 frente a tierra. ....	145
Tabla VIII-22.-Análisis mediante Gecor de la pila 4 frente a mar.....	148
Tabla VIII-23.-Análisis mediante Gecor de la pila 4 frente a tierra. ....	148

## ÍNDICE DE GRÁFICAS.

Gráfica II-1.- Puentes de la red federal libre de peaje (Ref.4).....	28
Gráfica VIII-1.-Resistividad eléctrica del concreto. ....	124
Gráfica VIII-2.-Velocidad de pulso ultrasónico.....	126
Gráfica VIII-3.-Resistencia esclerométrica lado tierra y mar.....	128
Gráfica VIII-4.-Resistencia a la compresión.....	130
Gráfica VIII-5.-Comparación de resistencia a la compresión vs esclerometría.....	131
Gráfica VIII-6 .-Comparación de la profundidad de carbonatación con el recubrimiento del acero.....	132
Gráfica VIII-7.-Porcentaje de cloruros en Pila 1.....	133
Gráfica VIII-8.-Porcentaje de cloruros en Pila 2.....	134
Gráfica VIII-9.-Porcentaje de cloruros en Pila 3.....	134
Gráfica VIII-10.-Porcentaje de cloruros en Pila 4.....	135
Gráfica VIII-11.-Resultados de porosidad total. ....	136
Gráfica VIII-12.-Comparación de porosidad y carbonatación .....	137
Gráfica VIII-13.- Comparación del lado Mar y lado tierra en pila 1 .....	141
Gráfica VIII-14.-Comparación del lado Mar y lado tierra en pila 1 .....	141
Gráfica VIII-15.- Comparación del lado Mar y lado tierra en pila 2 .....	143
Gráfica VIII-16.- Comparación del lado Mar y lado tierra en pila 2 .....	143
Gráfica VIII-17.- Comparación del lado Mar y lado tierra en pila 3. ....	146
Gráfica VIII-18.- Comparación del lado Mar y lado tierra en pila 3. ....	146
Gráfica VIII-19.- Comparación del lado Mar y lado tierra en pila 4. ....	149
Gráfica VIII-20.- Comparación del lado Mar y lado tierra en pila 4. ....	149

## **I. INTRODUCCIÓN.**

Dentro de los sistemas de comunicación terrestre los puentes cumplen con una función primordial, ya que al salvar obstáculos topográficos dan continuidad al trazo de los caminos, evitando en muchas ocasiones el desarrollo de grandes desviaciones. Hay casos en los que un pequeño puente resuelve grandes problemas de conexión entre dos o más localidades, incluyendo problemas de transportación de personas y mercancías, lo que tiene gran repercusión en aspectos sociales, económicos y políticos de la región donde se encuentran.

Los puentes son las obras que tienen mayor costo unitario en una carretera, lo que significa que las erogaciones realizadas para su construcción son considerables. A consecuencia de ello surge la necesidad de mantenerlo en buen estado, evitando con ello la realización de grandes gastos en repararlos. Por ello, las dependencias encargadas de la operación y el mantenimiento de los sistemas carreteros nacionales han implementado programas de conservación y mantenimiento en los que incluyen este tipo de estructuras. Sin embargo, generalmente se carece de suficientes recursos para el mantenimiento de puentes lo cual da como resultado un mantenimiento diferido. Esto significa que dicho trabajos son retrasados hasta que se hace necesaria una intervención de carácter correctivo.

En los sistemas carreteros frecuentemente los puentes se deterioran más rápidamente de lo que son reparados, rehabilitados o reemplazados. Por ello y debido a la diversidad de este tipo de estructura, de los materiales empleados para su construcción y de las prácticas empleada para su cuidado, es necesario establecer políticas y metodologías uniformes mantenimiento, conservación, inspección y evaluación, para asegurar la correcta valoración de la condición de ellas.

Durante muchos años se pensó que las construcciones diseñadas con concreto armado tendrían una vida útil ilimitada, y los diseñadores y constructores estuvieron principalmente interesados en las características asociadas con la

resistencia mecánica de los materiales. A partir de 1980 se empezó a analizar con seriedad el hecho de que muchas construcciones no estuvieran manteniendo la seguridad y utilidad requeridas durante un tiempo suficientemente largo.

El deterioro de las estructuras de concreto reforzado es un tema de gran relevancia para la industria de la construcción en los últimos años. Se calcula un costo de 300,000 millones de dólares por fallas en la infraestructura en los Estados Unidos de América. Así mismo, se estima que de esa cantidad, es posible evitar pérdidas por alrededor de 100,000 millones de dólares tomando medidas de prevención contra la corrosión. (Ref. 1)

Para evaluar la condición de los puentes se han desarrollado diversos tipos y metodologías de inspección, atendiendo al grado de detalle con que se realiza la evaluación. Estos tipos de inspección comúnmente son aplicados en todo el mundo.

Algunas de las causas y razones que obligan a reforzar o reparar un puente podemos encontrar las siguientes:

- 1) Errores en el proyecto, errores durante la construcción, vigilancia, mantenimiento o reparaciones inexistentes o inadecuadas.
- 2) Uso de materiales inadecuados o deterioro y degradación de los mismos.
- 3) Variación con el tiempo de las condiciones de tráfico, aumento de las cargas vivas y velocidad de circulación de los vehículos.
- 4) Acciones naturales de tipo físico, mecánico o químico.
- 5) Acciones accidentales, terremotos, avalanchas, explosiones, impactos de vehículos con elementos resistentes del puente.

Desde el punto de vista estructural se puede considerar que el refuerzo o reparación de los puentes es debido, en general, a una de las tres razones siguientes:

- a) Necesidad funcional de aumentar la capacidad de carga de un puente en buen estado.

- b) Corregir ciertas fallas, que en su caso hayan detectadas que hacen suponer que ha disminuido la capacidad de carga prevista inicialmente.
- c) Saneamiento, reparación y refuerzo sometidos al deterioro natural del tiempo.

Cabe hacer notar que si se requiere realizar una reparación o un refuerzo que sea eficaz y duradero, es imprescindible tener un diagnóstico previo el cual deberá ser acertado y completo; no es suficiente conocer las deficiencias del puente, sino que es necesario saber cómo, cuándo y por qué se han producido, ya que únicamente así se garantiza el tratamiento más adecuado. Un refuerzo o reparación basada en un diagnóstico erróneo, puede producir, en muchos casos, males mayores que los que se requieren resolver.

Una causa importante en la falla de las estructuras carreteras es la sobre carga, ya que entre los años 1950 y 1970 se diseñaba con la carga viva de 24.5 ton; después de 1970 con 32.8 ton. A partir de 1980 se autorizó la circulación de vehículos con cargas de 46 y 77.5 ton. En el año de 1994 se autoriza la circulación de camiones de 143 ton (Ref. 2).

Por lo tanto, resulta pertinente revisar el estado de deterioro de los puentes en servicio y evaluar la capacidad portante remanente para poder planear y diseñar estrategias para su conservación, considerando diferentes materiales y nuevas tecnologías para su rehabilitación.

En lo que se refiere a los puentes que existen en la República Mexicana, más de la mitad de ellos presentan deterioros en su estructura, debido a la presencia de agentes atmosféricos que generan el deterioro del concreto y la corrosión del acero, así mismo al incremento de cargas de los vehículos y a fenómenos naturales, por lo que es necesario conocer la gravedad del problema y proponer una solución para reducir o mitigar el problema. Debido a esto el presente trabajo evalúa el estado del puente "LA MANZANILLA I" localizado en la carretera federal Playa Azul –Manzanillo, el cual forma parte del corredor turístico Lázaro Cárdenas – Manzanillo. El puente fue construido en 1975 con una longitud

de 155.1 m y está constituido por 4 pilas circulares huecas con un espesor de pared de 30 cm, 5 claros conformados por traveses cajón huecos y losa maciza, 1 estribo de concreto y otro estribo de mampostería (Ref. 3)

## **I. 1.- Planteamiento del problema.**

La corrosión en el concreto armado es un fenómeno que desde hace varias décadas ocupa el interés de los investigadores. Múltiples son los daños que provoca en las estructuras, daños que se acentúan con el paso del tiempo; y que comprometen los costos a gran escala.

Se refiere como agentes agresivos de las armaduras en el concreto a los cloruros y sulfatos. Los iones de sulfato intervienen en la degradación del concreto, lo que provoca que el acero de refuerzo quede expuesto al medio, originándose así su corrosión.

En los últimos años se ha sido testigos de que la corrosión es un problema muy importante para las estructuras, este fenómeno está asociado fundamentalmente a las características del concreto hidráulico, al medio ambiente y a la disposición de las armaduras en los componentes estructurales afectados.

Todos estos daños se han manifestado a través de fisuras en el concreto hidráulico paralelas a la dirección de los refuerzos, desprendimientos del recubrimiento, en componentes estructurales donde se presenta un elevado contenido de humedad. Los primeros síntomas de corrosión se evidencian por medio de manchas de óxido en la superficie del concreto hidráulico.

La corrosión ocasiona la disminución de la sección transversal de las armaduras, la pérdida de adherencia entre el acero y el concreto hidráulico y a la fisuración de éste.

Así mismo, el progresivo deterioro de las estructuras por corrosión provoca desprendimientos de material que pueden comprometer la seguridad de las personas.

Esta investigación tiene como finalidad, hacer pruebas no destructivas para la medición de corrosión con el aparato de Resistividad y Potenciómetro, que sirve para revisar el estado de la estructura, así mismo dar una valoración de la misma, para poder realizar las reparaciones necesarias y así mantener la seguridad de las personas que transiten por la estructura.

## **I. 2.- Objetivo.**

**Realizar una inspección completa del puente “La Manzanilla I”, que permita evaluar la durabilidad de la estructura y realizar una propuesta de rehabilitación.**

Para lo cual será necesario llevar a cabo una serie de pruebas en campo que faciliten realizar un diagnóstico, así mismo obtener muestras para analizar detalladamente la durabilidad del puente.

Dicha revisión será basada en los criterios que propone el Manual de la RED TEMÁTICA XV. B DURAR. CYTED, 2000.

## **I. 3.- Justificación.**

Este proyecto evaluará la durabilidad del concreto en el puente “La Manzanilla I” ubicado en la carretera federal Playa Azul – Manzanillo en el Km 42+050, a cargo de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes SCT, con subsede en el edificio SCT Campamento La Orilla, en Lázaro Cárdenas, Michoacán. El puente fue construido de concreto reforzado en el año 1975 y tiene una antigüedad de alrededor de 37 años y se encuentra en una atmósfera costera.

El principal proceso de degradación del concreto hidráulico armado en ambiente marino es la corrosión de la armadura por la acción de los cloruros del agua de mar.

La vida útil de una estructura, es el tiempo durante el cual la estructura presta servicio, para la cual fue proyectada.



La fase de iniciación corresponde al tiempo que los agentes agresivos “cloruros o dióxido de carbono” demoran para atravesar el recubrimiento y llegar a la armadura, para dar inicio a la corrosión.

El cálculo de la vida útil de una estructura de concreto hidráulico armado en ambiente marino, debe contabilizar el periodo de iniciación y el periodo de propagación (tiempo que tarda en producirse la fisuración del recubrimiento) de la corrosión.

Sabiéndose que las estructuras de concreto hidráulico no son eternas, y por tanto poseen una vida limitada, es necesario considerar el hecho de que a dichas estructuras tendrá que dárseles mantenimiento a ciertos periodos de tiempo.

Es por eso que se hará el análisis para descubrir si hay problemas que alerten las condiciones de la estructura; dando el caso como positivo, se identificarán las zonas y se darán soluciones al problema.

Para ofrecer los siguientes beneficios:

- A. Mejorar las condiciones de la estructura.
- B. Mejorar la vía de comunicación.
- C. Mejorar la vida útil de la estructura.
- D. Retardar la propagación de la corrosión.

## II. CARACTERÍSTICAS DE LOS PUENTES.

### II. 1.- Antecedentes.

Desde el tiempo de los primeros pobladores, los accidentes naturales como barrancas, ríos, cañadas y pantanos, fueron obstáculos para la búsqueda de los satisfactores elementales de los grupos étnicos. (Ref. 4)

Se cree que para vencer las adversidades, inicialmente el hombre observó las soluciones ocurridas espontáneamente en la naturaleza y, posteriormente las imito, como es el caso de los puentes formados por troncos de árboles caídos sobre el cauce de los ríos y sobre las depresiones naturales, o bien, los arcos naturales de roca, hechas por acción del agua.

Se han encontrado indicios que los primeros materiales que se utilizaron para construir puentes eran troncos, ramas de árboles, lianas, piedras y barro.

También utilizaron losas de piedra para arroyos pequeños cuando no había árboles cerca. Los siguientes puentes fueron arcos hechos con troncos o tablones y eventualmente con piedras, usando un soporte simple y colocando vigas transversales. La mayoría de estos primeros puentes eran muy pobremente contruidos y raramente soportaban cargas pesadas. Fue esta insuficiencia la que llevó al desarrollo de mejores puentes. El arco fue usado por primera vez por el Imperio romano para puentes y acueductos, algunos de los cuales todavía se mantienen en pie. Los puentes basados en arcos podían soportar condiciones que antes habrían destruido a cualquier puente.



Imagen II-1. Puente accidental por árbol caído.

## **II. 2.- Reseña Histórica de los Puentes en México.**

Para el siglo XVII, México ya contaba con una red de caminos, puentes grandes y con diseños novedosos y llamativos, así como los colgantes donde el viajero se transportaba por un columpio que se tendía de lado a lado del obstáculo por atravesar, usando cuerdas sujetas a árboles o estacas clavadas en las orillas.

A mediados del siglo XVII y XVIII se mencionan puentes levadizos los cuales tenían la doble función de vías de comunicación y apoyo a la defensa de la ciudad.

A partir de 1822 las comunicaciones y transportes dependía de la Secretaría de Relaciones Exteriores; y posteriormente, hasta 1853, del Ministerio de Fomento, Colonización, Industria y Comercio, cuyos compromisos eran los caminos y puentes de México.

En la ciudad de México en el siglo XIX, se disponía de materiales de construcción como piedra braza, cal, arena y ladrillos que desde los inicios del siglo ya formaban parte de la materia prima. De este modo, la concepción mecánica de los puentes, incluyendo su cimentación, estuvo basada en esos materiales disponibles y en el conocimiento adquirido por prueba y error, así como el sentido común e intuición.

En 1912 se creó la inspección de Caminos, puentes y carreteras, se hicieron estudios para mejorar los principales puentes.

En 1926 se publicó el Reglamento de la Ley de Caminos y Puentes. Este reglamento contemplaba la concesión de permisos a particulares o empresas y su función fue regulatoria. Este mismo año se declara que el estudio, construcción, conservación y explotación de los caminos y puentes era exclusiva competencia del gobierno federal a través de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas (SCOP).

A mediados del siglo XX se produjeron los cementos resistentes a los

sulfatos, con los cuales se realizaban cimentaciones más resistentes al intemperismo, en particular en ambientes agresivos. En las últimas décadas de este siglo, se desarrolló con particular intensidad el uso de pilotes de tubo metálico.

Las pilas coladas en sitio se utilizaron en la construcción de cimentaciones de puentes mexicanos en los años de 1970 a 1979. Al principio se aplicaron a puentes urbanos, debido a las limitaciones en el traslado de maquinaria de perforación. Con el tiempo su aplicación en el interior del país permitió la realización de trabajos con características atractivas, rapidez, economía y seguridad.

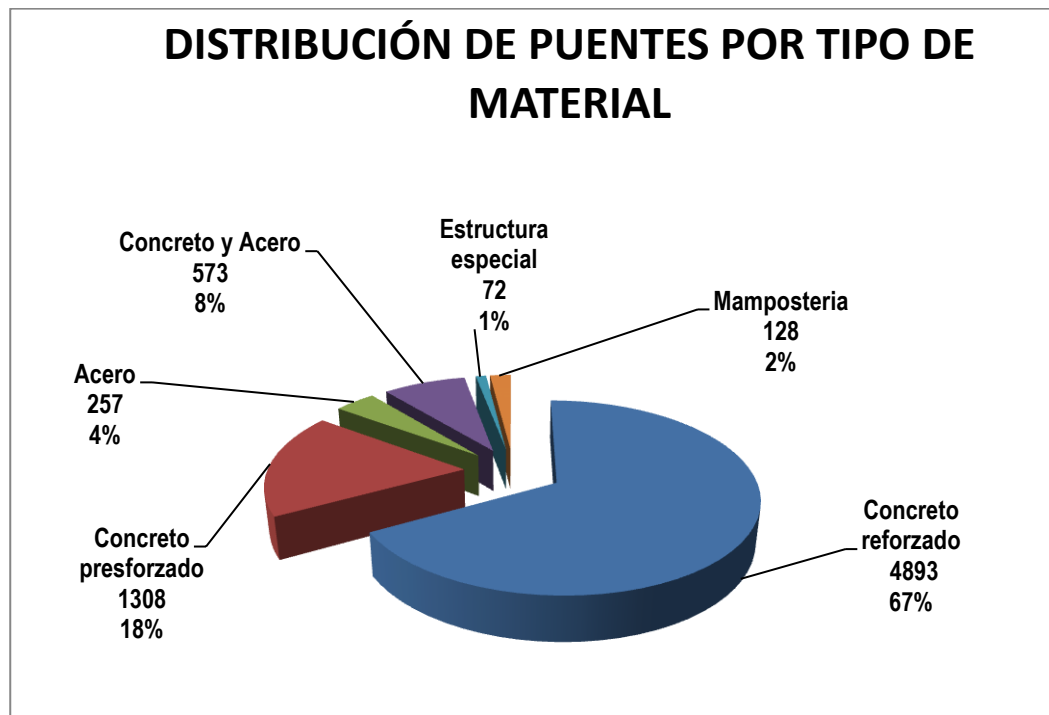
El sistema de puentes de México fue iniciado en 1993 por la dirección general de conservación de carreteras (DGCC) y nace con el propósito de mantener un control de los puentes en México, actualmente se tienen registrados 7,231 puentes de la red federal libre de peaje. Esta base de datos almacena las características más representativas de los puentes como lo son: geometría, ubicación, materiales constitutivos, longitud, año de construcción y deterioros, además el sistema indica las fechas de inspección de cada puente y las reparaciones necesarias que se deben de realizar por parte de personal de la secretaría de comunicaciones y transportes (SCT) y una vez realizada dicha actividad, actualizar la información en el sistema (Ref. 4).

La clasificación de los puentes de acuerdo a su deterioro se basa en la siguiente tabla, que va de cero a cinco, donde cero representa un puente sano que no requiere atención y cinco representa un puente muy deteriorado, el cual requiere rehabilitación urgente.

Tabla II-1.- Clasificación de puentes de acuerdo a su deterioro (Ref. 3)

Calificación	
0	Sin daño o daño insignificante.
1	Daño pequeño pero es necesario reparación.
2	Algún daño, reparación necesaria cuando se presente la ocasión.
3	Daño significativo, reparación necesaria muy pronto.
4	Daño grave, reparación necesaria inmediatamente.
5	Daño extremo, falla total o riesgo de falla total.

De los 7,231 puentes de la red federal libres de peaje en las 31 entidades federativas, el SIPUMEX registra 4,893 puentes de concreto armado (Ref.4).



Gráfica II-1.- Puentes de la red federal libre de peaje (Ref.4).

Debido al número de puentes que existen en el estado de Michoacán, ocupa el primer lugar en número de puentes por lo que el tema de conservación

Evaluación por durabilidad y propuesta de rehabilitación del puente la MANZANILLA I, ubicado en el km. 42+050 en la carretera federal Playa Azul-Manzanillo, Michoacán, México.

UMSNH 2014

es de gran importancia, por lo que se debe poner gran interés en la correcta conservación y mantenimiento de los puentes.

Tabla II-2.- Cantidad y longitud de puentes por estado (Ref. 4).

Estado	Número Puentes	Longitud (km)	Estado	Número Puentes	Longitud (km)
Aguascalientes	70	2.5	Nayarit	124	4.8
Baja California	122	4.8	Nuevo León	241	8.4
Baja California Sur	96	2.9	Oaxaca	382	17.2
Campeche	74	2.0	Puebla	140	4.0
Coahuila	305	9.0	Querétaro	63	2.2
Colima	58	3.1	Quintana Roo	19	0.8
Chiapas	266	11.3	San Luis Potosí	251	8.6
Chihuahua	352	9.9	Sinaloa	230	10.4
Durango	237	7.0	Sonora	457	9.0
Guanajuato	162	3.9	Tabasco	84	5.6
Guerrero	390	18.5	Tamaulipas	349	10.9
Hidalgo	197	7.0	Tlaxcala	152	3.9
Jalisco	298	11.1	Veracruz	415	18.7
México	208	8.2	Yucatán	23	1.1
Michoacán	463	15.8	Zacatecas	195	4.8
Morelos	77	1.9			

## II. 3.- Elementos de un puente.

Según Crespo Villalaz, los puentes son estructuras que los seres humanos han ido construyendo a lo largo de los tiempos, y que tienen como objetivo salvar obstáculos naturales, como ríos, valles o brazos de mar, y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de peatones o vehículos.



Imagen II-2. Vista general del puente Mezcala.

La infraestructura de un puente está formada por los estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos. La superestructura consiste en un tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables o bóvedas y arcos que transmiten las cargas del tablero a las pilas y los estribos.

Las partes que forman un puente son:

- Elementos portantes: generalmente vigas.
- En la superestructura: diafragmas.
- Sistemas de piso: losas
- Pilas y estribos.
- En la superestructura: sistemas de apoyo.
- Juntas de dilatación
- En el equipamiento: Parapetos.
- Cimentación.
- Señalización.

En las siguientes figuras se muestran las partes principales de un puente de forma general (Imagen II.3, Imagen II.4):

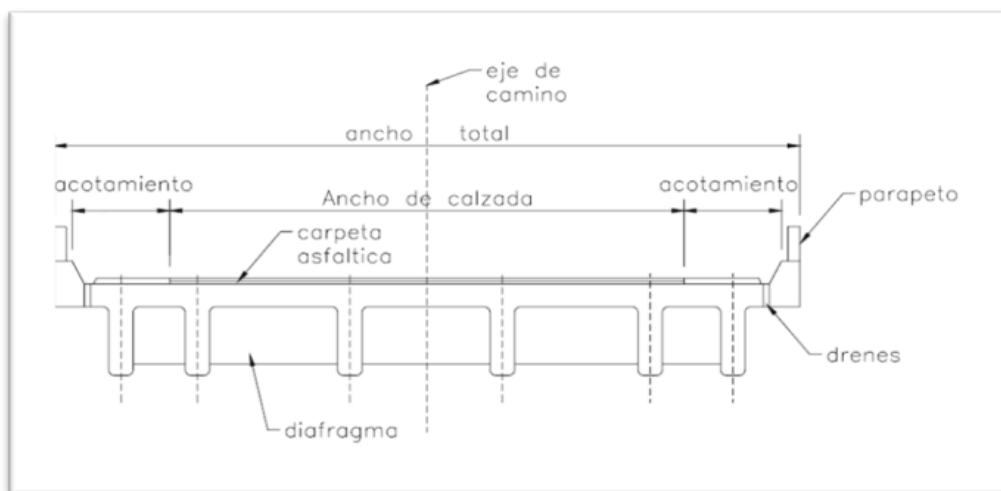


Imagen II-3. Corte transversal de un puente.

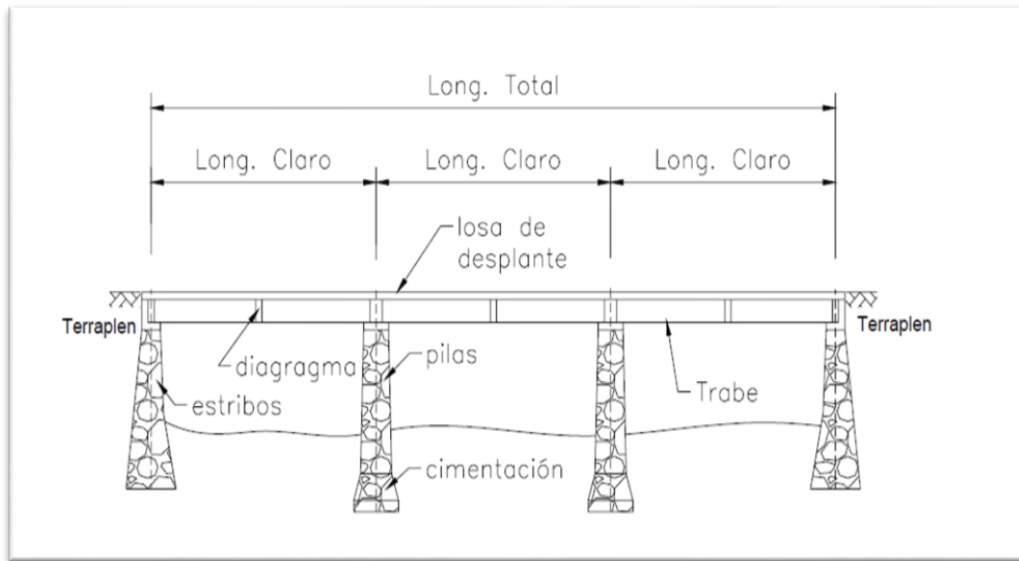


Imagen II-4.-Elevación de un puente.

## II. 3.1.- Elementos portantes (vigas).

Las vigas son el elemento estructural más importante en el diseño de un puente, al ser responsables de soportar las cargas verticales muertas y vivas de la estructura, para lo cual existen diferentes tipos de secciones para la construcción de vigas entre las que destacan secciones tipo I de AASHTO, Cajón, T y doble T, de acuerdo al claro del puente. Para el caso del puente la Manzanilla I se utilizaron secciones cajón que son para claros mayores a 20 m. (Ref. 5).

## II. 3.2.- Sistemas de piso (losa).

La losa de concreto armado que se coloca sobre las vigas para formar la sección compuesta tiene un espesor de 15 a 20 cm. Esta losa, además de aumentar la capacidad de la sección, cumple la función de rigidizar a la superestructura tanto en el sentido vertical, para repartir las cargas vivas uniformemente a todas las traveses, como en el horizontal, para evitar movimientos relativos entre las vigas. El espesor de la losa deberá incrementarse por concepto de desgaste, si ésta será la superficie de rodamiento (Ref. 5).



## **II. 3.3.- Pilas y estribos.**

Las pilas se utilizan como apoyos intermedios cuando un puente tiene más de un claro y pueden estar construidas por columnas (macizas o huecas) de concreto reforzado, donde descansa el cabezal que recibe a las traveses longitudinales. Las columnas transmiten a la cimentación la carga hacia el suelo y en algunos casos se ayuda de pilotes hincados. El diámetro mínimo de una pila es de 70 cm, además puede estar construida de concreto armado, mampostería de roca o roca ahogada. Los estribos en puentes sirven para transmitir la carga desde la subestructura hasta la cimentación y actúan como muros de contención para retener la tierra de relleno por detrás de ellos en los terraplenes de acceso al puente (Ref. 5).

## **II. 3.4.- Sistemas de apoyo.**

La función principal de los apoyos es la de transferir las fuerzas de la superestructura a la subestructura, disipar y aislar los desplazamientos debidos a expansión térmica, deflexión en miembros estructurales, cargas dinámicas y vibraciones, entre otros. Por su alta eficiencia para disipar los movimientos de traslación y rotación, estos dispositivos se usan como aislamiento sísmico. Los apoyos de neopreno deben ser resistentes y flexibles para permitir combinar rigidez y amortiguamiento en el mismo elemento, mayor resistencia a la acción del ozono y menor deterioro bajo condiciones ambientales (Ref. 6).

## **II. 3.5.- Juntas de dilatación.**

La función de las juntas de dilatación es la de disipar los esfuerzos de la losa y sirven para evitar el agrietamiento del concreto por efectos ambientales o sísmicos, ya que permiten el desplazamiento longitudinal de la estructura. Se recomienda colocar un material elastómero en las juntas que permita la transición de una losa a otra sin provocar incomodidad al usuario y que amortigüe los movimientos, como es el caso de las juntas de neopreno (Ref. 6).

## **II. 3.6.- Cabezales.**

Los cabezales se encuentran desplantados sobre las pilas o pila de un puente, teniendo como función principal sostener las vigas longitudinales de la estructura y transmitir las cargas actuantes a la cimentación mediante las pilas. Generalmente su forma es prismática transversal cuando existen varias pilas o pilotes, aunque también puede estar en forma de brazos cuando existen pilas centrales (Ref. 6).

## **II. 3.7.- Superficie de rodamiento.**

Esta capa puede ser de pavimento rígido o flexible. El pavimento rígido consta de una capa de concreto armado constituida por agregados pétreos y cemento Portland, con lo que se genera una capa muy durable y resistente, pero susceptible al agrietamiento, lo que genera costosas reparaciones. El pavimento flexible por lo contrario consta de una capa de concreto asfáltico constituida por agregados pétreos y asfalto, que generan una superficie cómoda de operación, ya que se reduce la cantidad de ruido del neumático, se mejora la adherencia y se transmiten las cargas a estructuras inferiores, pero el gran problema es la poca durabilidad (Ref. 6)

## **II. 3.8.- Parapeto.**

Es la protección que se coloca en los puentes para evitar caídas de personas, vehículos, animales u objetos, además de dar una mayor seguridad al usuario. Estos pueden ser de concreto o de acero.

## **II. 3.9.- Señalización.**

Señales de tráfico o señales de tránsito son los signos usados en la vía pública para impartir la información necesaria a los usuarios que transitan por un camino o carretera, en especial los conductores de vehículos y peatones. Estas indicaciones pueden ser de la siguiente forma:

- Señales y órdenes de los agentes de circulación

- Semáforos
- Señales Verticales de Circulación
- Marcas viales

Puesto que las diferencias de idioma pueden crear barreras, las muestras internacionales usan símbolos en lugar de palabras. Se han desarrollado principalmente en Europa y se han adoptado en la mayoría de los países.

## **II. 3.10.- Cimentación.**

La cimentación es la base para que las estructuras no fallen debido a asentamientos, de acuerdo al tipo de suelo y estructura pueden utilizarse cimentaciones superficiales o cimentaciones profundas. Las cimentaciones superficiales se pueden clasificar como zapatas aisladas o corridas, zapatas de muro y losa de cimentación o combinadas, este tipo de cimentaciones son muy económicas y poco resistentes, además de que se desplantan a profundidades menores a 4 m, utilizando mampostería de roca o concreto armado. Las cimentaciones profundas (mayores a 4 m) se utilizan cuando las cimentaciones superficiales son inadecuadas y las cargas estructurales necesitan ser transmitidas a estratos inferiores de suelo o roca maciza profunda, estas cimentaciones se pueden clasificar como pilotes hincados (de madera, acero, concreto o mixtos), pilotes colados en sitio (de concreto estructural) y en algunos casos pilas coladas en sitio, las cuales son de diámetros mayores a los pilotes (Ref. 6).

## **II. 4.- Clasificación de los puentes.**

Los puentes pueden dividirse por:

- Cargas que soportan:
  1. Carreteros.
  2. Ferroviarios.
  3. Peatonales.
  4. Ductos.

- Materiales con que se construyen:
  1. Acero
  2. Madera
  3. Mampostería
  4. Concreto
    - a) Reforzado.
    - b) Presforzado.
- Modalidad de la superestructura:
  1. Fijos.
    - a) Vigas.
    - b) Arcos.
    - c) Armaduras.
    - d) Atirantados.
    - e) Colgantes.
    - f) Cantilíver.
  2. Móviles.
    - a) Levadizo
    - b) Deslizante
    - c) Basculante

Dependiendo el uso que se les dé, algunos de ellos reciben nombres particulares, como acueductos, cuando se emplean para la conducción del agua, viaductos, si soportan el paso de carreteras y vías férreas, y pasarelas, están destinados exclusivamente a la circulación de personas.

Las características de los puentes están ligadas a las de los materiales con los que se construyen:

## **II. 4.1.- Puentes de madera.**

Los puentes de madera, aunque son rápidos de construir y de bajo costo, son poco resistentes y duraderos, ya que son muy sensibles a los agentes

Evaluación por durabilidad y propuesta de rehabilitación del puente la MANZANILLA I, ubicado en el km. 42+050 en la carretera federal Playa Azul-Manzanillo, Michoacán, México.

UMSNH 2014

atmosféricos, como la lluvia y el viento, por lo que requieren un mantenimiento continuado y costoso. Su bajo costo (debido a la abundancia de madera, sobre todo en la antigüedad) y la facilidad para labrar la madera pueden explicar que los primeros puentes construidos fueran de madera (Ref.7).



Imagen II-5.- Puente de madera.

## II. 4.2.- Puentes de mampostería.

Los puentes de piedra, de los que los romanos fueron grandes constructores, son tremendamente resistentes, compactos y duraderos, aunque en la actualidad su construcción es muy costosa. Los cuidados necesarios para su mantenimiento son escasos, ya que resisten muy bien los agentes climáticos. Desde que el hombre consiguió dominar la técnica del arco este tipo de puentes dominó durante siglos (Ref.7).



Imagen II-6.- Puente Plaza de Gallos (Estado de México).

## II. 4.3.- Puentes metálicos.

Los puentes metálicos son muy versátiles, permiten diseños de grandes claros, se construyen con rapidez, pero son caros de construir y además están sometidos a la acción corrosiva, tanto de los agentes atmosféricos como de los gases y humos de las fábricas y ciudades, lo que supone un mantenimiento caro (Ref.7).



Imagen II-7.- Puente de Infiernillo (Michoacán, México).

## II. 4.4.- Puentes de concreto armado.

Los puentes de concreto armado son de montaje rápido, ya que admiten en muchas ocasiones elementos prefabricados, son resistentes, permiten superar claros mayores que los puentes de piedra, aunque menores que los de acero, y tienen unos gastos de mantenimiento muy escasos, ya que son muy resistentes a la acción de los agentes atmosféricos (Ref.7).



Imagen II-8.- Puente la Manzanilla I, Michoacán, México.

## II. 4.5.- Puente de viga.

Están formados fundamentalmente por elementos horizontales que se apoyan en sus extremos sobre pilares. La fuerza que se transmite a través de los pilares es vertical y las vigas o elementos horizontales tienden a flexionarse como consecuencia de las cargas que soportan. El esfuerzo de flexión supone una compresión en la zona superior de las vigas y una tracción en la inferior (Ref.8).



Imagen II-9.-. Puente de viga (Estado de México).

## II. 4.6.- Puentes de arco.

Están constituidos básicamente por una sección curva hacia arriba que se apoya en unos soportes o estribos y que abarca un espacio vacío. En ciertas ocasiones el arco es el que soporta el tablero del puente sobre el que se circula, mediante una serie de soportes auxiliares, mientras que en otras de él es del que pende el tablero mediante la utilización de tirantes. La sección curva del puente está siempre sometida a esfuerzos de compresión (Ref.8).



Imagen II-10.-. Puente Caracuaro, Michoacán México.

## II. 4.7.- Puentes colgantes.

Un puente colgante es un puente sostenido por un arco invertido formado por numerosos cables de acero, del que se suspende el tablero del puente mediante tirantes en los extremos del puente y sujetos por grandes torres de concreto o acero. Con excepción de las torres o pilares que soportan los grandes cables portantes y que están sometidos a esfuerzos de compresión, los demás elementos del puente, es decir, cables y tirantes, están sometidos a esfuerzos de tracción (Ref.8).

Los puentes colgantes se originan a partir de las marañas naturales de lianas y enredaderas que cierran espacios entre los árboles o barrancos.

Actualmente los puentes colgantes se utilizan exclusivamente para grandes claros; por ello, salvo raras excepciones, todos los puentes tienen tableros metálicos (Ref.8).



Imagen II-11.-Puente Golden Gate, San Francisco, EUA.

## II. 4.8.- Puentes en Cantilíver.

Tienen especial aplicación en tramos muy largos. Reciben su nombre de los brazos voladizos (Cantilíver) que se proyecta desde las pilas. Los brazos voladizos también pueden proyectarse hacia las orillas para sustentar los extremos de dos tramos suspendidos (Ref.8).



El principio del puente en Cantilíver puede aplicarse a los puentes de armaduras de acero y tablero superior.



Imagen II-12.- Viaducto la unidad, Monterrey, NL.

## II. 4.9.- Puentes levadizos.

Los puentes levadizos iniciales de madera consistían en un tablero simplemente apoyado a puente cerrado, y atirantado durante el movimiento. Eran siempre de una hoja, porque giraban sobre un apoyo y se elevaban tirando del otro. También se usaron puentes levadizos de dos hojas con el claro móvil dividido en dos semiclaros que se levantaban desde sus extremos; es por tanto una estructura atirantada en las dos situaciones, abierto y cerrado (Ref.8).



Imagen II-13.- Puente Levadizo, Taiwán, China.

## II. 4.10.- Puentes basculantes.

Los puentes basculantes son los que giran alrededor de un eje horizontal situado en una línea de apoyos. En general, si la luz no es muy grande, es más sencillo y económico el de una sola hoja porque requiere un único mecanismo y se centraliza la operación de movimiento (Ref.8).



Imagen II-14.- Puente Albatros, Michoacán, México.

## II. 4.11.- Puentes giratorios.

Los puentes giratorios de eje horizontal tienen dos posibilidades de apertura: girar dos vanos simétricos sobre una pila situada en el centro del canal de navegación, aunque en algún caso excepcional puede estar situada en un borde. El clásico puente giratorio consta de: una viga triangulada con tablero inferior, canto variable muy acusado, máximo en el apoyo central y mínimo en los extremos, y una pila gruesa en el centro que aloja la maquinaria de giro (Ref.8).



Imagen II-15.- Puente giratorio "Carmelo" (Uruguay).

## II. 4.12.- Puentes de elevación vertical.

Los puentes de desplazamiento vertical son tableros simplemente apoyados, cuyos apoyos se pueden mover verticalmente para elevarlos a la cota que se requiere al gálibo de navegación.

Normalmente se elevan tirando de sus cuatro esquinas, y por ello requieren dos o cuatro torres, en las que se aloja la maquinaria de elevación y los contrapesos necesarios para equilibrarlos durante la maniobra de desplazamiento vertical. En algunos puentes de claros pequeños se han evitado las torres y los contrapesos, accionándolo mediante gatos hidráulicos situados bajo el tablero.

Los puentes de elevación vertical se utilizan para tramos largos donde es necesario despejar toda la anchura del canal y a una altura considerable (Ref.8).



Imagen II-16.- Puente de elevación vertical.

### **III. GENERALIDADES DEL CONCRETO.**

En la actualidad se tienen diversos materiales de construcción empleados en el campo de la ingeniería de puentes: el concreto, el acero, el aluminio y en pocos casos la madera. De estos materiales destaca el concreto, mismo que es una mezcla de cemento portland, agregados y agua.

El concreto en su estado natural es un material plástico, lo cual le permite adoptar la forma que se desee por medio de moldes pre-elaborados llamados cimbras. Además, pueden ser dosificadas las propiedades de la mezcla para variar su resistencia obteniendo, de esta manera, concretos para diversos usos. En ocasiones para modificar alguna característica o propiedad en él se le añade algún compuesto llamado aditivo.

La forma más elemental del concreto es el concreto simple el cual está compuesto solo por los constituyentes ya mencionados. Este tipo de concreto no es utilizado para la elaboración de elementos estructurales que trabajen más allá de la compresión. Como se sabe, el concreto simple puede soportar grandes esfuerzos a compresión, pero cuando se trata de admitir tensiones, es necesario agregar un material de construcción que los resista. Generalmente este material es el acero.

Cuando el acero forma parte integral del concreto, este deja de llamarse concreto simple y pasa a ser conocido como concreto reforzado. En este caso, el acero añadido en el concreto se encuentra en forma pasiva y actúa hasta que se le requiere; cuando el acero se encuentra activo a causa de un esfuerzo producido artificialmente antes de que él se encuentre en servicio. A este se le conoce como concreto presforzado.

Para asegurar una buena calidad en el producto final, deberán cuidarse aspectos del diseño de la mezcla, de las características del cemento empleado, de los agregados seleccionados, del agua utilizada para la elaboración de la pasta, además de los aditivos que pidiesen ser empleados para la modificación o

mejoramiento de las propiedades de la mezcla de concreto y su transportación, colocación, compactación y curado.

### **III. 1.- Características de los componentes del concreto reforzado.**

#### **III. 1.1.- Cemento.**

Según Adam N. Neville “el cemento puede definirse como un material con propiedades tanto adhesivas como cohesivas, las cuales le dan la capacidad de aglutinar fragmentos minerales para formar un todo compacto” (Ref.9).

Según la norma mexicana NMX-C-414-ONNCCE-2004 “el cemento hidráulico es un material inorgánico finamente pulverizado, comúnmente conocido como cemento, que al agregarle agua, ya sea solo o mezclado con arena, grava u otros materiales similares, tiene la propiedad de fraguar y endurecer, incluso bajo el agua, una vez endurecido, conservara su resistencia y estabilidad” (Ref.10).

Dentro del proceso de elaboración de concreto el cemento es uno de los elementos más importantes, debido a que trabaja como aglutinante y por lo regular, alrededor del 10 al 15% del volumen total de un concreto es ocupado por el cemento Portland Hidráulico, así mismo es el material con menor volumen de todos los ingredientes, sin embargo es el más importante y el más costoso.



**Imagen III-1.-Muestra de cemento en polvo.**

### III. 1.2.- Materias primas del cemento portland.

a) De origen arcilloso: obtenidos a partir de arcilla y piedra caliza

b) De origen puzolánico: la puzolana del cemento puede ser de origen orgánico o volcánico.

La materia prima para la fabricación del cemento **Portland** se encuentra en la mayoría de los países.

El proceso de fabricación del cemento consiste en moler finamente materia prima, mezclarla minuciosamente en ciertas proporciones y calcinarla en un horno rotatorio a una temperatura aproximadamente de 1400°C, donde el material se sintetiza y se funde parcialmente, formando bolas conocidas como **Clinker**.

El **Clinker** se enfría y se tritura hasta obtener un polvo muy fino después se le adiciona un poco de Sulfato de Calcio hidratado (yeso), (para evitar el fraguado rápido) y el producto resultante es el cemento **Portland** (Ref.9).

Los cementos Portland hidráulicos están compuestos principalmente por silicatos y aluminatos de cal:

Tabla III-1.-Principales componentes del cemento Portland.

NOMBRE	COMPOSICIÓN	ABREVIATURA
Silicato Tricálcico	$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C3S
Silicato Dicálcico	$2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	C2S
Aluminato Tricálcico	$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	C3A
Aluminoferrito Tetracálcico	$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	C4AF

Además de otras pequeñas cantidades, como es el Óxido de Calcio, Óxido de Aluminio, pequeñas cantidades de MgO, etc. (Ref. 11)

### III. 1.3.- Tipos de cemento.

Los cementos con forme a la norma NMX-C-414-ONNCCE se clasifican en:

Tabla III-2.-Principales componentes del cemento Portland.

TIPO	DENOMINACION
CPO	Cemento Portland Ordinario
CPP	Cemento Portland Puzolánico
CPEG	Cemento Portland con Escoria Granular de alto horno
CPC	Cemento Portland Compuesto
CPS	Cemento Portland con homo de Sílice
CEG	Cemento con Escoria Granulada de alto horno

Los tipos de cementos definidos anteriormente pueden tener además características adicionales como:

Tabla III-3.-Características especiales de los cementos.

NOMENCLATURA	CARACTERISTICA ESPECIAL
RS	Resistente a sulfatos
BRA	Baja reactividad álcali agregado
BCH	Bajo calor de hidratación
B	Blanco

#### Resistencia Normal

- Es la resistencia mecánica a la compresión a 28 días.
- Valores clase resistente 20, 30 y 40

#### Resistencia Rápida (denominada por la letra “R”)

- Solo se definen valores de resistencia rápida para clases “30R” y “40R”
- Es la resistencia mecánica a los 3 días.

- Si el cemento posee resistencia rápida se le añade la letra R.

### III. 1.4.- Especificaciones mecánicas y físicas del cemento.

Tabla III-4.-Especificaciones mecánicas y físicas del cemento.

CLASE RESISTENTE	Resistencia a la compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )			Tiempo de fraguado (min)		Estabilidad de volumen en autoclave (%)	
	3días	28 días		Inicial	Final	Expansión	Contracción
	Mínimo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Máximo	Máximo
20	--	200	400	45	600	0.80	0.20
30	--	300	500	45	600	0.80	0.20
30 R	200	300	500	45	600	0.80	0.20
40	--	400	--	45	600	0.80	0.20
40 R	300	400	--	45	600	0.80	0.20

La composición de los cementos queda definida con la siguiente tabla:

### III. 1.5.- Composición de los cementos.

Tabla III-5.-Composición de los cementos.

TIPO	DENOMINACIÓN	COMPONENTES					Minoritarios (2)
		CLINKER	PRINCIPALES				
		Portland + Yeso	Escoria granulada de alto horno	Materiales puzolánicos (3)	Humo de sílice	Caliza	
CPO	Cemento Portland Ordinario	95-100	--	--	--	--	0-5
CPP	Cemento Portland Puzolánico	50-94	--	6-50	--	--	0-5
CPEG	Cemento Portland con Escoria Granular de alto horno	40-94	6-60	--	--	--	0-5
CPC	Cemento Portland Compuesto	50-94	6-35	6-35	1-10	6-35	0-5
CPS	Cemento Portland con homo de Sílice	90-99	--	--	1-10	--	0-5
CEG	Cemento con Escoria Granulada de alto horno	20-39	61-80	--	--	--	0-5



### III. 1.6.- Propiedades físicas del cemento.

**FINURA:** las partículas del cemento, debido a su pequeño tamaño, no pueden caracterizarse por medio de tamices; de este modo, se necesitan otros métodos para medir el tamaño de la partícula. El método de uso más común señala la superficie específica, considerando las partículas como esferas. El área superficial se expresa en metros cuadrados por kilogramo de cemento.

**RESISTENCIA:** en las especificaciones actuales se usan cubos de mortero de 2" por lado, con una relación constante agua/cemento de 0.485, para las pruebas de resistencia a compresión. El mortero para las pruebas consta de una parte de cemento y 2.75 partes de arena graduada estándar, mezclados con agua.

La razón de endurecimiento del cemento depende de las propiedades químicas y físicas del propio cemento y de las condiciones de curado, como lo son la temperatura y la humedad durante este. La relación agua/cemento influye sobre el valor de la resistencia última, con base en el efecto del agua sobre la porosidad de la pasta. Una relación agua/cemento elevada produce una pasta de alta porosidad y baja resistencia.

Las resistencias a la compresión ( $f'c$ ), o resistencias comerciales comúnmente especificadas son:

- |                          |                          |                          |
|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| ◆ 100 Kg/cm <sup>2</sup> | ◆ 200 Kg/cm <sup>2</sup> | ◆ 300 Kg/cm <sup>2</sup> |
| ◆ 150 Kg/cm <sup>2</sup> | ◆ 250 Kg/cm <sup>2</sup> | ◆ 350 Kg/cm <sup>2</sup> |

**SANIDAD:** el exceso de cal libre o magnesia en el cemento da por resultado una expansión última y la desintegración del concreto hecho con ese cemento. La densidad se determina al probar muestras de cemento puro de 1\*1\*10", en una autoclave con una presión de vapor de 295 psi (libras por pulgada cuadrada) durante tres horas.

**PEGAJOSIDAD:** en ocasiones, los usuarios del material a granel encuentran que el cemento presenta cierta dificultad para fluir o que fluye mal.

Esta pegajosidad o “fraguado por compactación”, no tiene efecto sobre las propiedades del cemento para producir el concreto. El problema puede ser la humedad o instalaciones de manejo inadecuadamente.

El fraguado por compactación puede presentarse en los vagones de ferrocarril o en los camiones de descarga por debajo, debido a que la vibración ha eliminado la mayor parte de aire que rodea las partículas del cemento.

Se puede tener “fraguado en el almacén” cuando el cemento se almacena por demasiado tiempo, por lo general en bultos, pero rara vez a granel. Este problema se elimina parcialmente en los climas húmedos por medio de un forro de plástico entre las capas de papel de los bultos. Después de 6 a 8 semanas, se puede tener problemas en los climas húmedos (Ref. 12).

### III. 1.7.- Aplicaciones del cemento en función de su resistencia.

#### **Cemento de resistencia 30R (cemento de alta resistencia inicial).**

##### **Aplicaciones:**

Estructuras donde se requiere adquirir resistencias rápidas.

- Descimbrar
- Prefabricados que requieren ser movidos
- Por requerimiento estructural del proceso constructivo
- Estructuras en general.

#### **Cemento de resistencia 40 (ideal para construcciones que requieren grandes resistencias).**

##### **Aplicaciones:**

- Ideal para prefabricados donde una alta resistencia es el factor importante.
- Puentes.
- Pretensados.
- Estructuras de concreto que requieren altas resistencias.

## **Cemento de resistencia 30R B (para todo tipo de construcciones estructurales y ornamentales).**

### **Aplicaciones**

- Construcciones en general.
- Elementos ornamentales.
- Fabricación de mosaicos.
- Fabricación de pegazulejo.

### **III. 2.- Agua.**

Cuerpo líquido, transparente, inodoro, incoloro e insípido compuesto de un volumen de oxígeno y dos de hidrógeno unidos por enlaces covalentes repetitivos hasta n veces, es el disolvente universal. (Ref. 13)

En el concreto el agua es fundamental ya que provoca el fraguado del cemento mezclado con los agregados pétreos y permitir con ello la realización de las reacciones químicas en el cemento, además de contribuir en la lubricación del concreto para hacerlo manejable. La calidad del agua es muy importante, ya que las impurezas que contenga pueden inferir en el endurecimiento del cemento, afectar la resistencia del concreto u ocasionar el manchado de la superficie, así como llevar a la corrosión el refuerzo.

De acuerdo a la norma NMX-C-122-ONNCCE-2004. El agua empleada en la fabricación y en el curado del concreto debe ser limpia y que no contenga sustancias que puedan ser perjudiciales para el concreto como pueden ser sales, aceites, ácido, materias orgánicas, etc. El límite máximo de la turbidez debe ser de 2000 partes por millón. En general se puede usar, sin necesidad de realizar pruebas, agua clara que no tenga sabor salado, para curado y mezclado del concreto. El agua que aparentemente es dura, o tiene sabor amargo, puede contener elevadas concentraciones de sulfato y debe analizarse; el agua que generalmente se utiliza es el agua potable (Ref. 14)

La experiencia y las pruebas han demostrado que se puede usar con seguridad agua que contenga concentraciones de sulfato de menos del 1%; no obstante, se puede tener perjuicios en la resistencia; se ha informado que el 0.5% de sulfato reduce la resistencia en un 4% y que el 1% de sulfato reduce un 10%.

La sal común en concentraciones del 3.5% puede reducir la resistencia del concreto de un 8 al 10 %, pero es posible que no produzca otros efectos perjudiciales.



Imagen III-2.-Muestra de agua.

### III. 3.- Agregados pétreos.

Son materiales teóricamente inertes, de volumen prácticamente constante, que al ser usados en conjunto con agua y cemento en proporciones adecuadas, producen concreto de características mecánicas variadas. El término agregado pétreo incluye las arenas, gravas naturales y la piedra triturada utilizadas en la fabricación de concreto.



Imagen III-3.-Agregados finos (arena).



**Imagen III-4.-Agregados gruesos (grava).**

Los agregados comprenden más o menos tres cuartas partes del volumen de una mezcla de concreto; por lo que es considerado como el “alma” de la mezcla. Los agregados pétreos se utilizan con dos finalidades principales:

1. Para disminuir el costo del concreto, ya que al incluirse con la pasta cementante, originan un abundamiento de ésta, logrando la economía.

2. Para reducir al mínimo los cambios volumétricos que se originan al fraguar el cemento, ya que la reacción química exotérmica producida por la combinación del cemento y el agua provoca a la mezcla inicialmente una expansión y al final una contracción; por lo anterior se pueden presentar grietas que se puedan reducir mucho con la integración a la masa de estos agregados pétreos viéndose que funcionan como disipadores del calor de fraguado del cemento (Ref. 15).

Para generar agregados pétreos se determina por un examen visual además de varias pruebas físicas y químicas. Para conocer las propiedades físicas de los agregados se tendrá que muestrear el banco o la fuente de abastecimiento, con el fin de realizar pruebas y conocer la calidad de los mismos; dichas pruebas son las siguientes: densidad, absorción, granulometría, peso volumétrico (suelto y compacto), equivalente de arena, análisis químico, etc.

Los resultados que arrojen las pruebas nos llevarán al objetivo principal que es el de obtener una buena resistencia del concreto. Por lo tanto las propiedades que un agregado pétreo que ocupa son siete: forma, granulometría, dureza,

sanidad, estabilidad, limpieza y aspereza; así como que sean químicamente estables.

Los agregados pétreos en México son controlados por las normas de la ASTM en su especificación C-33, sobre todo para los agregados pétreos naturales utilizados en la elaboración de concretos hidráulicos (Ref. 16).

Se sugiere, por lo general, que los agregados sean limpios, duros, sanos y durables, y que los tamaños de las partículas estén comprendidos entre los límites establecidos. Además de que procuraremos seguir las siguientes recomendaciones sobre los agregados:

- No deben contener demasiadas arcillas, limos y materias orgánicas.
- En general los agregados de baja densidad son poco resistentes y porosos.
- La humedad de los agregados tiene gran importancia en la dosificación del concreto, al dosificar el agua de mezclado hay que tener en cuenta la humedad de los agregados.
- No debe usarse un agregado que esté contaminado con materia orgánica hasta que el grado de la contaminación interfiera materialmente con el fraguado del cemento.
- No debe usarse un agregado que no produzca concreto de la resistencia requerida.
- No deben utilizarse agregados reactivos con los álcalis del cemento.

La norma de la ASTM C 33-86 enumera las siguientes substancias nocivas, junto con las razones por las que se restringen las cantidades de ellas que pueden estar presentes en agregado final.

- Terrones y partículas desmenuzables de arcilla: Estos materiales proporcionan partículas nocivas en el cemento y también pueden incrementar la demanda de agua si se parten durante el mezclado.
- Material que pasa por la malla No. 200: Estos materiales también aumentan

la demanda de agua de mezclado.

- Partículas blandas: Perjudicial para el comportamiento de pisos de tránsito pesado; donde se requiere dureza superficial.
- Pedernal ligero (densidad menor que 2.40): Reduce la durabilidad del cemento; y es el que causa ampollas o burbujas.

La forma y tamaño de los agregados influye sobre la resistencia y calidad del concreto, su influencia viene determinada indirectamente por la cantidad de agua que es necesario añadir a la mezcla para obtener la docilidad y compactación necesaria.

Generalmente se divide a los agregados en finos y gruesos pero se utilizan los que encontraremos en cada zona, debido a la economía que representa la utilización de los mismos. Los materiales retenidos en la malla No. 4, son los gruesos y los finos, son los que pasan la malla No. 4 pero quedan retenidos en la malla No. 200.

### **III. 4.- Acero.**

El acero para reforzar concreto se utiliza en distintas formas. La más común es la barra o varilla que se fabrica tanto de acero laminado en caliente como de acero trabajado en frío.

Los diámetros usuales de las barras producidas en México varían de  $\frac{1}{4}$  de pulgada a  $1 \frac{1}{2}$  pulgada.

Todas las barras, con excepción del alambón de  $\frac{1}{4}$  de pulgada, que generalmente es liso, tienen corrugaciones en la superficie, para mejorar su adherencia al concreto. La tabla III.6 proporciona datos sobre las características principales de las barras de refuerzo, así como la nomenclatura para identificarlas.

En México se cuenta con una variedad relativamente grande de aceros de refuerzo. Las barras laminadas en caliente pueden obtenerse con límites de fluencia desde 2300 hasta 4200kg/cm<sup>2</sup>. Mientras que los aceros laminados en frío

alcanzan límites de fluencia de 4000 a 6000kg/cm<sup>2</sup>.

Tabla III-6.-Diámetros, pesos, áreas y perímetros de barras.

Barra Núm.	Diámetro		Peso kg/m	Área cm <sup>2</sup>	Perímetro cm
	pulg	mm			
2	1/4	6.40	0.25	0.32	1.99
2.5	5/16	7.90	0.39	0.49	2.48
3	3/8	9.50	0.56	0.71	2.98
4	1/2	12.70	0.99	1.27	3.99
5	5/8	15.90	1.55	1.98	5.00
6	3/4	19.00	2.24	2.85	6.00
7	7/8	22.20	3.04	3.88	6.97
8	1	25.40	3.97	5.07	7.98
9	1-1/8	28.60	5.03	6.41	8.99
10	1-1/4	31.80	6.21	7.92	9.99
11	1-3/8	34.90	7.51	9.58	10.96
12	1-1/2	38.10	8.94	11.40	11.97

Los diámetros, áreas y pesos se ajustan a las normas del Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la construcción y edificación (ONNCCE). Según estas normas, el diámetro nominal y el área de una barra corresponden a los que tendría una barra lisa, sin corrugaciones, del mismo peso por metro lineal (Ref. 17).

Una propiedad importante es la facilidad de doblado, que es una medida indirecta de la ductilidad y un índice de su trabajabilidad.

El acero que se emplea en estructuras presforzadas es de resistencia francamente muy superior a la de los aceros descritos anteriormente. Su resistencia ultima varía entre 14000 y 22000 kg/cm<sup>2</sup>, y su límite de fluencia entre 12000 y 19000 kg/cm<sup>2</sup>.



#### **IV. PROBLEMAS DE DURABILIDAD DEL CONCRETO.**

Cuando se diseña una estructura de concreto se concibe para resistir las sollicitaciones de cargas ordinarias y extraordinarias a las que estará expuesta durante el tiempo que preste servicio. A dicha estructura se le asigna un tiempo de vida estimado en función de un estudio realizado de acuerdo con estructuras de características similares. Sin embargo, en pocos casos prácticos se consideran las condiciones ambientales a los que exponen la obra. Esto último resulta muy importante para asegurar en buen desempeño de los miembros estructurales.

Para que el concreto utilizado en la construcción de alguna obra se considere durable, este deberá resistir la acción degradante impuesta por las condiciones de servicio, así como las de exposición en las que se encuentre. Estas condiciones se refieren al medio en que se haya situado la estructura, en tanto que las de servicio son aquellas inherentes a las funciones que desempeña.

Con tales consideraciones se puede definir la duración del concreto como su resistencia a la acción degradante del medio ambiente, a la de agentes agresivos que pueden ser de origen físico o químico y a la de cualquier otro proceso de deterioro que pudiese afectarlo (Ref. 18).

##### **IV. 1.- Condiciones que afectan la durabilidad.**

Se ha mencionado que la durabilidad de una estructura de concreto puede evaluarse en función de su capacidad para resistir las acciones degradantes generadas por las condiciones a las que esté sujeta. Dichas condiciones pueden ser de exposición y de servicio. Las de exposición son características del sitio y medio ambiente en las que se encuentran; en tanto que las de servicio se derivan de la función que desempeñen.

En el caso de las condiciones de exposición, estas pueden ser de ambiente o de medio de contacto. Las condiciones del medio ambiente están definidas por la localización geográfica de la zona, por el carácter urbano, rural o industrial. Cuando se menciona el medio de contacto se hace referencia al suelo, al agua o a

cualquier sustancia líquida, sólida o gaseosa que eventualmente pudiese quedar en contacto con la estructura.

Las condiciones de servicio quedan determinadas por el uso que se les da a las estructuras, siendo estas tan variadas como las funciones que desempeñen.

Hasta ahora, no se ha considerado a los materiales constituyentes de concreto como un factor que pudiese afectar su durabilidad. Puesto que el concreto es un material compuesto de cementos de diferente origen, existe la posibilidad de que estos no sean compatibles, pudiendo generarse el deterioro en su interior al originarse reacciones deletéreas entre el cemento y los agregados.

Para contar con estructuras de concreto resistentes al efecto novicio que pudiesen sufrir por las condiciones antes citadas, estas deberán ser construidas con una mezcla de concreto resistente. Además del proceso de diseño y mezclado, el proceso de transportación, colocación, compactación y curado de concreto, deberá ser tal que asegure una buena calidad del producto final.

Haciendo hechos una revisión de las condiciones que pueden afectar la durabilidad del concreto, se detallaran los problemas que pudiesen surgir por causa de estos factores (Ref.18).

#### **IV. 2.- Medios agresivos.**

Pueden elaborarse concretos que cumplan satisfactoriamente con los requisitos de resistencia a agentes atmosféricos agresivos, sin embargo, el grado de durabilidad de una estructura, puede verse afectado por factores provenientes del medio en que se halle situado. Normalmente las obras de concreto están en contacto con el suelo y el agua. En estos medios generalmente se encuentran sustancias químicas naturales que en bajas concentraciones son inocuas al concreto, pero que al alcanzar ciertos valores de concentración pueden resultarse perjudiciales para él, al grado de llegar hasta su destrucción. El conocer estos medios permite tomar medidas que reducen o pueden llegar a evitar el daño.

Los agentes químicos agresivos no atacan al concreto cuando se encuentran en estado sólido y seco. Para que estos sean nocivos es necesario que se encuentren disueltos y que, además, sobrepasen un determinado grado de concentración. La agresividad de estas sustancias se acrecienta cuando la estructura se encuentra sujeta a presión, pues esta favorece la entrada de la solución en el concreto.

Se considera al agua proveniente de las precipitaciones pluviales, como un medio agresivo si esta contiene grandes cantidades de sustancias residuales, producto de la combustión de materiales sulfurosos, los cuales generan fenómenos como son la carbonatación y la lixiviación del concreto (Ref.18).

#### **IV. 2.1.- Ataque en medios sulfurosos.**

Los sulfatos son sales inorgánicas que se encuentran presentes en suelos y aguas superficiales o freáticas. Cuando se hayan disueltos en estos medios son prácticamente inofensivas, pero cuando aumenta su concentración se incrementa su agresividad. Entre las sustancias altamente agresivas se pueden mencionar los sulfatos de sodio ( $\text{NaSO}_4$ ), de potasio ( $\text{KSO}_4$ ) y de magnesio ( $\text{Mg SO}_4$ ).

Cuando estas sales se encuentran en estado sólido no atacan al concreto, pero en solución agreden a la pasta de cemento endurecida, pues el sulfato reacciona con el hidróxido de calcio y con los hidratos de aluminato de calcio producidos durante la hidratación del cemento.

La velocidad con la que se ve afectado el concreto depende de la concentración de los sulfatos, además de la velocidad con que se reabastece el sulfato perdido en la reacción con el cemento. Cuando el ataque del sulfato se produce por un solo frente, la velocidad de ataque se ve incrementada. Asimismo, el ciclo alternado de saturación seguida de secado acelera el proceso de deterioro del material. En el caso de miembros estructurales totalmente enterrados, la velocidad de ataque de estas sustancias es menor (Ref.18).

En estructuras en las que han ascendido los sulfatos, por efecto de

capilaridad, se puede apreciar una apariencia blanquecina de la superficie del concreto. Con el tiempo se produce un agrietamiento y desconchamiento, hasta que se llega a un estado quebradizo y suave.

Un caso particular de ataque por sulfatos se da en elementos expuestos a ambientes marinos, pues el concreto que se encuentra entre las marcas de mareas sufre un grave ataque, debido a los continuos ciclos de saturación y secado. Sin embargo, el concreto que está permanentemente sumergido sufre un daño de menor consideración.

El correcto entendimiento del mecanismo es importante para el diseño de estructura de concreto expuestas tanto a los suelos con alto contenido de sulfatos, así como a aguas cuya concentración de los mismos sea alta.

El término “ataque por sulfatos” significa el deterioro que sufre la pasta del cemento al interactuar con sulfatos a temperatura ordinaria.

El proceso físico-químico que involucra a los sulfatos en el concreto se manifiesta de muchas formas tales como expansión, fisuramiento y pérdida de la resistencia, entre otras. Esta última es usualmente atribuida a la reducción de la capacidad adhesiva del principal producto de la hidratación del cemento Portland, llamado hidratado del silicato tricálcico. Como sea, el fisuramiento y desconchamiento son generalmente asociados a reacciones expansivas, tal como la formación de etringita.



Imagen IV-1.-Daños por sulfatos en el puente La Manzanilla.

Una de las mejores formas de prevenir los ataques por sulfatos es un buen control de calidad de los concretos, especialmente en lo relativo a su permeabilidad. Un alto contenido de cemento, una baja relación agua/cemento, una correcta compactación y curado, así como el control de los fisuramientos durante la etapa de servicio de una estructura, son factores importantes que contribuyen a la baja permeabilidad del concreto.

La mezcla de cementos con puzolanas o con cenizas volcánicas ha demostrado un buen desempeño al incrementar la durabilidad del concreto.

#### **IV. 2.2.- Ataque en medios ácidos.**

Más allá del ataque por sulfatos, otro medio agresivo para el concreto es el que contiene ácidos y dióxido de carbono, ya que el concreto no tiene resistencia a estos agentes.

El origen de algunos ácidos son los productos de la combustión de sustancias que contienen azufre y que al quemarse generan gases sulfurosos que se combinan con la humedad atmosférica y forman ácido sulfúrico. Otra manera en que se producen estos compuestos es por la degradación de materia orgánica disuelta en las corrientes naturales o industriales. Bajo condiciones naturales, en suelos que contengan turbas se puede tener sulfato de hierro (pirita), que al oxidarse se convierte en ácido sulfúrico. En corrientes de zonas montañosas, el agua puede ser ligeramente al concreto de buena calidad (Ref.18).

En el caso de las pilas de puentes de concreto que han sido atacados por ácido, estos suelen provenir de aguas de desechos de industrias manufactureras o de procedimiento tales como empacadoras, productoras de enlatados, etc.

El agua que contiene  $\text{CO}_2$  libre es agresiva al concreto sobre todo si el pH alcanza valores menores a 6. Cuando el grado del pH se encuentra entre los 3 a 6, la velocidad de ataque progresa proporcionalmente a la raíz cuadrada del tiempo. Así mismo, la velocidad de ataque disminuye cuando los agregados quedan expuestos, porque la superficie vulnerable es menor y el medio de ataque

tiene que viajar en torno a las partículas de los agregados.

Para aumentar la resistencia del concreto a este tipo de medio, se han desarrollado algunos tratamientos que de manera general tienden a formar una capa protectoras que permite disminuir la acción dañina. Entre estos tratamientos se puede mencionar la utilización de pinturas plásticas o epóxicas, el empleo de carbón/alquitrán en las superficies, etc. El grado de protección que proporcionan los diversos medios varia, pero es esencial que la capa protectora se adhiera bien al concreto y que no la dañen los agentes mecánicas.

#### **IV. 2.3.- Degradantes atmosféricos (carbonatación).**

En la atmosfera se encuentran disueltas partículas nocivas, tal como en el caso anterior. Sin embargo, no todos los agentes atmosféricos agresivos se desarrollan en procesos derivados de la combustión.

En el medio ambiente se encuentra presente el dióxido de carbono de manera natural, mismo que al penetrar en el concreto inicia una reacción química con algunos productos de la hidratación del cemento, llamada carbonatación, la cual modifica las condiciones de estabilidad química del concreto y provoca un proceso de degradación, que con el tiempo degenera en la corrosión del acero de refuerzo.

Hay un gran número de aspectos de la carbonatación que influyen en las propiedades del concreto. Entre ellas se encuentran la degradación de su condición alcalina, la cual disminuye la protección del acero de refuerzo contra la corrosión.

Para minimizar el riesgo de daño en concreto reforzado, es pertinente tomar medidas precautorias que con el trascurso del tiempo, el acero de refuerzo sea alcanzado por el efecto de la carbonatación. Para ello se requiere que el concreto tenga una baja permeabilidad, que se haya mezclado con una baja relación agua/cemento y que exista una buena protección para el acero de refuerzo, esto

es, que el espesor de recubrimiento sea uniforme y de espesor suficiente.

Bajo condiciones normales, el grado de avance de la carbonatación es bajo y, para que penetre un espesor de recubrimiento dado, se requiere que las condiciones de agresividad del medio se conserven durante mucho tiempo. Para evaluar la profundidad que ha alcanzado la carbonatación, se ha desarrollado a partir de la experiencia expresiones y tablas que están en función del tiempo y del valor de la resistencia del concreto.

Habrá que cuidar la calidad del concreto respecto a su permeabilidad con el fin de evitar un rápido avance de la carbonatación, cuyos efectos serán dañinos se además de lo anterior, en diseño de las estructuras de concreto contempla espesores de recubrimiento adecuados, pues durante la construcción de las estructuras se generan errores que afectan las especificaciones de recubrimiento señaladas en los planos. Para evitar ello, es recomendable incrementar el valor del recubrimiento, para absorber los errores que pudiesen producirse.

El efecto que el fenómeno de la carbonatación tiene en el concreto reforzado y presforzado es que además de disminuir la resistencia del concreto, puede llegar a inhibir la protección que el ambiente alcalino del concreto le proporciona al acero de refuerzo contra la corrosión (Ref.18).

La distancia entre el lecho superior de la estructura y la profundidad máxima que ha alcanzado la carbonatación se llama frente de carbonatación. Si este ha rebasado la capa de recubrimiento del acero, no habrá mayor protección por el medio alcalino, ya que su valor se irá reduciendo hasta alcanzar valores tan bajos que contribuyen a la destrucción de la capa pasiva de óxido que protege al acero contra la corrosión.

El ácido carbónico funge como un electrolito que permite que el acero se oxide por el oxígeno atmosférico que es transportado al interior de la estructura y que al reaccionar con el agua que se encuentra en el interior forma  $Fe_2O_3$  el cual es un producto de la corrosión que se conoce como óxido de hierro hidratado. El

producto de esta corrosión ocupa un volumen mucho mayor que el acero del cual fue formado, generándose grandes presiones en el interior del concreto.

#### **IV. 3.- Corrosión.**

Debido a la condición altamente alcalina y a la baja conductividad eléctrica del concreto este generalmente proporciona una buena protección contra la corrosión de los materiales que se hayan ahogados en él. Sin embargo, la corrosión del acero de refuerzo es una causa frecuente de daño en las estructuras de concreto.

El grado de protección que puede proporcionar un concreto al acero de refuerzo, está en función de su calidad, de espesor del recubrimiento y de las prácticas constructivas que se hubiesen realizado. No obstante, existe un número importante de casos de daños que hasta hace poco tiempo causaban desconciertos, pues se desconocía que la corrosión tenía también su origen en otros aspectos tales como la presencia de cloruros en el concreto, lo cual puede producir una corriente eléctrica parasita que genera el fenómeno de corrosión.

Se sabe que las principales condiciones que propician el inicio de la corrosión del acero de refuerzo son: la excesiva porosidad del concreto, el insuficiencia espesor del recubrimiento, la existencia de grietas con el concreto, la alta concentración de agentes corrosivos en el medio de contactos y en el concreto mismo, la presencia de humedad en el interior de la masa del concreto, así como la presencia de corrientes eléctricas.

La excesiva porosidad es el resultado de una deficiente producción del concreto, debido a lo inadecuado de su composición, de su elaboración, compactación y curado. Todos estos factores deberán ser cuidados para obtener un producto de buena calidad (Ref.18).

El recubrimiento del acero de refuerzo es una condición que depende del proyectista de la estructura. Sin embargo, es el constructor y el supervisor de la obra quienes tienen una influencia directa en este aspecto, pues se ha observado



que los recubrimientos efectivos en las estructuras tienden a ser muy variables y con una elevada proporción de valores inferiores a lo especificado. Debido a ello, es conveniente que los proyectistas consideren un recubrimiento adicional, que proporcione mayor seguridad ante el riesgo de errores constructivos.

En épocas anteriores se creía que si una estructura no tenía grietas no existía una razón para que se iniciara la degradación de acero de refuerzo debido a la corrosión. Ahora se sabe que esto no es una condición indispensable para su inicio. Sin embargo, la presencia de grietas en las estructuras facilita la penetración de agentes agresivos que dan fenómeno.

#### **IV. 4.- Mecanismos mecánicos.**

Puesto que el concreto ofrece una baja resistencia a las fuerzas de tensión, este material tiende a agrietarse cuando se ve sometido a tensiones que sobrepasan su resistencia. Entre las diversas causas que generan el agrietamiento se conocen además de las fuerzas de tensión, los esfuerzos producidos por momentos flexionantes o por fuerzas cortantes. Existen además cambios volumétricos en las estructuras, mismas que son generadas por variaciones de temperatura del concreto y provocan agrietamientos cuando restricciones de algún tipo.

En estructuras de concreto el agrietamiento no puede eliminarse por completo, en estructuras bien diseñadas su presencia puede coadyuvar al correcto desempeño de la estructura sin que afecte su resistencia ni la durabilidad del material.

Se han propuesto diversos mecanismos de agrietamiento en los que la formación y el desarrollo de las grietas son semejantes en miembros sometidos a fuerzas de tensión y a flexión, como ocurre generalmente en las superestructuras de los puentes. En ellas se forman grietas normales al eje del elemento y se desarrollan hasta cerca del eje neutro (grietas por flexión). Otro tipo de grietas son visibles en las caras laterales de los elementos y se prolongan hasta antes del eje

neutro (grietas por tensión). En algunos casos aparecen agrietamientos inclinados y hasta horizontales.

Se define al agrietamiento estructural como aquel que obedece al trabajo mecánico de la estructura. Este tipo de agrietamientos tiene patrones de orientación bien definidos, de acuerdo con las fuerzas internas que lo producen.

En el caso de las estructuras de concreto reforzado, se presentan agrietamientos que en la mayoría de los casos son inofensivos.

De las diferentes causas de origen mecánico que pueden llegar a ocasionar el agrietamiento y la evaluación de elementos estructurales se tiene:

- Grietas por tensión
- Grietas por flexión
- Grietas debido a cortante
- Grietas por torsión

Grietas no estructurales son las que se producen por la aplicación de procedimientos constructivos inadecuados. Estos agrietamientos no ponen en riesgo a la estructura. A pesar de ello, puede ser un factor de importancia en la disminución de la durabilidad del concreto, ya que a través de ellas puede penetrar agentes que degradan el material.

## **V. TÉCNICAS DE REPARACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO.**

Las estructuras de concreto se diseñan y construyen para que cumplan con su función y alcancen su vida útil de una manera segura. Esto implica que en el diseño, construcción, mantenimiento y operación se consideren aspectos de capacidad estructural, así como de durabilidad de los materiales. Cuando las estructuras sufren modificaciones, sea por razones arquitectónicas o de tipo de uso, se deterioran los materiales, o bien sufren daños, como los producidos por los temblores, es necesario pensar en la rehabilitación de la estructura. Este término implica, de manera general, la reparación y el refuerzo. En la reparación se busca dejar a la estructura con sus capacidades originales; con el refuerzo se mejoran estas propiedades.

Estas estructuras de concreto son susceptibles de sufrir durante su vida de servicio diversas incidencias que pueden hacer necesaria una intervención, más o menos enérgica, con objeto de recuperar su aspecto, reponer su capacidad mecánica original (reparaciones) o incrementar la misma (refuerzos).

Las causas que originan los posibles problemas condicionan la estrategia a seguir durante la intervención. Su origen puede ser muy variado. A modo de una primera aproximación, puede distinguirse entre:

### 1.- Reparaciones:

- Consecuencia de problemas de durabilidad y, en especial, por existencia de corrosión en las armaduras.
- Consecuencia de las cargas de servicio u otras causas accidentales, como es el caso de impactos en el caso de puentes de carretera.

### 2.- Refuerzos:

- Consecuencia de una característica del material poco adecuada respecto al proyecto, por utilización de dosificaciones incorrectas o problemas de ejecución.

- Consecuencia de errores en la definición de las acciones consideradas en el proyecto.
- Consecuencia de un cambio en las características de las acciones que actúan sobre la estructura.

## **V. 1.- Sistemas para la reparación y el refuerzo de estructuras.**

Aun cuando cada intervención conlleva sus particularidades, es posible la enumeración de una serie de aspectos que pueden estimarse como fundamentales para conseguir unos resultados adecuados. Estos puntos son:

- Necesidad de la existencia de un proyecto y que, además, éste obedezca a una metodología correcta.
- Intervención que ataje las causas del problema, no los síntomas.
- Estudio adecuado de los materiales y de su compatibilidad con los de la obra existente.
- Estudio del comportamiento tensional en servicio de las zonas reparadas.

Cualquier intervención que pretenda ser eficaz, debe partir de una fase previa de inspección, estudio y diagnóstico de las causas que han provocado el deterioro o el problema que se pretende solucionar. Así mismo es fundamental una correcta identificación de las causas que han dado origen al problema. Sólo así puede actuarse correctamente atajando la causa y no limitándose, como ocurre en ocasiones, a simples operaciones de cosmética que, lejos de solventar el problema, pueden colaborar a su agravamiento.

A la hora de efectuar una reparación se debe de contar en la obra con materiales cuyas características físicas y mecánicas garanticen una compatibilidad adecuada con los materiales de la obra ya existente, lográndose así un comportamiento correcto durante la futura fase de servicio.

Esta compatibilidad debe valorarse al menos en una serie de propiedades físico-mecánicas, que son:

- Coeficiente de dilatación térmica.
- Módulo de elasticidad.
- Propiedades reológicas: retracción y fluencia.

Además, se deben exigir otras propiedades al sistema de reparación empleado entre las que, al menos, deben figurar las siguientes:

- Adhesión muy buena al hormigón viejo.
- Procesos de endurecimiento y curado no excesivamente exotérmicos, para evitar grandes deformaciones del material ya existente.
- Comportamiento adecuado frente a la clase de exposición ambiental a la que va a estar sometido el elemento estructural.
- Resistencia frente a las radiaciones ultravioletas.

Estos factores condicionarán una mayor o menor contribución de la zona afectada respecto al estado tensional del elemento durante la vida de servicio de la estructura.

Existe una gran diversidad de métodos para la reparación de estructuras de concreto, pero para el presente trabajo se tratarán de los métodos que sean factibles para su uso y aplicación en el puente la manzanilla.

## **V. 1.1.- Tratamiento de fisuras.**

La aparición de fisuraciones en las estructuras de concreto constituye una de las patologías de aparición más frecuente.

Su origen puede ser muy variado. Mientras a veces es síntoma de una grave situación estructural, en otras ocasiones no se trata más que de un mero problema de índole estético, sin mayores repercusiones.

La fisuración de una estructura conlleva una serie de implicaciones que cabe recordar. En primer lugar, se trata de un síntoma del comportamiento inadecuado de la estructura frente a un estado tensional de tracciones que no ha sido capaz de soportar el concreto. Pero, además, una vez aparecidas las fisuras,

éstas se configuran como una vía preferente de gran permeabilidad relativa, por la que penetran las sustancias agresivas hacia el interior del concreto, acelerando los consiguientes problemas de durabilidad.

Además de su origen, al emprender la rehabilitación será necesario evaluar su naturaleza en relación con su estabilidad a lo largo del tiempo. Así, se habla de fisuras muertas cuando su anchura permanece constante a lo largo del tiempo.

Por contraposición, se denominan fisuras vivas al resto.

Al emprender la reparación, el tratamiento a seleccionar será en función de una serie de factores, entre los que destaca fundamentalmente la naturaleza de las fisuras. Así, dependiendo de que éstas sean vivas o muertas, se deberá diseñar una estrategia distinta. En resumen, los factores básicos que condicionan la selección del tratamiento de las fisuras pueden resumirse en:

Naturaleza de las fisuras: vivas o muertas.

- Geometría de las fisuras: anchura y profundidad.
- Estado de solicitaciones a las que va a estar sometida la estructura en el futuro.

Como regla general, se inyectarán aquellas fisuras que no sea previsible que sufran movimientos en el futuro, mientras que para el resto de los casos se optará por una estrategia de sellado.

## **V. 1.2.- Mantenimiento y sellado de los drenes.**

Dentro de la estructura de los puentes, los drenes juegan un papel muy importante, debido a que son los encargados de desalojar el agua contenida en el puente. Dichos drenes en muchas ocasiones se encuentran ensolvados, lo que no permite el desalojo del agua, provocando con esto que el agua busque la forma de circular. La mayoría de los drenes son contruidos con tubos de PVC, con el cual se crea una junta fría y el agua se infiltra entre el PVC y el concreto generando manchas de lixiviación, lo que genera un mal aspecto al puente, como se muestra

en la siguiente imagen.



**Imagen V-1.-Manchas de lixiviación en el puente La Manzanilla.**

Como se puede observar en la imagen al estar tapados los drenes, el agua se filtra entre el tubo y el concreto, otra zona susceptible para que se filtre el agua es la junta fría que se genera entre la losa y el parapeto.

De igual manera como se hace con las grietas, se deben de sellar la junta entre la losa y el parapeto, con esto se reduce la generación de las manchas de lixiviación. Otra cosa que se debe de tomar en cuenta es la colocación de drenes horizontales y no solo verticales.

#### **V. 1.3.- Reparación de coqueras y oquedades.**

##### **a) Superficiales:**

Este tipo de daño en los puentes, son aquellos que no afectan a la resistencia de la estructura. Para la reparación adecuada se debe limpiar y sanear la superficie dañada y aplicar un mortero de características muy similares a las del concreto con que está hecho el puente.

##### **b) Medias:**

Afectan ligeramente al comportamiento estructural y son de dimensiones más importantes. Para su reparación se debe limpiar y sanear la superficie, pintar la superficie con un material epóxico y rellenar con concreto de resistencia

superior en  $50 \text{ kg/cm}^2$  al concreto existente.

c) Importantes:

Son las que afectan a la resistencia del elemento. No se puede utilizar el sistema anterior porque el concreto no entraría en carga al retraerse. Para su reparación se debe rellenar utilizando un epóxico de retracción despreciable, o con concreto expansivo de resistencia mayor que el concreto base.

#### V. 1.4.- Reparación de disgregaciones de concreto.

Depende muchas veces del tipo y calidad del concreto. En ocasiones no hay más solución que sustituir el elemento dañado.

Si el ataque no es muy grave puede sustituirse la superficie afectada por concreto sano.

Las técnicas más aplicadas son:

- Concreto lanzado.
- Revestimiento con morteros especiales.
- Revestimientos con epóxico, poliuretano, silicón o asfaltos.

Los sistemas más adecuados de protección son las resinas epoxicas, las cuales se aplican con brocha, rodillo, espátula o por proyección en caliente.

#### V. 1.5.- Refuerzo con concreto armado.

La forma más común y correcta de colocar el concreto armado es en forma de cincho, las ventajas que tiene este tipo de reparaciones es que tiene un menor costo, mano de obra menos especializada, es más segura la contribución a la estructura antigua, haciéndola la confiable.

De las pocas desventajas que tiene esta técnica es que aumenta las dimensiones de las vigas y pilas, además de que no puede entrar en carga hasta pasado un tiempo prudente, normalmente un mes.



a) Refuerzo en pilas o pilotes:

Cuando se aplica refuerzo en los pilotes o pilas es muy común que se deba a una baja resistencia del concreto o por aumento de cargas. Dichas reparaciones se deben hacer en las siguientes fases:

1. Limpieza a detalle de la superficie dañada.
2. Colocación de la armadura y cimbra.
3. Pintado con epóxico de una franja inferior del pilar en una altura de 50 cm.
4. Relleno y vibrado del concreto.
5. Realizar un buen curado al menos por 10 días.

Los cuidados que se deben de tener es que el concreto sea de una resistencia mayor en  $50\text{kg/cm}^2$ , respecto al concreto original, además de colocar el armado en forma espiral para evitar las deformaciones transversales, además de perforar la pila o pilote para anclar la reparación. El refuerzo debe de resistir por si mismo la totalidad de la carga.

**V. 1.6.- Reparación de pilares dañados por sismo o impactos.**

a) Daños pequeños (fisuras y grietas).

Se reparan con inyección de epóxico.

b) Daños localizados con capacidad resistente de al menos el 45%

Se debe de colocar refuerzo solo en la zona dañada, colocando barras nuevas que se sueldan a las antiguas por medio de unas horquillas, se coloca la cimbra y se rellena con concreto.

c) Daños graves:

Para este tipo de daño se debe de hacer un apuntalamiento de la estructura, limpiar la zona dañada y colocar refuerzo en toda la pila, considerando una separación de 5 cm en la zona dañada y de 10 cm en el resto.

## V. 1.7.- Refuerzo en vigas.

a) Por incremento del canto de la viga.

El sistema constructivo que se debe de seguir es el siguiente:

- Demoler la parte inferior de la viga de concreto.
- Colocar unos nuevos estribos que sean capaces de absorber los esfuerzos de desgarramiento entre el concreto antiguo y el nuevo.
- Realizar una buena unión entre concretos, con epóxico o por medio de perforaciones para posteriormente colocar la armadura longitudinal y colar.

b) Por refuerzo de la parte inferior mediante ángulos que se sujetan con presillas.

Este método es muy sencillo, aunque no garantiza el trabajo en conjunto del concreto con la armadura de refuerzo, pero se puede mejorar uniendo los ángulos al concreto con epóxico. En general precisa grandes deformaciones para que entre en carga el refuerzo (Ref. 19).

El sistema constructivo se muestra en la siguiente figura:

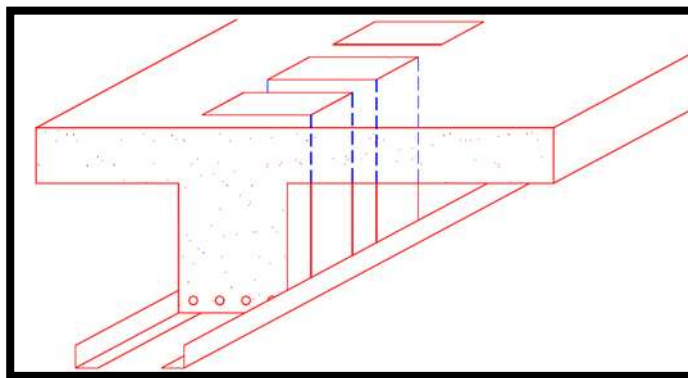


Imagen V-2.-Refuerzo de viga con ángulos en la parte inferior.

Se colocan ángulos a todo lo largo del claro de la viga, con la finalidad de reducir las deflexiones.

## V. 1.8.- Refuerzo de pilares con perfiles metálicos.

Este sistema de reparación es muy rápido y relativamente barato, además la estructura puede entrar en carga casi inmediatamente de la ejecución del refuerzo.

El refuerzo de pilas y pilotes con perfiles metálicos es muy frecuente y efectivo a condición que el refuerzo pueda resistir la totalidad de la carga.

Consiste en adosar a sus cuatro esquinas angulares que luego se unen con presillas o placas, como se observa en la siguiente imagen:

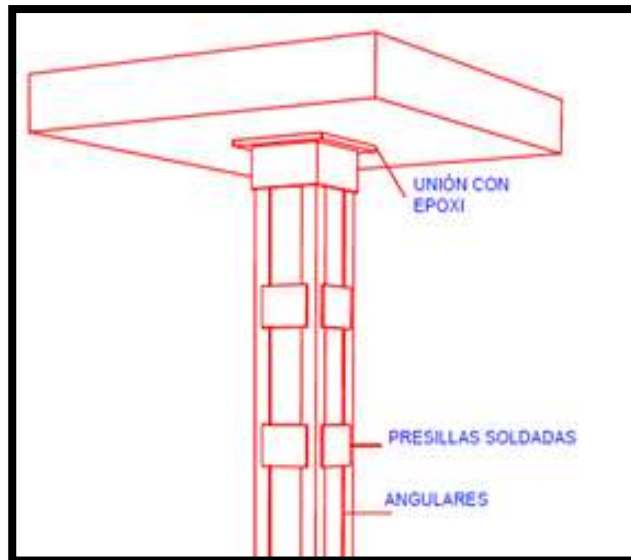


Imagen V-3.-Reparación con placas metálicas.

- Primeramente se realizan y colocan la base y el capitel
- Se encajonan los ángulos y se puntean con soldadura.
- Se puntean con soldadura las presillas.
- Una vez presentado el conjunto, se suelda completamente, asegurándose que no existan espacios vacíos entre la base y el capitel (Ref. 19).

El refuerzo debe de prolongarse hasta la cimentación.

## V. 1.9.- Refuerzo con cables metálicos (postensado).

Este sistema es uno de los que tienen más ventajas cuando el puente tiene deflexiones y no puede estar en desuso por mucho tiempo, debido a que permite trabajar sobre los elementos deformados sin necesidad de descargarlos, además no necesita nuevas deformaciones para que el refuerzo comience a cargar, ya que permite recuperar deformaciones y es muy favorable en refuerzos a flexión y cortante, en especial estructuras muy dañadas. La única desventaja es que necesita personal muy experto (Ref. 20).

a) Sistemas atirantados: es el más común de refuerzo mediante cables, el cual se ejecuta por tirantes roscados en sus extremos, puesto a tensión por atornillado.

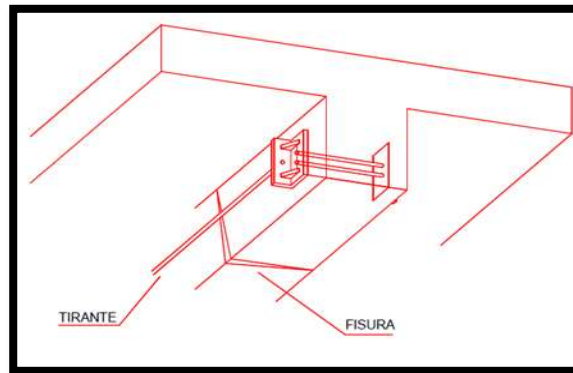


Imagen V-4.-Reparación de la viga por sistemas atirantados.

Antes de comenzar a estirar el cable es conveniente recuperar la flecha por medio de gatos para no forzar en exceso la rosca. En casos de flecha pequeña se puede utilizar cuñas. El diseño de los anclajes requiere de un diseño cuidadoso.

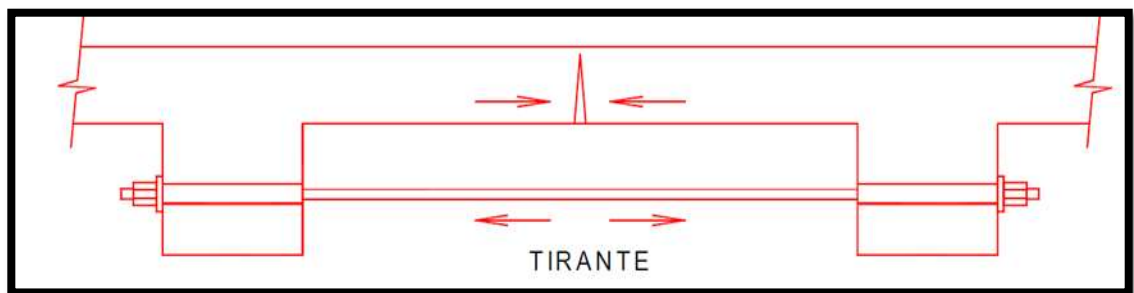


Imagen V-5.-Tensado del cable.

b) Sistemas de cables: son los mejores pero exigen mano de obra muy especializada. Al colocarse exteriormente a la pieza permite un fácil control. Debido a sus pequeños espesores pueden disimularse fácilmente (Ref. 19).

Es muy común que se generen grietas en el centro del claro debido a al incremento de las cargas de los vehículos.

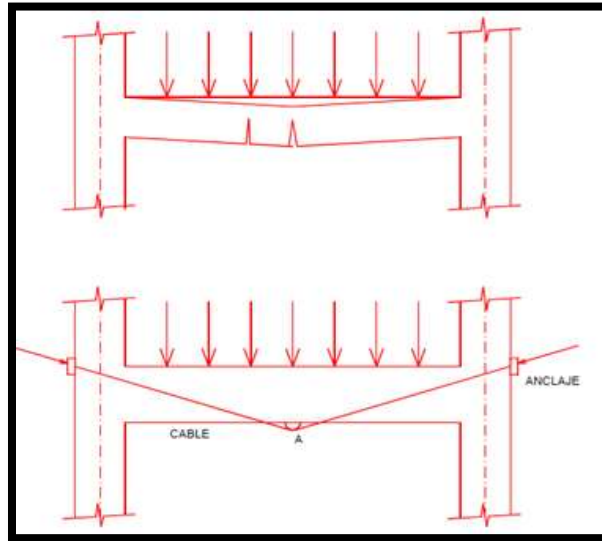


Imagen V-6.-Recuperación y refuerzo de una viga dañada.

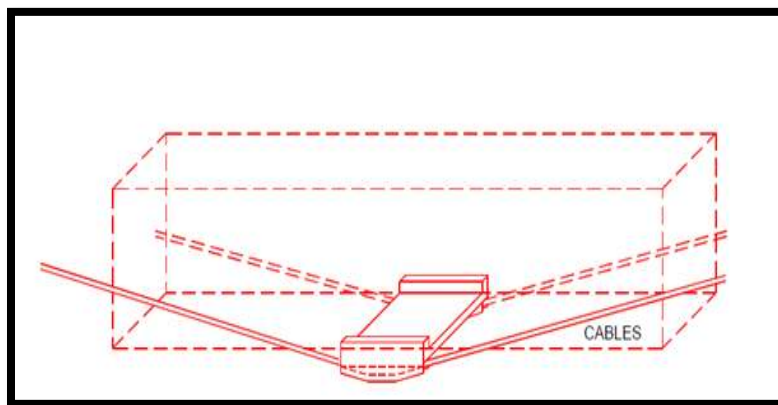


Imagen V-7.-Detalle de la pieza "A"

Este tipo de sistema permite el tensado central y para obtener mejores resultados se debe de inyectar resina epóxica en las grietas y fisuras.

## V. 1.10.- Refuerzo con compuestos FRP.

Son compuestos conocidos como Fiber Reinforced Polymers. Es una de las técnicas más novedosa empleada en el desarrollo de trabajos de reparación, rehabilitación y/o reforzamiento estructural. Es un sistema compuesto estructurado con base en fibras de carbono, de arámida o de vidrio y se pueden encontrar en forma de laminados preformados, hojas de fibra y perfiles prefabricados

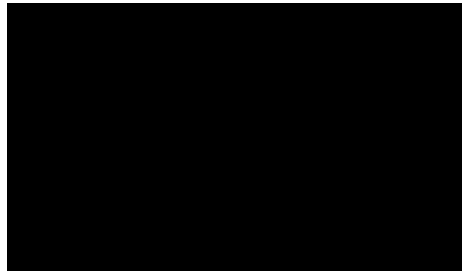


Imagen V-8.-Tejido de fibras de carbono

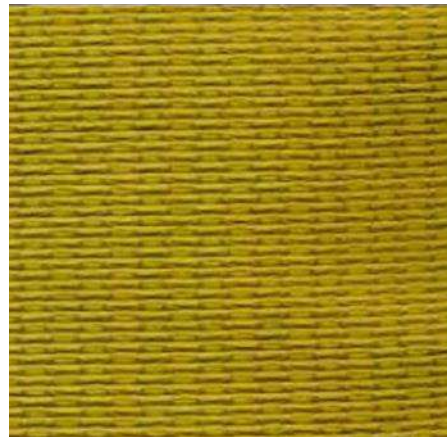


Imagen V-9.-Tejido de fibra de arámida.

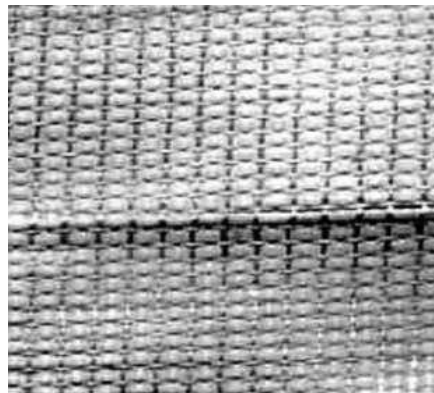


Imagen V-10.-Tejido de fibra de vidrio.

Son materiales que con muy poco peso, pueden ser usados como medio directo de reforzamiento para incrementar los niveles de capacidad resistente de una sección estructural, ya sea aumentando la resistencia a tensión o a cortante de los miembros estructurales o incrementando los niveles de capacidad a compresión de las secciones por el efecto del confinamiento, solución muy aplicable en el caso de elementos con sección transversal circular.

La técnica de reforzamiento con base en el Sistema Compuesto Estructurado a base de Fibra de Carbono (SFC) se ha usado en el reforzamiento y rehabilitación de estructuras de concreto existentes alrededor del mundo. Esta técnica debe de ser validado por ingenieros calculistas, quienes definirán si el uso de la misma es factible o no. Actualmente existen normas que rigen el empleo de este tipo de técnica.

Las fibras de carbono, constituyen los elementos que proporcionan la resistencia y la rigidez al conglomerado (SFC), de acuerdo al tipo de fibra ésta se puede clasificar en: uso general, de alta resistencia, ultra alta resistencia, alto módulo elástico y ultra rápido módulo.

Está demostrado que algunas acciones medioambientales suelen reducir las propiedades mecánicas de los SFC, tal es el caso de la temperatura, los rayos ultravioletas, la humedad y el contacto con soluciones químicas (ácidas y alcalinas). Entre los factores más importantes que influyen en la magnitud de esta degradación están: el tipo de exposición medioambiental con sus respectivos tiempos de exposición, así como el tipo de resina y de fibra de carbono que se emplee en el conglomerado.

Es importante que se conozcan las características del medio al que van a estar expuestos los sistemas de reforzamiento, a fin de que se lleven a cabo los estudios correspondientes que permitan avalar y garantizar el buen desempeño por durabilidad del conjunto y que la degradación de las propiedades mecánicas del sistema, con base en las especificaciones del fabricante o del distribuidor, no

se vean afectadas de manera importante (Ref. 20).

En las siguientes figuras, se muestra la aplicación de la hoja de fibra de carbono.



Imagen V-11.-Colocación de hojas preimpregnadas.



Imagen V-12.-Imprimación con epóxico.





**Imagen V-13.-Puesta helicoidal de hojas.**

## **VI. METODOLOGÍA DE INSPECCIÓN DE PUENTES.**

Al ser tan amplio el rango de las posibilidades en la cuantía de daños, no se puede aplicar una sola metodología para resolver el problema en ese momento estudiado, por lo que se hace necesario adecuarse a la magnitud propia de cada caso; con lo que se pueden hacer desde diagnósticos inmediatos, hasta casos en los que se deban hacer análisis y ensayos específicos debido a la complejidad del problema.

Dentro del trabajo de detección de los problemas en el puente se tienen que desarrollar tareas que permitan lograr un sistema de reparación fiable y competitiva frente a sistemas tradicionales; así mismo, la durabilidad de la reparación puede aumentar mediante el empleo de revestimientos protectores específicos (Ref. 21).

La primera tarea dentro de un sistema de reparación será realizar la inspección de obra para determinar el estado de servicio. Al inspeccionar, además de establecer medidas que garanticen la seguridad de los usuarios, habrá que:

- Identificar las causas que provocan o provocaron ese deterioro
- Conocer la dimensión del deterioro en cuanto a los efectos en cuanto a las propiedades físicas y mecánicas de los materiales así como delimitar las zonas a reparar.
- Estudiar la variación en el tiempo de las condiciones a las que está sujeta la estructura, como por ejemplo:
  - a) Fuerte aumento de la circulación de grandes cargas sobre la estructura.
  - b) Impacto de rocas o troncos de árboles.

Como resultado de esta investigación se tendrá un conocimiento de las actuales condiciones resistentes y funcionales de la estructura. Este conocimiento permitirá proponer una reparación o un refuerzo de la misma junto a unas medidas preventivas.

Para empezar el análisis de la estructura se deberá realizar un examen

visual asociado con la toma de medidas en sitio que cuantifiquen el deterioro y así obtener información que nos ayude a interpretar los desperfectos.

Cuando se examina la estructura se deberá:

- Localizar todas las zonas dañadas.
- Clasificar por tipologías todos los desperfectos existentes.
- Tomarse datos para elaborar unos planos de daños donde se refleje la localización y tipo de daño para poder luego decidir qué zonas serán ensayadas.

Los problemas existentes en la estructura los podemos identificar de la siguiente manera:

1. En estribos:
  - a. Fisuras en paramentos.
  - b. Desprendimientos.
  - c. Coqueras.
  - d. Defectos de construcción.
  - e. Presencia de humedad en paramento.
2. En pilas:
  - a. Fisuras y grietas.
  - b. Desprendimientos.
  - c. Desplome.
  - d. Mala calidad del concreto.
  - e. Humedad en paramentos.
3. En tablero:
  - a. Fisuras y grietas.
  - b. Manchas de humedad.
  - c. Acero expuesto.
  - d. Flechas excesivas.
  - e. Desprendimiento.
  - f. Manchas por lixiviación.

Partiendo del PROBLEMA que en el puente existe concreto deteriorado, existencia de fisuras, corrosión de armaduras pasivas y de pretensado, etc., se hace necesario determinar las causas del deterioro.

Las causas pueden ser:

De acuerdo a la acción actuante se establece la siguiente clasificación:

- a) Acciones excepcionales y accidentales.
  - Terremotos, deslizamientos de tierras.
  - Huracanes, tornados.
  - Explosiones.
  - Impactos de vehículos, barcos, aviones.
  - Incidentes debidos a operaciones de pretensado.
- b) Acciones ambientales.
  - Ataque químico.
  - Carbonatación.
- c) Deformaciones impuestas.
  - Asentamientos diferenciales.
  - Efectos térmicos.
- d) Fuego.
- e) Sobrecargas.

Otra clasificación de las causas de fallo de las estructuras contemplan el “que o quien” es el responsable de ese error:

- a) Los errores en fase de proyecto o diseño achacables al proyectista
  - Calculo defectuoso.
  - Falta de detalles constructivos.
  - Esquema estructural incorrecto.
  - mala evaluación de las acciones actuantes.
  - falta de adecuación ambiental.

b) Defectos imputables a los materiales, ya sea por la disminución en la resistencia mecánica, en su estabilidad o durabilidad.

c) Errores durante la ejecución

- Insuficiencia en el vibrado del concreto.
- Mal curado del concreto.
- Problemas con heladas.
- Deslizamientos en encofrados.
- Segregaciones.
- Errores en la colocación de las armaduras.

d) El mantenimiento y uso de la estructura.

Las causas más sencillas son de origen físico, pudiendo ser el resultado de la erosión por viento o agua, abrasión mecánica o por impacto directo, sobrecarga estructural, fuego.

El ataque al concreto armado en ambientes industriales se puede presentar a causa del derrame de agentes químicos agresivos, por la acción de sulfatos de aguas subterráneas y su cristalización interna en ambientes cálidos. La presencia de un gel expansivo a partir de una reacción entre el cemento y los agregados, genera fisuración y desmoronamiento del concreto.

De lo mencionado anteriormente se puede deducir que la durabilidad e impermeabilidad que se demandará a un concreto, la determinaran las condiciones ambientales a las que se verá expuesto. Para que se garantice la durabilidad será imprescindible:

- Contenido alto de cemento, controlando la relación a/c.
- Recubrimientos adecuados.
- Curado efectivo del concreto.

Todo ello juntamente con buenos agregados pétreos, vibrado y compactación correctos, control de los aditivos químicos empleados y contando con las reglas de una buena práctica constructiva. De esta manera, la durabilidad

será sinónima de densidad, buena calidad y compactación.

Las inspecciones que se realizan para el cuidado de los puentes se pueden clasificar en tres grandes grupos:

- Inspecciones rutinarias
- Inspecciones principales
- Inspecciones especiales.

Cada tipo de inspecciones cumplen con un fin específico y sirve de precedente para el tipo de inspección que le sigue.

Las inspecciones rutinarias tienen por objetivo mantener a los puentes en un estado funcional, a través del programa de conservación y mantenimiento rutinario, los que a su vez aportan datos para la realización de revisiones más detalladas del estado de la estructura.

Las inspecciones principales se llevan a cabo para verificar el estado general de los puentes, para hacer un inventario de las características de los mismos; así como para establecer una valoración de cada una de sus partes.

Cuando las inspecciones principales arrojan datos sobre el inicio de un posible mecanismo de deterioro o daño sobre la estructura, se debe de realizar una evaluación utilizando técnicas para determinar las propiedades de los materiales que lo conforman, así como su capacidad de carga. Estas inspecciones llamadas especiales, requieren ser efectuadas por personal calificado, que posee amplios conocimientos de las propiedades de los materiales de la construcción, de las técnicas empleadas para su análisis, así de procedimientos constructivos y de diseño estructural.

## **VI. 1.- Concepto de inspección de puentes.**

Es la aplicación de técnicas disponibles para conocer en todo momento el estado de conservación de una estructura y su posible evolución en el tiempo, a fin de tomar medidas necesarias para mantener un aceptable nivel de seguridad y

funcionalidad durante la vida útil de la estructura.

Las inspecciones a detalle suelen ser muy costosas, por lo que solo se justifica cuando la aparición de determinados desordenes pueden poner en peligro la estructura o acortar su durabilidad. Por esta razón el grado de profundidad de la inspección queda determinado por la severidad de los daños observados.

El seguimiento de un puente a lo largo de su vida útil es complicado y costoso, razón por lo que debe de elaborarse un calendario de visitas de inspección mismo que estará en función de la edad y tipo de la estructura, de los programas de mantenimiento y rehabilitación de la infraestructura carretera, así como de las recomendaciones resultantes de inspecciones anteriores.

Las inspecciones deberán realizarse cada cinco años, debido a que la información que se obtiene, sirve para mantener actualizado el inventario relativo a la infraestructura de puentes, además de aportar datos para la realización de las inspecciones especiales.

La necesidad de llevar a cabo trabajos de mantenimiento, rehabilitación y, en su caso, de pequeñas reparaciones, deberán plantearse oportunamente para desordenes que puedan desembocar en deterioros estructurales serios y costosos.

El mantenimiento económico de una estructura depende de un regular y exhaustivo programa de inspección y monitoreo, para detectar en un estado inicial o latente cualquier causa de deterioro. Para llevar a cabo una buena inspección se debe de llevar a cabo los siguientes objetivos:

- a) Registrar en forma sistemática y periódica el estado de la estructura, facilitando así la identificación y aparición de defectos.
- b) Identificar oportunamente fuentes potenciales y presentes de problemas, con miras a prevenirlos y/o corregirlos, de manera económica.
- c) Contar con información necesaria para tomar decisiones oportunas con respecto al mantenimiento, reparación o sustitución del puente, así como para

considerar restricciones de velocidad y de cargas permisibles, llegando incluso al cierre de la estructura

- d) Garantizar la seguridad estructural del puente
- e) Proporcionar una continua actualización de la documentación de la obra (planos, especificaciones, memorias de cálculo, características geométricas, etc.).

## **VI. 2.- Estrategias de solución para rehabilitaciones o reparaciones.**

Como resultado de las inspecciones se tiene como recomendación realizar trabajos de rehabilitación o de reparación en un puente, se deberá llevar a cabo una meticulosa revisión de las alternativas existentes para dejar la estructura en condiciones de servicio. Sin embargo los trabajos de reparación o rehabilitación pueden ser iniciados por otros motivos:

- Para incrementar la capacidad de carga
- Con el fin de ampliar el ancho del puente

La alternativa de restablecer la funcionalidad del puente al nivel requerido e incrementar la vida útil del mismo, se puede realizar:

- a) Reparando o reforzando los elementos
- b) Reemplazando los elementos principales
- c) Reemplazo del puente

Este grupo de alternativas se presentan cuando las condiciones de la estructura hacen peligrar su estabilidad y la seguridad de los usuarios.

Si se es necesario efectuar algún trabajo de rehabilitación o de reparación, se pueden definir los trabajos necesarios mientras no se ponga en peligro a la estructura o a los usuarios. Otra razón por la que se difieren los trabajos es la carencia de recurso económico para llevarlos a cabo.



### **VI. 3.- Reporte final.**

El reporte de una inspección contiene una sección de texto y/o de apéndices con los registros detallados de las observaciones realizadas en la estructura. La primera sección está integrada por datos como la identificación del reporte, un resumen, las causas que motivaron la inspección, los antecedentes, los registros obtenidos, la evaluación de los registros, las estrategias de reparación, así como las actividades sugeridas. En la segunda sección llamada de apéndices, se incorporan al reporte los anexos tales como fotografías, croquis, análisis económicos, etc.

### **VI. 4.- Reporte del puente la Manzanilla I.**

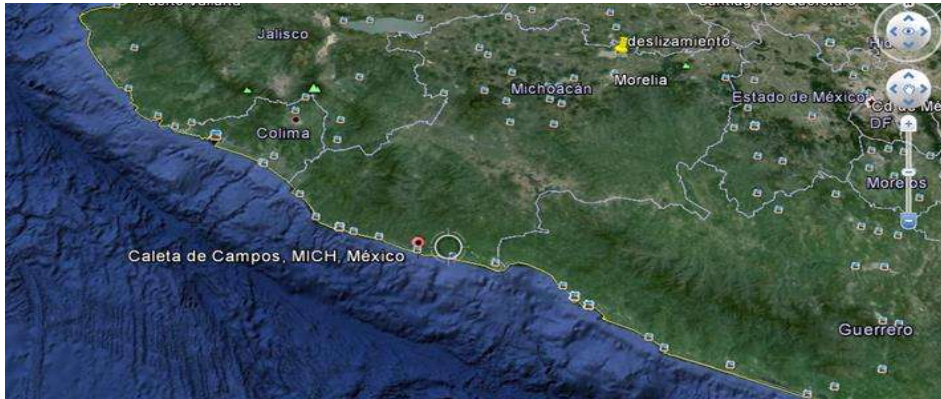
Este puente es uno de los 463 puentes que existen en el Estado de Michoacán. Se localiza en una atmósfera marina, muy cercano a la bahía de Caleta de Campos, municipio de Lázaro Cárdenas, Michoacán; forma parte del corredor turístico y económico del estado de Michoacán, tiene una antigüedad de 37 años y se encuentra catalogado en nivel 3 de acuerdo a la clasificación de SIPUMEX, lo cual indica que está a tiempo para realizar el estudio y dar una rehabilitación a la estructura, tiene un régimen de Vientos dominantes provenientes del Océano Pacífico con Dirección NW con 35%, y una Precipitación Promedio Anual de 1,065 mm (Ref. 22).

#### **VI. 4.1.- Localización.**

El puente “La Manzanilla I” se encuentra ubicado en la carretera federal con número de identificación 200, Tramo Playa Azul – Manzanillo en el Km 42+050, como se puede observar en la siguiente imagen.

Evaluación por durabilidad y propuesta de rehabilitación del puente la MANZANILLA I, ubicado en el km. 42+050 en la carretera federal Playa Azul-Manzanillo, Michoacán, México.

UMSNH 2014



**Imagen VI-1.-Macrolocalización del puente La Manzanilla I**



**Imagen VI-2.- Puente La Manzanilla (Imagen de Google earth).**

El puente se encuentra aproximadamente a una distancia de 200m del mar.



**Imagen VI-3.- Vista del puente La Manzanilla**

**VI. 4.2.- Datos generales del puente.**

**Tabla VI-1.- Datos del puente La Manzanilla.**

<b>Características</b>	
<b>Nombre</b>	La Manzanilla I
<b>Clave</b>	15-015-00.0-0-21.0
<b>Estado</b>	Michoacán
<b>Carretera</b>	Playa Azul- Manzanillo
<b>Ruta</b>	Carretera 200
<b>Ubicación</b>	42+050
<b>Año de construcción</b>	1975
<b>Latitud</b>	018 gra 03.60 min
<b>Longitud</b>	102 gra 41.27 min
<b>Altitud</b>	25 m
<b>Numero de claros</b>	5
<b>Longitud</b>	155.1 m
<b>Ancho total</b>	11.4 m
<b>Ancho de calzada</b>	9.5 m
<b>Pilas</b>	4
<b>Estribo</b>	1 de concreto
<b>Estribo</b>	1 de mampostería
<b>Forma del puente</b>	Cueva horizontal
<b>Esviajamiento</b>	15 gra
<b>Sección transversal</b>	Trabe cajón hueca
<b>Diseño de la elevación</b>	Viga continua
<b>Tipo de carga</b>	HS-20
<b>TPDA de diseño</b>	3561
<b>F'c proyecto</b>	250 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Clasificación</b>	3
<b>Propietario</b>	DGCC/SCT
<b>Cooperador</b>	15 Michoacán

## VI. 4.3.- Inspección visual.

### a) Daños en Estribo 1

El estribo de concreto presenta desconchamiento con acero expuesto de 60 cm x 60 cm, el cual es el daño más grave. De igual manera presenta manchas de humedad y lixiviación, debido al escurrimiento del agua.



Imagen VI-4.- Delaminacion con acero expuesto.

### b) Daños en claro 1

El primer claro presenta grietas con manchas de lixiviación en el centro del claro, ver imagen VI.5, cangrejeras de 50 cm x 50 cm en los bordes imagen VI.6, más 60 trozos de acero expuesto imagen VI.7, delaminación y manchas de humedad de aproximadamente 80 cm. y 1 m. borde izquierdo de la trabe cajón VI.8, parcheo de reparación en mal estado, junta fría a lo largo de toda la trabe cajón con manchas de lixiviación en la parte inferior, los daños mencionados son los más graves, la mayoría de ellos se repiten en varias ocasiones.

Gran parte de las manchas de lixiviación son generadas por la filtración del agua entre el parapeto y la losa, una solución a este problema sería el colocar drenes laterales, además existen delaminaciones provocadas por trozos de acero que quedaron en la parte inferior a la hora de construir el puente, de igual manera existen varias reparaciones que se hicieron de mala manera, las cuales se encuentran agrietadas y delaminadas. A continuación se muestran algunos daños

mencionados.



**Imagen VI-5.- Grietas y manchas de lixiviación**



**Imagen VI-6.- Cangrejera**



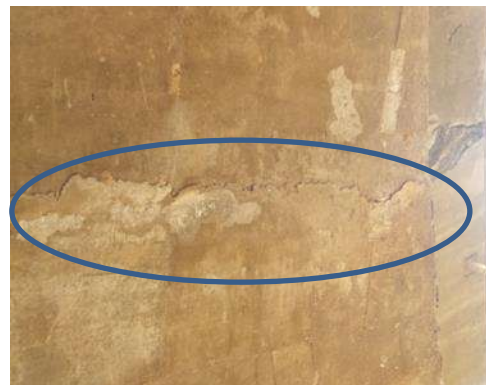
**Imagen VI-7.- Acero expuesto.**



**Imagen VI-8.- Manchas de humedad.**



**Imagen VI-9.- Reparación agrietada.**



**Imagen VI-10.- Junta fría con lixiviación.**

c) Daños en claro 2.

La inspección de éste segundo claro, cuenta con un número menor de daños comparado con el análisis del claro 1.

Dentro de los daños que presentan hay pequeñas manchas de humedad, reparaciones delaminadas de 20 x 40 cm, un aproximado de 250 pedazos de acero expuesto, reparaciones con manchas de humedad, lixiviación, cangrejas y desconchamiento con acero expuesto.



Imagen VI-11.-Aspecto general del claro 2.



Imagen VI-12.-Manchas de humedad.

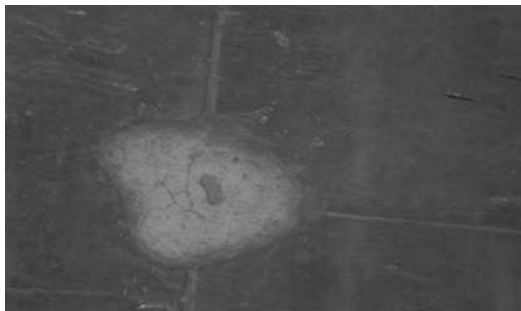


Imagen VI-13.-Reparación agrietada.



Imagen VI-14.-Lixiviación en alero



Imagen VI-15.-Desconchamiento con acero expuesto

d) Daños en claro 3.

En lo que se refiere al claro 3, el daño más grave que se encuentra son las manchas por lixiviación, debido a que es el claro del centro y la mayor cantidad de agua se concentra en esa zona genera escurrimientos laterales en el alero hacia el mar el cual casi en toda su longitud presenta manchas de lixiviación al igual que los drenes, en todo el claro tiene unos 150 pedazos de acero expuesto, algunos con delaminaciones, pequeñas grietas y reparaciones en mal estado.



Imagen VI-16.-Aspecto general del claro 3



Imagen VI-17Cangrejera con manchas de humedad.



Imagen VI-18.-Manchas y acero expuesto



Imagen VI-19.-Lixiviación en drenes



Imagen VI-20.-Reparaciones en mal estado.

e) Daños en claro 4.

En el claro 4 existen grietas en la trabe cajón del lado del mar, manchas por lixiviación en los aleros, delaminaciones con acero expuesto en parapeto, más de 200 trozos de acero expuesto de entre 5 y 10 cm de longitud, parche en mal estado, manchas de humedad.



Imagen VI-21.-Aspecto del claro 4



Imagen VI-22.- Parche mal elaborado.



Imagen VI-23.-Manchas y acero expuesto



Imagen VI-24.-Lixiviación en drenes



Imagen VI-25.-Desconchamiento con acero expuesto en parapeto



f) Daños en claro 5.

El claro 5 presenta gran número de cangrejeras que fueron medio reparadas, ya que solo le dieron como una embarrada de pasta de cemento, manchas de humedad en los aleros, junta fría a lo largo de toda la trabe cajón muy próxima a la pila 4 y delaminaciones de concreto.



**Imagen VI-26. Vista del claro 5**



**Imagen VI-27.-Delaminacion con humedad**



**Imagen VI-28.- Delaminacion alero a tierra.**



**Imagen VI-29. Delaminacion con acero expuesto.**



**Imagen VI-30.- Delaminacion con acero expuesto.**

## VII. METODOLOGÍA DE LAS TÉCNICAS DE EVALUACIÓN.

La metodología para evaluar las condiciones de los elementos de concreto del puente la Manzanilla I serán los criterios que propone el Manual de la RED TEMÁTICA XV. B DURAR. CYTED, 2000.

### VII. 1.- Tipos de ensayos.

Para determinar las condiciones del concreto y acero de un elemento de concreto se han desarrollado diversas técnicas de evaluación de las características y condiciones de la estructura. Entre ellas se incluyen las que deben de efectuarse en el campo y laboratorio a causa del equipo y el control de los trabajos que se requieren.

Entre los ensayos se encuentran las pruebas **no destructivas** que se realizan en campo y las pruebas **destructivas** que se llevan a cabo en el laboratorio (Ref. 18).

#### a) Pruebas destructivas.

Son las que ocasionan daño mayor a la estructura bajo investigación. Un ejemplo de estas pruebas es la extracción de núcleos de concreto (Ref. 1), pues su aplicación consiste en retirar una muestra de concreto de forma cilíndrica que puede tener un diámetro hasta 150 mm, este tipo de pruebas fue muy utilizado en el pasado ya que la principal característica del concreto que se investigaba era la resistencia a la compresión.

Con la aparición de nuevas tecnologías de pruebas, se fue sustituyendo la extracción de corazones de concreto por métodos más refinados que causan un daño considerablemente menor a la estructura en estudio (Ref. 18).

#### b) Pruebas no destructivas.

Se han desarrollado técnicas de evaluación del concreto que permiten valorar directa e indirectamente la resistencia del concreto in situ. Con ello se evita

causar algún daño a la superficie del concreto que se está evaluando. Entre los métodos considerados como no destructivos se tienen las medidas de pulsos ultrasónicos, la prueba de eco-impacto y la prueba del martillo de rebote (esclerometría) (Ref. 18).

Para propósitos comparativos de la calidad del concreto, las pruebas no destructivas son las más eficientes y su rapidez de ejecución permite que un gran número de lugares sean examinados rápidamente.

**Tabla VII-1.-Características básicas de los principales métodos de prueba.**

PROPIEDAD BAJO INVESTIGACIÓN	PRUEBA	TIPO DE EQUIPO	CATEGORIA DE PRUEBA
<b>CORROSIÓN DEL ACERO</b>	Profundidad del refuerzo	Magnético	No destructiva
	Mediciones de potencial electro-lítico	Electrónico	No destructiva
	Mediciones de resistividad	Electrónico	No destructiva
	Carbonatación	Químico	Destructiva
<b>CALIDAD, DURABILIDAD Y DETERIORO DEL CONCRETO</b>	Esclerometría	Mecánico	No destructiva
	Velocidad de pulso ultrasónico	Electrónico	No destructiva
	Contenido de sulfatos	Químico	Destructiva
<b>RESISTENCIA DEL CONCRETO</b>	Extracción de corazones	Mecánico	Destructiva
	Prueba de compresión a corazones	Mecánico	Destructiva
	Prueba de adherencia	Mecánico	Parcialmente destructiva
<b>INTEGRIDAD ESTRUCTURAL</b>	Método del eco-pulso	Mecánico electrónico	No destructiva

## VII. 1.1.- Determinación de la ubicación y profundidad del acero.

Mediante un detector de acero (Metal escáner o pacómetro) se trazó una malla para determinar la ubicación del acero y así mismo la profundidad a la que se encuentra, para que al extraer los núcleos no afectar la estructura de acero y obtener núcleos para ensayo de  $f'c$  (Ref. 1).



Imagen VII-1.- Ubicación del acero con el pacómetro en las pilas.

## VII. 1.2.- Extracción de muestras o testigos.

Se deben definir los sitios y las dimensiones de los testigos a retirar de la estructura. La elección del tipo de testigo a extraer estará condicionada principalmente por evitar en la medida de lo posible algún daño estructural, también con base al ensayo a que se destina el mismo, pero también a la accesibilidad de los equipos al sitio donde será tomado este testigo (Ref. 1). Conviene también referir que una buena regla de trabajo, consiste en reparar los sitios donde se extrajeron los testigos utilizando un mortero de reparación con baja retracción, evitando daños posteriores al elemento examinado. Los tipos de testigos más comunes que pueden ser extraídos son:

- Núcleos.
- Porciones de concreto.
- Porciones de material en polvo

**NÚCLEOS.** La extracción de núcleos debe ser efectuada con equipo adecuado, de ser posible usar un equipo que posea fijación por vacío, que facilita y reduce el tiempo de extracción de núcleos, todas las muestras deberán ser tomadas perpendicularmente a la superficie del elemento a estudiar.



**Imagen VII-2.- proceso de extracción de núcleos de concreto en el puente La Manzanilla I**

Las dimensiones de los testigos tipo núcleo dependen del tipo de ensayo a que se destine y se deberán tener en cuenta las dimensiones máximas del agregado grueso y la separación que exista entre el acero de refuerzo. La exigencia dimensional es más importante si se pretende efectuar ensayos de resistencia a la compresión, permeabilidad o absorción del agua. Si los testigos se destinan a ensayos químicos (tales como determinación de cloruros o carbonatación) puede optarse por la extracción de muestras de menor dimensión. (Ref. 1).

De igual manera el número de núcleos que se extraigan estará regido por las autoridades correspondientes, debido a que ellos determinaran cuantas muestras será posible extraer, para el caso del puente La Manzanilla 1, la SCT permitió extraer 5 núcleos por pila o elemento.

**PORCIONES DE CONCRETO.** La extracción y recolección de porciones de concreto se hará por medio de un cincel y un martillo, técnica fácil que puede ser utilizada particularmente en los casos en que la estructura muestre zonas de delaminación de concreto. Esta técnica de toma de testigos no provoca daños adicionales en la estructura, pero afecta su aspecto (Ref. 1).

**PORCIONES DE MATERIAL EN POLVO.** Este tipo de toma de testigos es uno de los más prácticos para la realización de análisis químico del contenido de cloruros en el concreto, puesto que la muestra requiere poca preparación para la realización del ensayo.

La extracción del material en polvo se obtiene efectuando perforaciones con un taladro a diferentes profundidades, recolectando un mínimo de 20gr de material por cada profundidad (cada cm), y el material obtenido se guardará en una bolsa de plástico bien sellada e identificada (Ref. 1).

Otro de los métodos existentes, para determinar % de cloruros es por medio de la extracción de núcleos de concreto, los cuales son cortados en 5 rodajas de 1cm de profundidad de la cara exterior hacia adentro del elemento, para posteriormente triturarlos o molerlos y así obtener el polvo para la prueba de cloruros.



Imagen VII-3.-Corte de los núcleos de concreto para cloruros.

Posterior a la extracción de los núcleos de concreto se deberán resanar los huecos generados en la estructura mediante un mortero autonivelante de

resistencia compatible a la del concreto de la estructura. Para dicho caso se utilizó un mortero de la marca Sika Grout (Ver imagen VII.4)



Imagen VII-4.-Proceso de resane de las extracciones de los núcleos de concreto

### VII. 1.3.- Encamisado de pilas.

Este método es necesario cuando la capacidad de carga de un puente está en duda, cuando se presentan problemas de socavación o simplemente cuando se quiere proteger a las pilas contra posibles impactos con basura que arrastra la corriente.

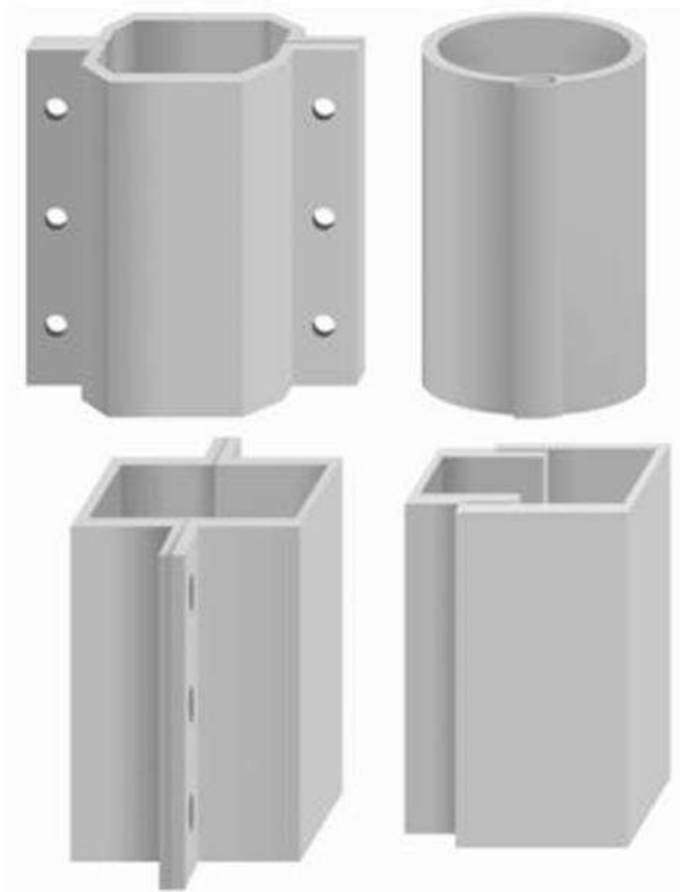
Este procedimiento se utiliza en la mayoría de las ocasiones para protección de la mampostería contra impactos, socavación o reforzamiento de las pilas, por lo regular se realiza de la siguiente manera:

- Si existe escurrimiento se deberá desviar por medio de costaleras, y excavar hasta el nivel de desplante de la cimentación dejando un espacio suficiente para efectuar los trabajos.
- Resanar con Grout los huecos existentes en la mampostería.
- Colocar elementos de anclaje con una separación aproximada de 100 cm., en ambos sentidos para fijar la malla de refuerzo.
- Colocar y fijar la malla a los elementos de anclaje dejando una separación mínima de 7.5 cm., entre la malla y la mampostería.

- Colar concreto de 15 cm de espesor.

En algunas ocasiones en el último paso se puede utilizar el concreto lanzado.

También se tienen varios encamisados de goma o fibra de vidrio que están disponibles en el mercado. Estos materiales son duraderos por sí mismos pero ofrecen muy poco en el ámbito de los términos de reparación y de reforzamiento. Algunos de los encamisados disponibles en América del Norte se muestran en la siguiente figura.



**Imagen VII-5.-Encamisados de goma o fibra de vidrio.**

Estos encamisados se construyen típicamente de dos capas hechas de fibra de vidrio o goma que se remachan o se pegan juntas y se mantienen unidas mediante dos correas para formar un encamisado alrededor de la columna o



pilote. En algunos casos la conexión puede ser mediante una especie de ranura o lengüeta que después es rellenada con epóxico en campo. Además hay otras formas donde dos mitades de cubiertas son suministradas como formas “U” en donde los lados son traslapados y adheridos juntos con epóxico o pernos en campo para crear así una cubierta rectangular o cuadrada.

Todos los encamisados existentes para pilotes requieren de una planeación avanzada por parte del contratista para ordenar la medida correcta y adecuarlo a su proyecto. La mayoría de las veces los encamisados están disponibles en medidas estándar solamente. Esto nos lleva a tener grandes espacios entre el recubrimiento y el pilote lo cual no es atractivo y le añade peso y costos mayores debido a la adición de una mayor cantidad de mortero para rellenar ese espacio. Los encamisados además son voluminosos, teniendo con esto mayores costos de envío y almacenamiento.

Desde el punto de vista de la ingeniería, la costura vertical a lo largo del encamisado, así esté pegada o atornillada en campo es una gran debilidad para el refuerzo que resulta en:

- Un plano de debilidad que minimiza la presión de confinamiento que ofrece el encamisado.
- Es un camino para que el oxígeno y la humedad alcancen al pilote y agilicen el proceso de corrosión.

## **VII. 1.4.- Resistividad eléctrica.**

La Resistividad Eléctrica es una propiedad eléctrica de los materiales que mide la capacidad del material que al flujo de una corriente eléctrica, y corresponde al recíproco de su conductividad; su unidad de medida es el ohm-cm u ohm-m. Depende en gran proporción del grado de saturación de agua de los poros del concreto y en menor grado de la hidratación de la pasta y de la presencia de sales disueltas en la fase acuosa. Es función de variables tales como: el tipo de cemento, las adiciones inorgánicas, la relación agua/cemento, la

porosidad de la estructura, aditivos, entre otras (Ref. 1).

Esta medición se hizo con el resistómetro de marca NILSSON (Soil Resistance Meter), a los núcleos de concreto que se obtuvieron de las pilas y estribos del puente, se determinó la resistividad eléctrica para evaluar el riesgo de corrosión.

Metodología / procedimiento para la prueba de resistividad:

- Se selecciona el área a analizar y se obtienen las probetas testigo. (No debe realizarse la prueba sobre la capa carbonatada de la muestra ni en la armadura, ya que el resultado es erróneo).
- Se tomarán las dimensiones de la muestra Área (A) y Longitud (L) al efectuar el montaje del ensayo.
- A las muestras se les colocaron esponjas húmedas en los extremos para así colocarles los electrodos metálicos que fueron fabricados con placas circulares de acero inoxidable.
- El medidor se conecta a las terminales para medir la resistencia entre los dos puntos mediante un amperímetro y voltímetro.
- Permitir el paso de corriente, registrar mediciones R.
- La resistividad se determina con la siguiente Ecuación (Ref.1):



Imagen VII-6.-Medición de los especímenes y prueba de resistividad eléctrica.

$$\rho = R \left( \frac{A}{L} \right) \quad \text{Ecuación 1, (Ref. 1)}$$

Dónde:

$\rho$  = es la resistividad eléctrica en **k $\Omega$ -cm.**

R = es la lectura de resistencia eléctrica en **k $\Omega$ .**

A = el área en **cm<sup>2</sup>**, de la sección del cilindro.

L = la longitud en **cm.**

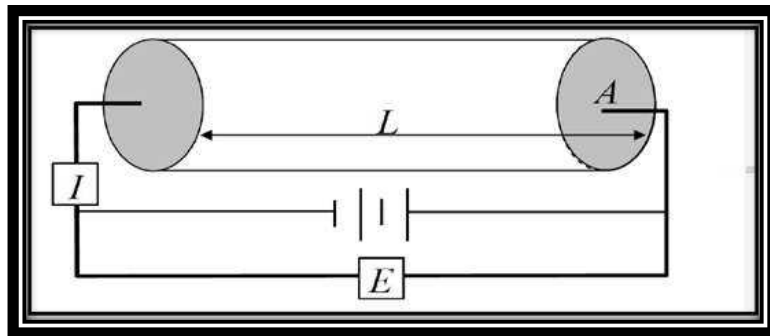


Imagen VII-7.-Montaje de la prueba de resistividad en el laboratorio.

### CRITERIOS DE EVALUACIÓN.

No existe un acuerdo de carácter general entre los diferentes investigadores acerca del nivel límite de resistividad eléctrica por encima del cual el riesgo de corrosión del acero de refuerzo puede ser considerado despreciable. Sin embargo, la práctica ha demostrado que se puede utilizar como criterio general (Ref. 1):

Tabla VII-2.-Riesgo de corrosión de acuerdo a la resistividad (Ref.1).

Riesgo de corrosión	
$P > 200 \text{ K ohm- cm}$	Poco riesgo
$200 > P > 10 \text{ K ohm- cm}$	Riesgo moderado
$P < 10 \text{ K ohm- cm}$	Alto riesgo

## VII. 1.5.- Velocidad de Pulso Ultrasónico.

La Velocidad de Propagación de onda, también llamada de Pulso Ultrasónico, es la relación que existe entre la distancia de viaje a través del concreto de una onda ultrasónica y el tiempo que tarda en recorrerla.

Un impulso eléctrico generado por una unidad central se transmite a un emisor que excita un bloque de cristales. El emisor a través del bloque emite un pulso ultrasónico que viaja a través del concreto hasta que es detectado por el receptor. Aquí el pulso ultrasónico se convierte en un impulso eléctrico, el cual se registra en un osciloscopio. El tiempo entre la descarga inicial y la recepción del pulso se mide electrónicamente. La longitud de la trayectoria entre los transmisores, dividido entre el tiempo de viaje, da la velocidad promedio de la propagación de la onda.

Esta prueba se realiza con el objetivo de conocer la sanidad (uniformidad y calidad relativa) del concreto, y detectar fallas internas (por ejemplo, presencia de vacíos) generadas durante la fabricación del concreto. Para esta investigación, las pruebas de velocidad de pulso ultrasónico fueron hechas con un equipo de ultrasonido, modelo E48, marca Controls en el laboratorio bajo el siguiente procedimiento (Ref. 1).

- Los especímenes deben de tener la superficie plana, lisa, exenta de suciedad y no deben estar carbonatada.
- Se satura de agua la muestra para que se efectuó el ensayo.
- Calibrar el equipo si es necesario con la muestra patrón.
- Se determinará la longitud de la muestra (L).
- Se colocarán los transductores en la zona de ensayo, se recomienda untarles una capa de gel para mejorar el contacto con la muestra.
- Calcular la velocidad con la siguiente ecuación.



**Imagen VII-8.-Medición de la velocidad de pulso ultrasónico**

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

$$v = \frac{L}{t} \quad \text{Ecuación 2, (Ref. 1)}$$

Dónde:

v = Velocidad de propagación de ondas (**m/s**)

L = Distancia entre los puntos de acoplamiento o sensores (**m**)

t = Tiempo de recorrido desde la emisión de la onda hasta su recepción (**s**)

### **CRITERIOS DE EVALUACIÓN.**

Es posible expresar la homogeneidad del concreto en forma de parámetros estadísticos, tales como la desviación estándar o el coeficiente de variación de las medidas de velocidad de propagación de ondas ultrasónicas en el concreto, obtenidas de los puntos de la malla. Tales parámetros sólo pueden ser usados para comparar variaciones en la composición de concretos similares, debiendo considera los siguientes factores (Ref. 1):

- Distancia entre las superficies de contacto de los transductores.
- Posición del acero de refuerzo, principalmente en el sentido de propagación de la onda.
- Densidad del concreto, que depende del trazo y de las condiciones de fabricación.

- Tipo y densidad y otras características de los agregados pétreos.
- Tipo de cemento y grado de hidratación.
- Dirección de ensayo de la pieza.
- Edad del concreto.

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

Tabla VII-3.-Criterios de evaluación del concreto (Ref. 1).

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

**Limitaciones.**

- Interpretación compleja de los resultados.
- No se recomienda hacer la prueba en campo porque requiere una preparación previa de la muestra a analizar.
- Hay que revisar constantemente la calibración del equipo.

**VII. 1.6.- Esclerometría.**

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

El índice esclerométrico (IE) es el valor obtenido a través de un impacto del esclerómetro de reflexión sobre un área de ensayo, medido directamente por el aparato, como el número de rebote del martillo (Ref. 1).

El método esclerométrico no debe considerarse sustituto de otros métodos, sino como una referencia preliminar, para aportar una idea de la calidad del concreto en sitio.

Este método debe usarse considerando las siguientes circunstancias:

- Cuando se necesite determinar la uniformidad de la dureza superficial del

concreto.

- Cuando se necesite comparar concretos como una referencia.
  - Casos en que se desea comparar la calidad de piezas de concreto.
  - Como un recurso más de control de calidad de prefabricados.
- Cuando se necesite estimar de manera aproximada la resistencia a la compresión del concreto.

Nota: El fabricante del equipo debe proporcionar, el gráfico de correlación de la resistencia a la compresión de los especímenes de prueba contra el número de rebote. (Índice Esclerométrico) (Ref. 1).

A continuación se describen algunas recomendaciones que se deben tener en cuenta durante la prueba:

- ✓ La superficie de concreto debe estar seca, limpia y preferencialmente plana, evitándose superficies húmedas y carbonatadas.
- ✓ Se toman lecturas alejadas de por lo menos 6 cm de los cantos o aristas de los elementos.
- ✓ Tener una superficie entre 81 cm<sup>2</sup> (9 x 9 cm) y 400 cm<sup>2</sup> (20 X 20 cm).
- ✓ Evitar al máximo que los impactos sean sobre agregados pétreos, o acero de refuerzo, ya que los resultados no serán representativos del concreto.
- ✓ No se debe repetir el impacto sobre el mismo punto.
- ✓ La separación mínima entre zonas de impacto o prueba, será de 3 cm
- ✓ El esclerómetro deberá siempre usarse de manera perpendicular sobre el área o superficie de prueba.

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



Imagen VII-9.-Equipo esclerométrico y ejemplo de prueba en el puente “La Manzanilla I”

### VII. 1.7.- Profundidad de Carbonatación.

La carbonatación es la reducción de la alcalinidad normal (pH entre 12- 14) del concreto hidráulico por efecto del Dióxido de carbono  $\text{CO}_2$  que difunde desde el ambiente que lo rodea. En presencia de humedad, el  $\text{CO}_2$  reacciona con los álcalis (usualmente hidróxidos de calcio, sodio y potasio), neutralizándolos para formar carbonatos disminuyendo el pH por debajo de 10 (Ref. 1).

Procedimiento: Después de haber extraído el testigo tipo núcleo, se almacenará en una bolsa hermética, para posteriormente hacer en el laboratorio un corte transversal al testigo, (prueba de tensión indirecta) con referencia a la cara exterior del elemento por estudiar, un extremo del testigo, corresponderá a la superficie expuesta a la atmósfera, mientras que el otro extremo corresponderá a la parte interna del elemento.



Imagen VII-10.-Prueba de tensión indirecta (Brasileña) (Ref. 23).



Una vez preparada y limpia la superficie de prueba, se aplica con un atomizador el indicador de ácido-base (fenolftaleína), en forma uniforme sobre la superficie por evaluar, sin realizar escurrimientos de la solución.

Después de la aplicación del indicador ácido-base y antes de transcurridos 15 minutos de prueba, se efectúa la medición de la profundidad; de la zona incolora en el concreto desde la superficie, determinándose con precisión los valores máximos y mínimos del frente incoloro.



Imagen VII-11.-Prueba de carbonatación.

Se realiza un registro sobre la ubicación de las probetas, tonalidad y profundidad de carbonatación.

La velocidad de carbonación se calcula conforme la siguiente fórmula:

$$X_{co_2} = K_{co_2} * \sqrt{t} \quad \text{Ecuación 3. (Ref. 1)}$$

Dónde:

$X_{co_2}$  = Profundidad de carbonatación, en mm

$K_{co_2}$  = Constante de carbonatación en mm.año<sup>0.5</sup>

$t$  = Tiempo en años

Con los resultados de la determinación de profundidad de carbonatación es posible predecir la progresión de la misma y el tiempo en el cual la carbonatación

alcanzara el refuerzo del concreto.

$$K_{CO_2} = \frac{X_{CO_2}}{\sqrt{t_0}} \quad \text{Ecuación 4, (Ref. 1)} \quad ; \quad t = \left( \frac{e_c}{K_{CO_2}} \right)^2 \quad \text{Ecuación 5, (Ref. 1)}$$

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

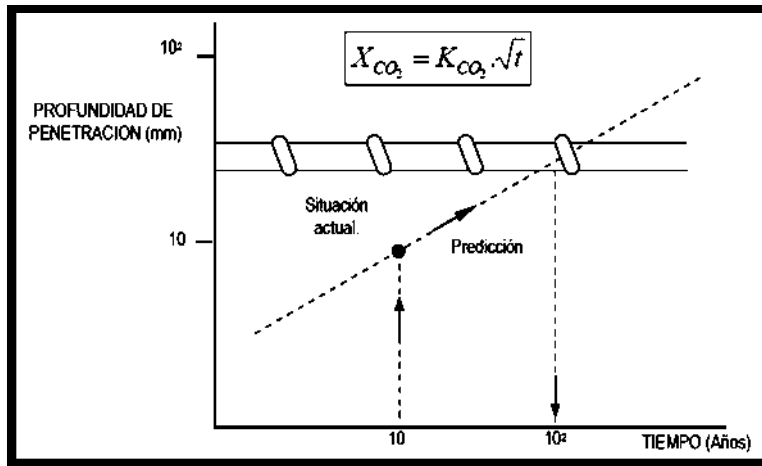


Imagen VII-12.-Determinación del tiempo para que la Carbonatación alcance al acero de refuerzo (Ref. 1).

Se ha indicado que valores que valores de  $K_{CO_2}$  de  $3 \text{ mm/año}^{0.5}$  en función del recubrimiento, pueden ser considerados como indicativos de elevada resistencia a la carbonatación; mientras que valores de  $K_{CO_2} > 6 \text{ mm/año}^{0.5}$  indican concretos de muy baja resistencia (Ref. 1).

## VII. 1.8.- Concentración de Iones Cloruros.

El objetivo de esta prueba es la determinación de la concentración de los cloruros, totales y libres, presentes en la masa de concreto a diferente profundidad, los resultados que permiten el cálculo del coeficiente de difusión aparente del cloruro hacia el interior y con ello la velocidad de penetración del mismo. Esta información, interrelacionada con otras variables, permite analizar el

estado actual de la estructura y también permite estimar el tiempo que tardará esta obra en alcanzar el refuerzo (Ref. 1).

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

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

**Cloruros Totales:** Son la sumatoria de los cloruros enlazados y los cloruros libres.

**La RILEM** (Reunión Internacional de Laboratorios Expertos en Materiales de la Construcción). Asociación que promueve el conocimiento científico relacionado con los materiales de la construcción, sistemas y estructuras. Además del fomento a la transferencia y aplicación de este conocimiento a nivel mundial.

Debido a que los iones cloro presentes en una estructura de acero embebida en el concreto. Se produce una despasivación de la misma, favoreciendo el fenómeno de corrosión.

El análisis de cloruros en el concreto, es un parámetro clave en la evaluación de las estructuras existentes y en la predicción de la vida de servicio futuro.

Para llevar a cabo la determinación de los cloruros se siguió la norma **RILEM TC 178-TMC “TESTING AND MODELLING CHLORIDE PENETRATION IN CONCRETE”**

## VII. 1.9.- Resistencia a la Compresión.

La resistencia a la compresión del concreto puede considerarse como una de las propiedades más importantes y necesarias para establecer una evaluación general de la estructura, desde el punto de vista de durabilidad, como de

capacidad de resistencia mecánica. Esta prueba consiste en aplicar una carga axial al concreto hasta que el espécimen falle. (Ref. 1).

La resistencia a la compresión del espécimen se calcula dividiendo la carga máxima soportada durante la prueba entre el área de la sección transversal del cilindro. La resistencia a la compresión del concreto corresponde a la tensión máxima (de ruptura general) de compresión axial, que puede soportar un testigo cilíndrico el cual deberá cumplir con la relación entre la altura ( $h$ ) y el diámetro ( $\phi$ ) del testigo deberá ser  $h/\phi = 2,0$  y nunca será  $h/\phi < 1,0$ . Los testigos deberán de ser extraídos de lugares estratégicos de los elementos de la estructura, preparados, y probados en condiciones normales e idóneas de laboratorio (Ref. 1).

Debido a que algunos de los especímenes no cumplen con la relación 2 a 1, se deben de tomar las dimensiones de los especímenes antes y después de ser cabeceados, como se muestra en las siguientes fotos:



**Imagen VII-13.-Determinación de las dimensiones de los núcleos.**

Para que la carga se distribuya uniformemente en toda la superficie se deben de cabecear los especímenes de concreto, ya sea con azufre o neopreno, para este caso de estudio se cabecearon con azufre como se muestra en las siguientes fotos:



**Imagen VII-14.-.- Cabeceo de los núcleos de concreto.**

La resistencia a la compresión del concreto  $f'_c$ , depende de la dimensión del testigo y deberá de aplicarse una modificación con base en su relación de esbeltez, el factor a aplicar será el marcado en la Tabla VII.4 (Ref.24)

**Tabla VII-4.-Factores de corrección por esbeltez (Ref. 24).**

<b>Relación Altura/Diámetro del espécimen</b>	<b>Factor de corrección aplicado a la relación de esbeltez</b>
<b>2.00</b>	1.00
<b>1.75</b>	0.98
<b>1.50</b>	0.96
<b>1.25</b>	0.90
<b>1.00</b>	0.89

Para obtener muestras útiles se deben elegir regiones representativas de los componentes y elementos estructurales. Ya en laboratorio se llevó a cabo la prueba de compresión por medio de la maquina Universal Tinius Olsen (Ver Imagen VII.14).



**Imagen VII-15.-Prueba de compresión simple.**

Con base en los resultados obtenidos durante la prueba, los resultados deben ser igual o mayor a la resistencia a la compresión característica del concreto especificada en el diseño estructural.

En lo que se refiere a la durabilidad, el valor de la resistencia mecánica, por sí solo no es indicativo de la durabilidad del concreto, ya que dependerá de varios factores entre los cuales se puede mencionar: la relación a/c, la dosificación de los materiales, el tipo de cemento, el espesor de recubrimiento del acero, etc. Sin embargo, en general se acepta concreto de resistencia elevada que es resistente y los concretos por debajo de los 200 kg/cm<sup>2</sup> se consideran de baja durabilidad (Ref. 1).

#### **VII. 1.10.-Porosidad.**

Se considera como porosidad del concreto a los espacios vacíos que quedan en la masa del concreto a consecuencia de la evaporación del agua excedente del amasado y del aire atrapado en su manipulación. Los poros dependiendo de su tamaño y características se subdividen en:

**Poros de gel.-** Son de menor tamaño (<15-25 Å) y corresponden a espacios intersticiales del gel de cemento. Estos poros sólo intercambian agua con el ambiente cuando se secan a humedades < 20%. Estos poros de tamaño reducido impiden el transporte capilar del agua, que sólo puede atravesarlo en estado gaseoso. Los materiales de microporosidad alta son, por lo tanto, casi

impermeables a nivel capilar.

**Poros capilares.-** Son de forma variable y tamaño del orden de 2 nm a 1  $\mu\text{m}$ . Cuando están interconectados y abiertos al exterior constituyen la causa principal de la permeabilidad de la pasta de cemento endurecido, así como su vulnerabilidad a la acción de agentes externos. Por ello, la eliminación de la capilaridad interconectada es una condición necesaria para su durabilidad. Permiten el transporte capilar de agua; en estos casos, la cantidad absorbida depende de la capilaridad del material.

**Poros de aire.-** Son generados por las burbujas de aire atrapadas en la masa del concreto, en el proceso de manipulación tecnológica. No suelen estar interconectados entre sí y su dimensión es variable, aunque generalmente son mayores de 0.05 mm. Aunque afectan a la resistencia mecánica, en cuando a la durabilidad pueden, según el caso, inducir efectos benéficos, este tipo de poro grande tampoco favorece el transporte de capilar de agua (Ref. 1).

La absorción capilar es considera como la masa de agua por unidad de área que puede ser absorbida en los capilares cuando el concreto se encuentra en contacto con agua líquida. Representa la porosidad efectiva o accesible al agua y por tanto a los agentes agresivos ambientales.

Procedimiento para la prueba de porosidad:

El espécimen después de un pre-acondicionamiento se debe saturar totalmente, para obtener la porosidad total se debe saturar totalmente el espécimen, hervir este 2 horas, luego proceder a enfriarlo lentamente; se pueden dejar las probetas en el recipiente de agua hervida a 100 °C y dejarlas que se enfríen, para evitar un cambio brusco de temperatura en las probetas evitando un posible fracturamiento, hasta que la temperatura del agua llegue a la temperatura ambiente, se determina su peso saturado y sumergido (con ayuda de la canastilla metálica en agua), finalmente el espécimen se seca a 105 °C para determinar su peso seco.

La porosidad total se expresa en porcentaje, con la siguiente ecuación:

$$\% \text{ de Porosidad Total} = \frac{W_{\text{saturado}} - W_{105^{\circ}\text{C}}}{W_{\text{saturado}} - W_{\text{sumergido}}} \times 100 \quad \text{Ecuación 6, (Ref. 1)}$$

## VII. 1.11.- Medición de la velocidad de corrosión.

Se llama velocidad o intensidad de corrosión ( $i_{\text{corr}}$ ) a la pérdida de metal por unidad de superficie y tiempo. Las unidades básicas son  $\text{g/cm}^2$  día, aunque la forma usual de definirla a partir de medidas de tipo electroquímico es en  $\mu\text{A/cm}^2$  o, transformando este dato a partir de la densidad del metal, en unidades de penetración  $\text{mm/año}$ .

Los potencióstatos / galvanostatos son instrumentos capaces de medir la resistencia a la polarización ( $R_p$ ), que se relaciona con la  $i_{\text{corr}}$  a través de la fórmula de Stern y Geary.

$$R_p = B / i_{\text{corr}} \quad \text{Ecuación 7, (Ref. 1)}$$

Dónde:

$$B = \text{constante (26 - 52 mV)}$$

$$R_p = \Omega \cdot \text{cm}^2$$

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

Para ensayos de campo se aconseja el valor de 26mV, el cual corresponde a armaduras corroyéndose.

La  $R_p$  resulta de aplicar una pequeña perturbación eléctrica a las armaduras y medir el cambio de potencial o intensidad que se produce. Estas perturbaciones no deben causar un cambio mayor de  $\pm 20\text{mV}$  (Ref. 1).

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

$$\frac{\mu\text{m}}{\text{año}} = \frac{M}{\delta n * F} * i_{\text{corr}} = 11.6 * i_{\text{corr}} \quad \text{Ecuación 8 (Ref. 1)}$$



Dónde:

$M$  = Masa atómica del metal.

$n$  = No. de electrones transferidos.

$F$  = Constante de Faraday (96.500 coulombios).

$\delta$  = Densidad del metal

La medida se puede efectuar en probetas de pequeño tamaño y área de acero conocida. Su aplicación a pie de obra exige conocer la longitud de barra sobre la que actúa la corriente.

Existen corrosímetros comerciales para medidas in situ. Sus resultados deben ser calibrados con ensayos en laboratorio si no se tiene la garantía de su correcto funcionamiento. Estos corrosímetros miden simultáneamente el  $E_{corr}$ , la resistividad y la  $i_{corr}$  y constan de los siguientes elementos básicos:

- Potenciostato / Galvanostato.
- Computador
- Sensor conteniendo electrodos.
- Esponjas, cables, agua, electrodos.

#### **Procedimiento:**

Al término del levantamiento de daños, se seleccionó el área de medición de las pruebas electroquímicas in situ, se humedeció la superficie durante media hora antes de iniciar la prueba, posteriormente será necesario localizar la armadura de la estructura y trazar una cuadrícula. Ya que se tiene la malla se realiza una perforación para hacer contacto con la armadura y se sitúa el sensor sobre la superficie del concreto a través de una esponja y otro medio que asegure un buen contacto .debido a la variabilidad propia de las medidas de corrosión. Se deben adoptar criterios estadísticos de muestreo para tener un valor medio o, al menos detectar las zonas de mayor corrosión.



Imagen VII-16.-Pruebas electroquímicas en el puente la Manzanilla I

El límite entre corrosión activa y pasividad se sitúa entre  $0.1 - 0.2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ , que en corrosión uniforme suponen  $1 - 2 \text{ mm}/\text{año}$ . Este límite se aplica cuando el proceso da lugar a la formación de herrumbre (óxidos expansivos que fisuran el recubrimiento). En el caso de que el óxido sea invisible al ojo humano, velocidades incluso de  $0.5 - 1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  no dan lugar a fisuración del recubrimiento, al no tener estos óxidos carácter expansivo (Ref. 1)

Los valores máximos que se han detectado en ensayos de laboratorio son del orden de  $100 - 200 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ . A pie de obra valores por encima de  $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  se detectan muy ocasionalmente y resultan valores ya elevados en términos de vida útil.

Una clasificación de los valores de  $i_{\text{corr}}$  en términos de vida útil sería la siguiente:

Tabla VII-5.- Clasificación de los niveles de corrosión

$i_{\text{corr}} (\mu\text{A}/\text{cm}^2)$	Nivel de Corrosión
<b>&lt;0.1</b>	Despreciable
<b>0.1 – 0.5</b>	Moderado
<b>0.5 – 1</b>	Elevada
<b>&gt; 1</b>	Muy elevada

Armaduras que se corroen a  $0.1 - 0.2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  produciendo óxidos expansivos provocarán en 10 – 20 años la fisuración del recubrimiento. Valores de  $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ , la producirán en 1 – 2 años.

Todos estos valores se basan en considerar corrosión uniforme. Cuando la corrosión es localizada se calcula la penetración local máxima del ataque, multiplicado por 10 el valor medio medido. Así, para un valor de  $i_{\text{corr}}$  de  $0.3 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  ( $3\mu\text{m}/\text{año}$  de penetración homogénea) se puede calcular que en caso de ataque localizado, la máxima profundidad de picadura será de  $30 \mu\text{m}/\text{año}$  (Ref. 1).

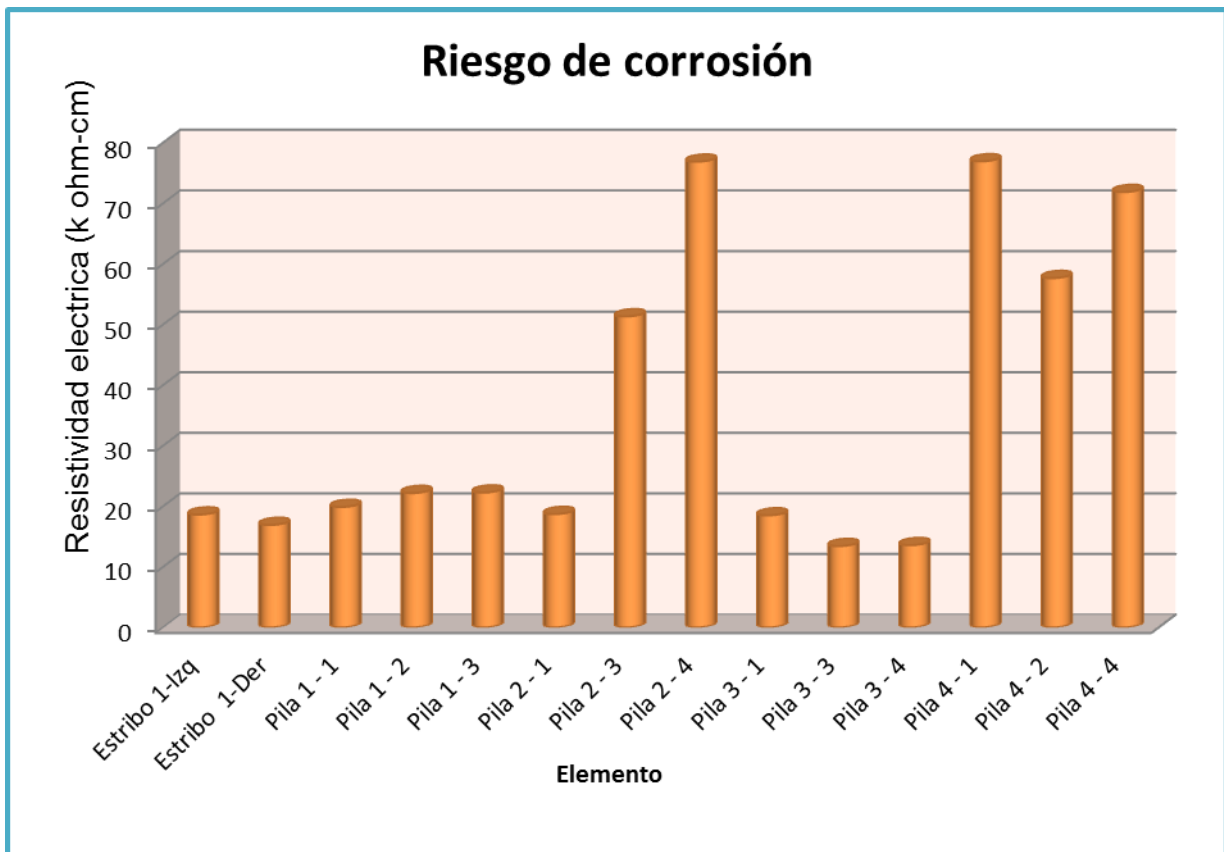
## VIII. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

### VIII. 1.- Resistividad eléctrica.

A continuación se muestran los resultados de resistividad eléctrica, la cual se determinó en laboratorio sobre los núcleos de concreto; esta prueba se realizó en condición saturada, que es el caso más desfavorable para evaluar el concreto.

Tabla VIII-1.- Resultados de resistividad eléctrica.

RESISTIVIDAD ELECTRICA PUENTE LA MANZANILLA I					
Elemento	RESISTENCIA	AREA DEL CILINDRO	LONGITUD PROMEDIO	RESISTIVIDAD	RIESGO A LA CORROSIÓN
	(ohm)	(m <sup>2</sup> )	(m)	(K ohm-cm)	(TIPO)
Estribo 1-Izq	6300	0.003525	0.119	18.63	RIESGO MODERADO
Estribo 1-Der	5980	0.003525	0.125	16.92	RIESGO MODERADO
Pila 1 - 1	3780	0.003525	0.067	19.89	RIESGO MODERADO
Pila 1 - 2	4500	0.003525	0.072	22.19	RIESGO MODERADO
Pila 1 - 3	6430	0.003525	0.102	22.26	RIESGO MODERADO
Pila 2 - 1	4150	0.003525	0.078	18.71	RIESGO MODERADO
Pila 2 - 3	12000	0.003525	0.082	51.33	RIESGO MODERADO
Pila 2 - 4	27500	0.003525	0.126	76.87	RIESGO MODERADO
Pila 3 - 1	3300	0.003525	0.063	18.49	RIESGO MODERADO
Pila 3 - 3	3120	0.003525	0.082	13.43	RIESGO MODERADO
Pila 3 - 4	5200	0.003525	0.135	13.58	RIESGO MODERADO
Pila 4 - 1	27500	0.003525	0.126	76.93	RIESGO MODERADO
Pila 4 - 2	22000	0.003525	0.135	57.66	RIESGO MODERADO
Pila 4 - 4	25380	0.003525	0.125	71.86	RIESGO MODERADO



Gráfica VIII-1.-Resistividad eléctrica del concreto.

De acuerdo a la gráfica VIII.1 se observa que los valores de resistividad eléctrica son muy bajos, y respecto a la tabla de riesgo de corrosión el concreto se encuentran dentro del intervalo  $200 > P > 10 \text{ k ohm-cm}$ , lo cual indica que el riesgo de corrosión es moderado, pero gran parte de los valores se encuentran muy próximos a la zona de alto riesgo de corrosión.

### VIII. 2.- Velocidad de Pulso Ultrasónico.

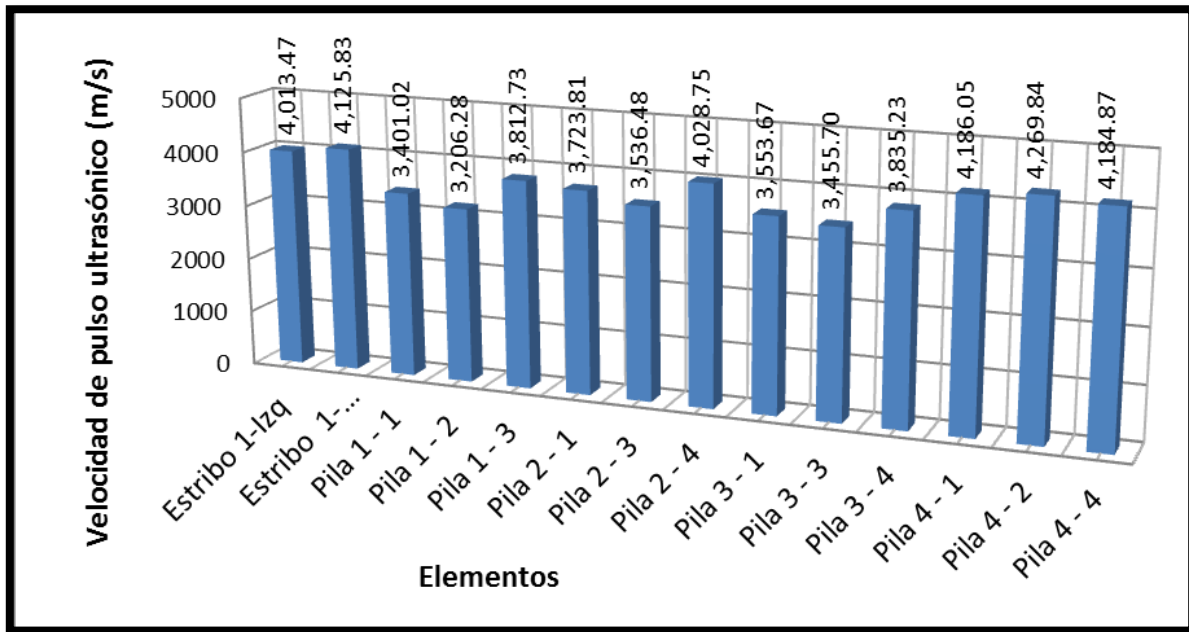
La prueba de Velocidad de Pulso Ultrasónico sirve para conocer la calidad del concreto, con lo cual se puede dar un diagnóstico del estado en que se encuentra la estructura, a continuación se muestran los resultados obtenidos en laboratorio de la prueba realizada a los núcleos de concreto extraídos del puente La Manzanilla I.

Tabla VIII-2.-Resultados de velocidad de pulso ultrasónico.

<b>VELOCIDAD DE PULSO ULTRASÓNICO</b>				
<b>Elemento</b>	<b>TIEMPO</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>VELOCIDAD ULTRASÓNICA</b>	<b>CALIDAD DEL CONCRETO</b>
	( $\mu$ s)	(m)	(m/s)	(COMPARATIVO)
<b>Estribo 1-Izq</b>	29.70	0.119	4013.47	DURABLE
<b>Estribo 1-Der</b>	30.20	0.125	4125.83	DURABLE
<b>Pila 1 - 1</b>	19.70	0.067	3401.02	ALTA
<b>Pila 1 - 2</b>	22.30	0.072	3206.28	ALTA
<b>Pila 1 - 3</b>	26.70	0.102	3812.73	ALTA
<b>Pila 2 - 1</b>	21.00	0.078	3723.81	ALTA
<b>Pila 2 - 3</b>	23.30	0.082	3536.48	ALTA
<b>Pila 2 - 4</b>	31.30	0.126	4028.75	DURABLE
<b>Pila 3 - 1</b>	17.70	0.063	3553.67	ALTA
<b>Pila 3 - 3</b>	23.70	0.082	3455.70	ALTA
<b>Pila 3 - 4</b>	35.20	0.135	3835.23	ALTA
<b>Pila 4 - 1</b>	30.10	0.126	4186.05	DURABLE
<b>Pila 4 - 2</b>	31.50	0.135	4269.84	DURABLE
<b>Pila 4 - 4</b>	29.75	0.125	4184.87	DURABLE

Tabla VIII-3.-Criterios de evaluación del concreto (Ref. 1).

<b>VELOCIDAD DE PROPAGACIÓN</b>	<b>CALIDAD DEL</b>
<b>&lt; 2000 m/s</b>	Deficiente
<b>2001 a 3000 m/s</b>	Normal
<b>3001 a 4000 m/s</b>	Alta
<b>&gt; 4000 m/s</b>	Durable



Gráfica VIII-2.-Velocidad de pulso ultrasónico.

De acuerdo con los resultados obtenidos se tiene un concreto de calidad ALTA a DURABLE, ya que los valores se encuentran entre 3206 y 4269 m/s. esto de acuerdo a los criterios establecidos en la tabla VIII.3 (Ref. 1).

### VIII. 3.- Esclerometría.

Se realizaron análisis mediante el esclerómetro (Martillo Schmidt) (ASTM C 805, 2002) sobre la superficie de la estructura en pilas y estribos. Con lo cual se determinó la resistencia aproximada del concreto. Debido a que no permitieron la extracción de gran cantidad de núcleos de concreto.

De acuerdo con la norma ASTM C 805, 2002, las relaciones entre el número de rebote y la resistencia del concreto proporcionados por los fabricantes se utilizarán para proporcionar indicación de la resistencia del concreto en relación a diferentes lugares en una estructura.

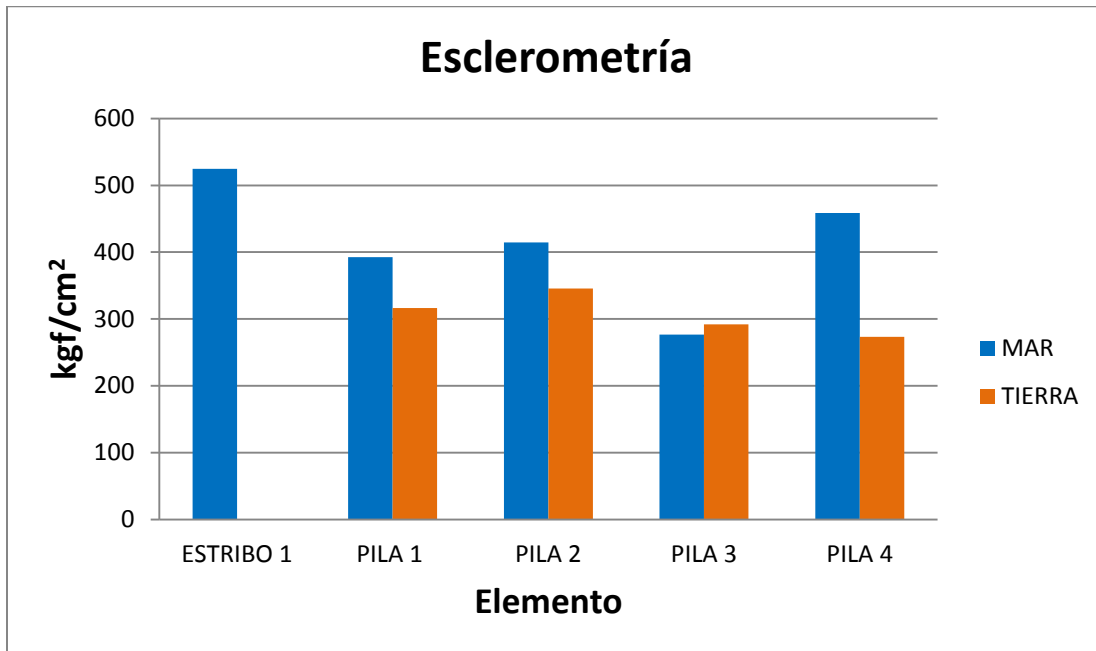
**Tabla VIII-4.-Resistencia mediante el esclerómetro, en diferentes caras y alturas.**

ELEMENTO	POSICIÓN	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	PROMEDIO (kg/cm <sup>2</sup> )
ESTRIBO I	IZQUIERDA	529.97	524.51
	CENTRO	573.44	
	DERECHA	470.12	
PILA 1	MAR ARRIBA	422.8	392.49
	MAR ABAJO	362.18	
	TIERRA ARRIBA	321.86	316.16
	TIERRA ABAJO	310.45	
PILA 2	MAR ARRIBA	418.11	414.47
	MAR ABAJO	410.83	
	TIERRA ARRIBA	336.07	345.49
	TIERRA ABAJO	354.9	
PILA 3	MAR ARRIBA	318.01	276.75
	MAR ABAJO	235.48	
	TIERRA ARRIBA	339.22	292.08
	TIERRA ABAJO	244.93	
PILA 4	MAR ARRIBA	418.18	458.40
	MAR ABAJO	498.61	
	TIERRA ARRIBA	260.61	273.14
	TIERRA ABAJO	285.67	

**Tabla VIII-5.-Resumen de la resistencia mediante el Martillo Schmidt en el Puente La Manzanilla I.**

ELEMENTO	FRENTE	RESISTENCIA CORREGIDA (kfg/cm <sup>2</sup> )
ESTRIBO 1	--	524.51
PILA 1	MAR	392.49
PILA 1	TIERRA	316.16
PILA 2	MAR	414.47
PILA 2	TIERRA	345.49
PILA 3	MAR	276.75
PILA 3	TIERRA	292.08
PILA 4	MAR	458.36
PILA 4	TIERRA	273.14





Gráfica VIII-3.-Resistencia esclerométrica lado tierra y mar.

De acuerdo con la gráfica VIII.3 se observa que del lado a tierra todos los valores son muy similares, esto se debe a que las condiciones de humedad de ese lado duran más tiempo húmedas, lo cual muestra una homogeneidad en el concreto, mientras que del lado del mar las pilas que se encuentran retiradas del cauce del río y se secan debido al sol, dando valores más altos, la pila que dio valores más bajos es la que se encuentra cercana al cauce del río, en la cual pudo haber afectado la humedad al momento de hacer la prueba.

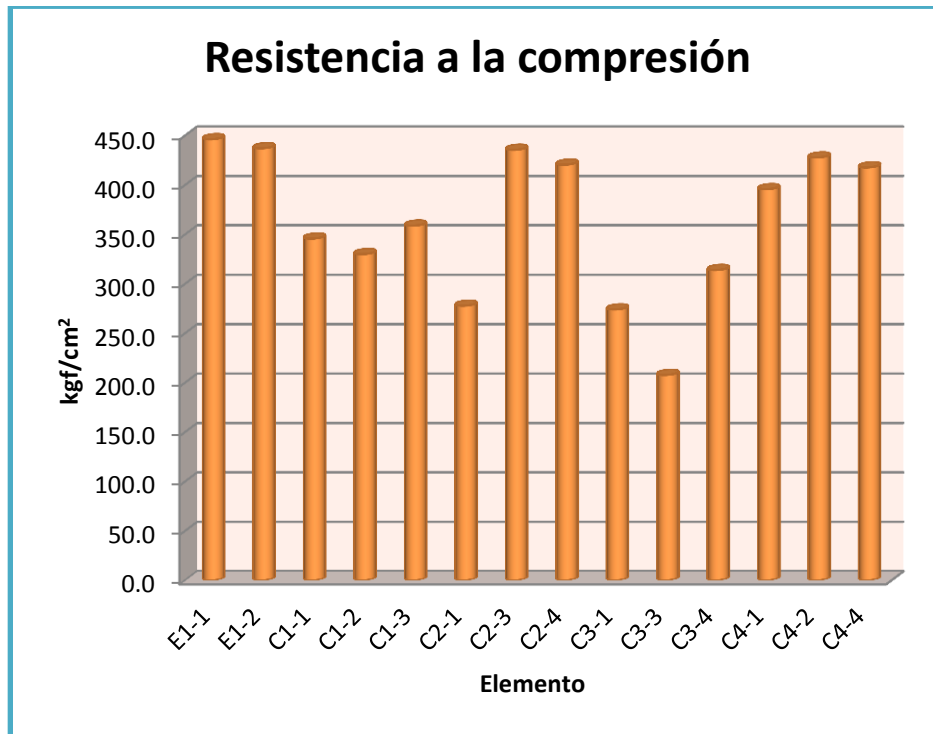
#### VIII. 4.- Resistencia a la Compresión.

La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos mediante la prueba de compresión simple a los núcleos de concreto, mediante la máquina universal Tinius Olsen del laboratorio de materiales de la facultad de Ingeniería Civil.

**Tabla VIII-6.-Resultados de la prueba de compresión simple en núcleos de concreto.**

ELEMENTO	CARGA (Kgf)	ÁREA (cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA (kgf/cm <sup>2</sup> )	% DE RESISTENCIA
<b>E1-1</b>	17207.00	38.16	446.32	178.5
<b>E1-2</b>	16880.00	38.16	436.87	174.9
<b>C1-1</b>	14369.00	38.16	345.81	138.3
<b>C1-2</b>	12854.00	38.16	330.09	132.0
<b>C1-3</b>	14124.00	38.16	358.91	143.6
<b>C2-1</b>	11390.00	38.16	277.87	111.1
<b>C2-3</b>	12363.00	38.16	310.31	174.2
<b>C2-4</b>	16144.00	38.16	420.61	168.2
<b>C3-1</b>	11390.00	38.16	274.12	109.6
<b>C3-3</b>	08477.00	38.16	207.84	83.1
<b>C3-4</b>	12006.00	38.16	314.03	125.6
<b>C4-1</b>	15191.00	38.16	395.78	158.3
<b>C4-2</b>	16345.00	38.16	427.86	171.1
<b>C4-4</b>	14863.00	38.16	388.73	167.1

Tomando en cuenta que el  $f'_c$  de diseño es de 250 kg/cm<sup>2</sup>, solo la muestra C3-3, no cumple con la resistencia, esto puede deberse a un mal proceso constructivo durante la obra, este valor coincide con los valores de esclerometría de la tabla VIII.4, en la cual la resistencia también fue relativamente baja, lo cual indica que los ensayos tienen correlación.



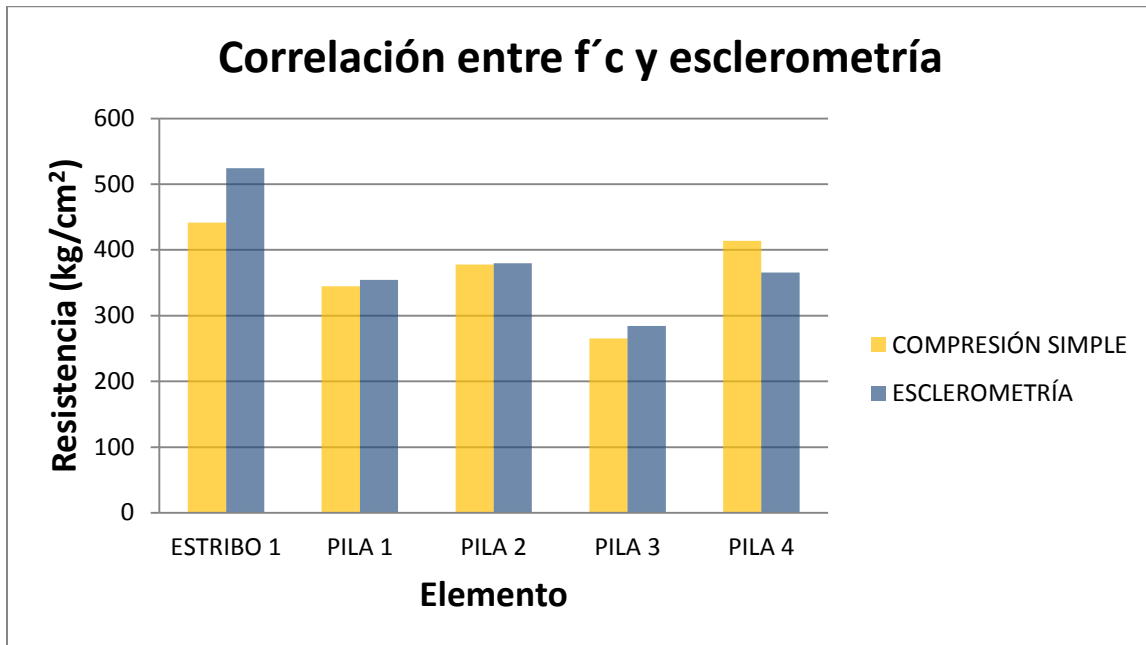
Gráfica VIII-4.-Resistencia a la compresión.

A continuación se muestra una comparación de la prueba de compresión simple contra la prueba de esclerometría.

Tabla VIII-7.-Resistencias promedio de cada elemento en estudio.

ELEMENTO	COMPRESIÓN SIMPLE (kg/cm <sup>2</sup> )	ESCLEROMETRÍA (kg/cm <sup>2</sup> )
ESTRIBO 1	441.78	524.51
PILA 1	344.93	354.32
PILA 2	378.03	379.98
PILA 3	265.33	284.41
PILA 4	413.84	365.77

Como se puede observar en la tabla anterior la pila que tiene una menor resistencia es la pila 3, tanto en la prueba de compresión simple y como en el ensayo de esclerometría.



Gráfica VIII-5.-Comparación de resistencia a la compresión vs esclerometría.

### VIII. 5.- Profundidad de Carbonatación.

Para el análisis de la carbonatación, el estudio se realizó tomando en cuenta la cara hacia el mar y hacia tierra. De acuerdo en las pruebas realizadas en campo se encontró que el recubrimiento que tiene el acero es de 6.5 cm.

A continuación se muestran los resultados obtenidos:

Tabla VIII-8.-Carbonatación frente al mar.

ELEMENTO	CARBONATACIÓN (cm)	$K_{CO_2}$ (mm.año <sup>-0.5</sup> )	t (años)
ESTRIBO 1	2.1	3.452	354.5
PILA 1	2.6	4.27	231.3
PILA 2	1.95	3.21	411.1
PILA 3	4.1	6.74	93.0
PILA 4	2.7	4.44	214.4

Aplicando la fórmula de velocidad de carbonatación se tienen valores de constante de carbonatación dentro del intervalo de 3 mm.año<sup>-0.5</sup> a 6 mm.año<sup>-0.5</sup>, que indican elevada resistencia a la carbonatación, excepto la pila 3 que tiene valores mayores a 6 mm.año<sup>-0.5</sup> que indica concreto de muy baja resistencia.

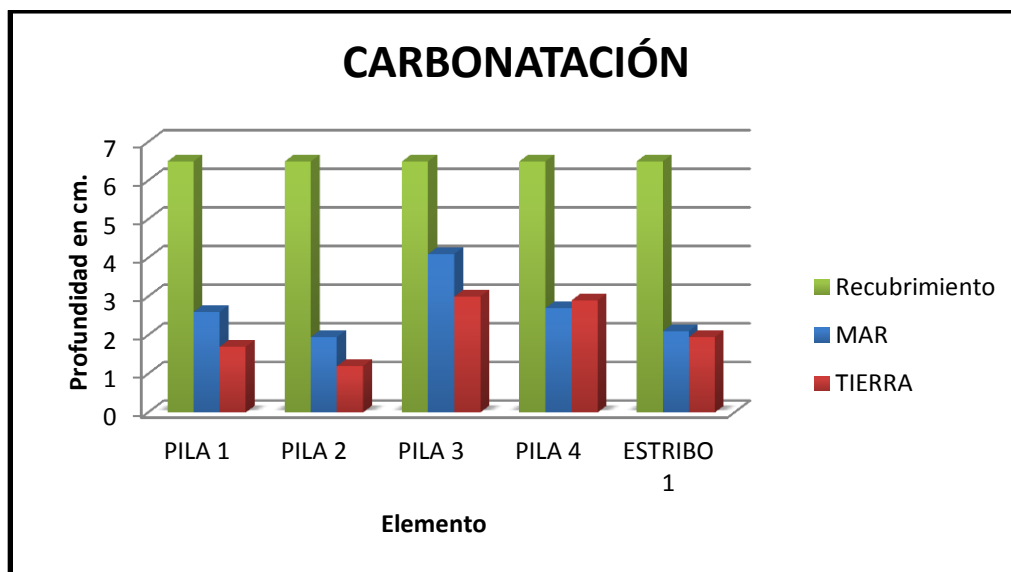
Además se realizó el cálculo de la vida de la estructura antes de que la carbonatación llegue al acero.

Tabla VIII-9.- Carbonatación frente a tierra.

ELEMENTO	CARBONATACIÓN (cm)	Kco <sub>2</sub> (mm.año <sup>-0.5</sup> )	t (años)
ESTRIBO 1	1.95	3.21	411.1
PILA 1	1.7	2.79	540.9
PILA 2	1.2	1.97	1085.6
PILA 3	3	4.93	173.7
PILA 4	2.9	4.77	185.9

Para la tabla VIII.9 se tienen valores de constante de carbonatación dentro del rango de 3 mm.año<sup>-0.5</sup> a 6 mm.año<sup>-0.5</sup>, que indican elevada resistencia a la carbonatación (Ref.1). De igual manera se predice la vida de la estructura antes de que la carbonatación llegue al acero bajo las mismas condiciones y el tiempo más desfavorable es de 173 años.

En la siguiente gráfica se muestra la comparación de la propiedad de carbonatación del frente a tierra y el frente al mar comparado con el recubrimiento de concreto que tiene el acero, que para las pilas y estribo es de 6.5 cm.



Gráfica VIII-6.-Comparación de la profundidad de carbonatación con el recubrimiento del acero.

La carbonatación se encuentra en la mayor parte de los elementos a más de 3.5 cm del acero de refuerzo, lo que indica que se está a tiempo para tomar acciones en la estructura y reducir la velocidad de carbonatación y así incrementar su vida útil.

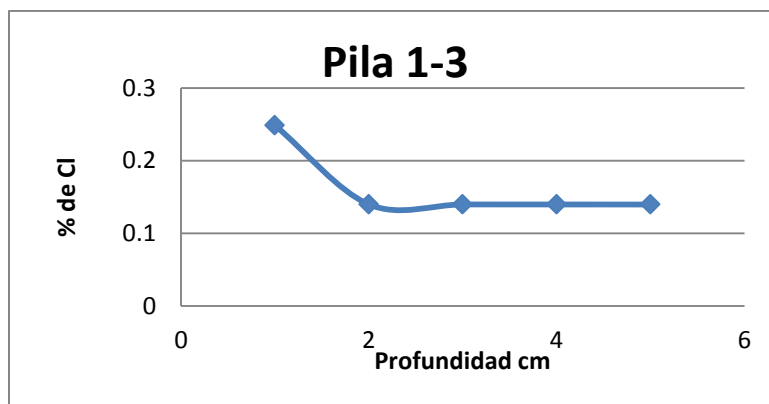
### VIII. 6.- Concentración de Cloruros.

La prueba de Concentración de cloruros se realizó en las instalaciones del Instituto Mexicano del Transporte, en la ciudad de Querétaro, de acuerdo a la norma **RILEM TC 178-TMC “TESTING AND MODELLING CHLORIDE PENETRATION IN CONCRETE”** antes descrita. A continuación se muestran los resultados obtenidos en porcentaje, además se muestra gráficamente la concentración de cloruros desde 1 cm de profundidad hasta 5 cm.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

Tabla VIII-10.- Porcentaje de cloruros en Pila 1

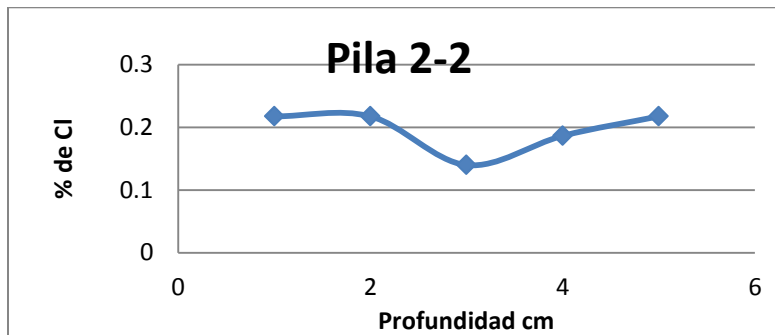
Elemento	Profundidad	% de Cl
PILA 1-3	1	0.24859411
	2	0.13991807
	3	0.13979228
	4	0.13977832
	5	0.13970855



Gráfica VIII-7.-Porcentaje de cloruros en Pila 1.

Tabla VIII-11.- Porcentaje de cloruros en Pila 2.

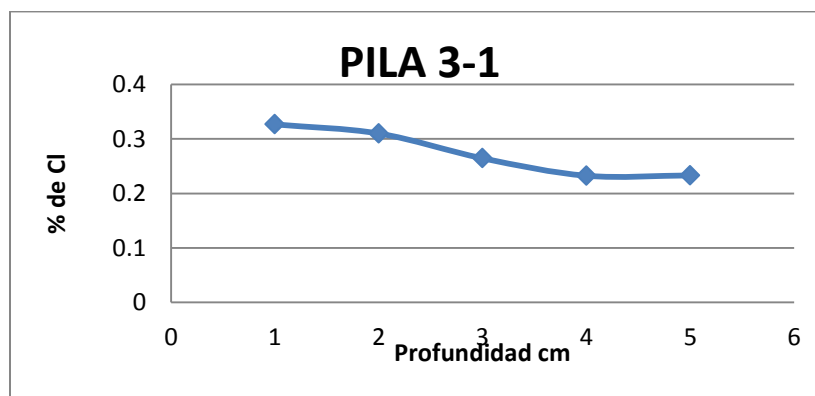
Elemento	Profundidad	% de Cl
PILA 2 - 2	1	0.21756332
	2	0.21765033
	3	0.13993206
	4	0.18657608
	5	0.21762857



Gráfica VIII-8.-Porcentaje de cloruros en Pila 2.

Tabla VIII-12.-Porcentaje de cloruros en Pila 3.

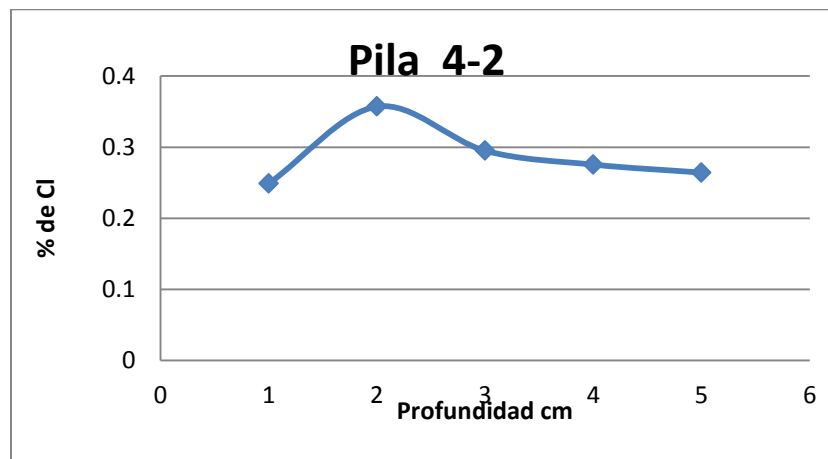
Elemento	Profundidad	% de Cl
PILA 3-1	1	0.32650814
	2	0.30978307
	3	0.26431611
	4	0.23240676
	5	0.23298714



Gráfica VIII-9.-Porcentaje de cloruros en Pila 3

Tabla VIII-13.- Porcentaje de cloruros en Pila 4.

Elemento	Profundidad	% de Cl
PILA 4-2	1	0.24876811
	2	0.35703296
	3	0.29499917
	4	0.27543291
	5	0.26421044



Gráfica VIII-10.-Porcentaje de cloruros en Pila 4

Respecto a los valores obtenidos los valores máximos de concentración de cloruros en porcentaje son de 0.35% a una profundidad de 1 cm, y para profundidades de 5cm la concentración varía entre 0.14% y 0.26%, dichos valores se encuentran dentro de lo permitido que es de 0.40% (Ref. 1).

Las gráficas VIII.7 – VIII.10 muestran el perfil de cloruros de las muestras con respecto al espesor de recubrimiento. El concreto de la pila presenta una concentración de cloruros total superficial de 0.25% y en el espesor de 5cm de recubrimiento presenta un 0.14% lo que genera una moderada potencialidad de corrosión. Para la pila 2 presenta una concentración de cloruros total superficial de 0.22% y en el espesor de recubrimiento presenta un 0.14% lo que genera una moderada potencialidad de corrosión, solo que en esta pila la concentración de cloruros baja a una profundidad de 3 cm y a los 4 y 5 cm se incrementa, puede que se deba a un error durante el proceso de obtención de la muestra o durante la

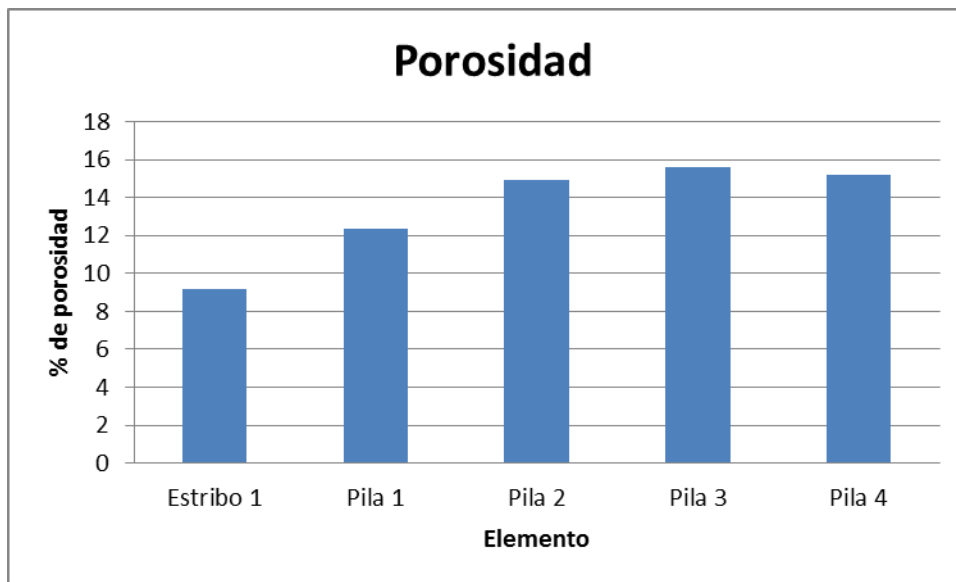


prueba. El concreto de la pila 3 presenta una concentración de cloruros total superficial de 0.33% y a la profundidad de 5cm presenta un 0.23% lo que genera una moderada potencialidad de corrosión. El concreto de la pila 4 presenta una concentración de cloruros total superficial de 0.36% y a los 5 cm de espesor de recubrimiento presenta un 0.26% lo que genera una moderada potencialidad de corrosión.

## VIII. 7.- Porosidad.

Tabla VIII-14.- Porcentaje de porosidad.

Elemento	W seco (gr) 105°C	W saturado (gr)	W sumergido (gr)	% Porosidad Total
Estribo	424.00	440.40	261.70	9.18
Pila 1	407.80	432.30	233.70	12.34
Pila 2	418.80	446.80	259.10	14.92
Pila 3	385.90	413.60	236.30	15.62
Pila 4	423.80	452.70	262.60	15.20

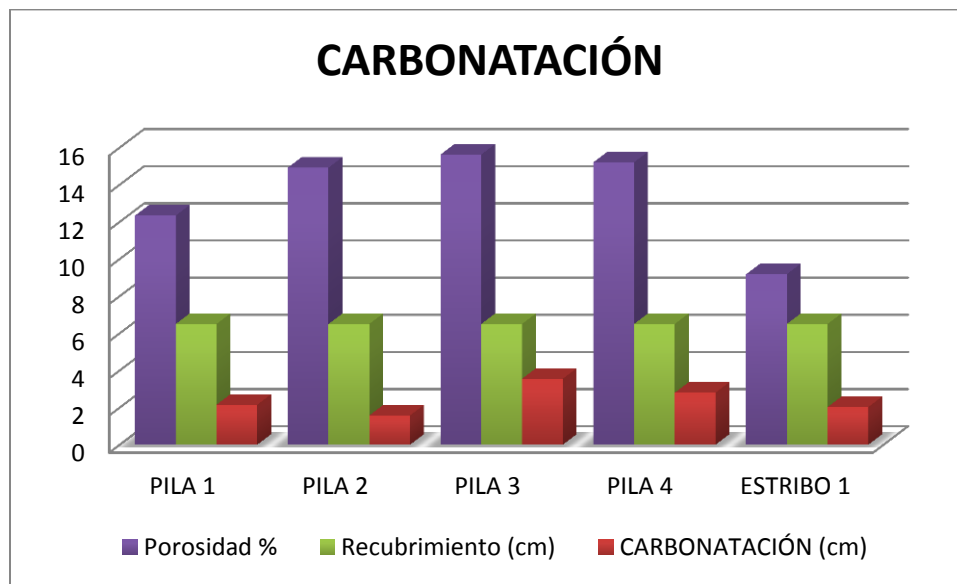


Gráfica VIII-11.-Resultados de porosidad total.

**Tabla VIII-15.- Indicadores de calidad del concreto respecto a porosidad. (Ref. 1)**

Parámetro	Calidad del concreto
≤10 %	Indica un concreto de buena calidad y compacidad
10 % - 15%	Indica un concreto de moderada calidad
>15 %	Indica un concreto de durabilidad inadecuada

De acuerdo a la red Durar el concreto del estribo 1, pila 1 y pila 2 se clasifican de calidad moderada y las pilas 3 y 4 exceden el 15% por lo que se considera como concreto de durabilidad inadecuada.



**Gráfica VIII-12.-Comparación de porosidad y carbonatación**

La pila 3 y 4 son las que presentan carbonatación más elevada y además la porosidad es mayor en dichos elemento, por lo que se define una correlación entre los resultados.

### VIII. 8.- Pruebas electroquímicas en campo.

Con el equipo del Gecor 6 se determinó la resistividad, velocidad de corrosión y potencial de corrosión, con los cuales podemos detectar posibles áreas potenciales de corrosión y saber el deterioro de la armadura de acero. (Red iberoamericana XV.B. "DURAR", 2000)



Imagen VIII-1.-Pruebas con el Gecor 6 en el puente la Manzanilla I

Tabla VIII-16.-Análisis mediante Gecor de la pila 1 frente al mar

Puente: Manzanilla		Fecha: 17 - noviembre 2012	
PILA 1		Equipo: Gecor 6	
Medicines: Cabezal frente al mar.			
No.	Velocidad de corrosión ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	Resistividad eléctrica ( $\text{K}\Omega.\text{cm}$ )	Potenciales (V)
L1	0.010	41.58	0.0392
L2	0.035	38.5	0.0361
L3	0.017	38.22	0.032
L4	0.004	47.74	-0.0079
L5	0.013	48.58	-0.0108
L6	0.009	57.96	0.0056
L7	0.85	14.42	-0.1458
L8	0.222	18.76	-0.1249
L9	0.052	22.82	-0.1246

Para el caso de la pila 1 del frente al mar se tienen valores muy bajos de velocidad de corrosión menores a  $0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  lo que indica un nivel de corrosión despreciable, solo las lecturas 7 y 8 dan un poco alto en un intervalo de moderado a despreciable, dichas lecturas se encuentran ubicadas cercanas al nivel de suelo. En lo que se refiere a la resistividad se encuentra en un riesgo moderado ya que los valores están dentro del intervalo de  $200 > P > 10 \text{ k ohm-cm}$ , y los valores más bajos son los cercanos al nivel de suelo. Con respecto a los potenciales se considera a la zona sin riesgo de daño.

Tabla VIII-17.-Análisis mediante Gecor de la pila 1 frente a tierra.

Puente: Manzanilla		Fecha: 17 - noviembre 2012	
PILA 1		Equipo: Gecor 6	
Medición: Cabezal frente a tierra.			
No.	Velocidad de corrosión ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	Resistencia eléctrica ( K $\Omega$ .cm)	Potenciales (V)
L1	0.016	30.94	0.0503
L2	0.028	23.52	0.0427
L3	0.016	31.78	0.05
L4	0.018	35.84	-0.0037
L5	0.057	23.66	-0.0157
L6	0.036	33.88	0.0077
L7	0.135	8.54	-0.1801
L8	0.148	8.82	-0.1956
L9	0.075	9.38	-0.2076

Para el caso de la pila 1 del frente a tierra también se tienen valores muy bajos de velocidad de corrosión menores a  $0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  lo que indica un nivel de corrosión despreciable, de igual manera las lecturas 7 y 8 dan un poco alto en un

intervalo moderado el cual no es grave. En lo que se refiere a la resistividad las tres lecturas más cercana al suelo presentan un alto riesgo de corrosión y los demás valores se encuentran en riesgo moderado ya que los valores están dentro del límite del intervalo de  $200 > P > 10 \text{ k ohm-cm}$ . Con respecto a los potenciales se considera a la zona sin riesgo de daño, solo con excepción de un punto que se encuentra en el límite.

Debido a que la estructura se encuentra en un ambiente marino y el suelo contiene sales y cloruros, resulta lógico encontrar que la zona más baja presente un poco de daño y la zona aireada en muy buen estado, ya que por capilaridad y debido a la humedad en el suelo es más fácil el flujo de los iones cloruro hasta una cierta altura. En general la pila 1 del lado al mar se encuentra en buen estado. A continuación se muestra una imagen con la localización de la zona donde se realizaron las pruebas.

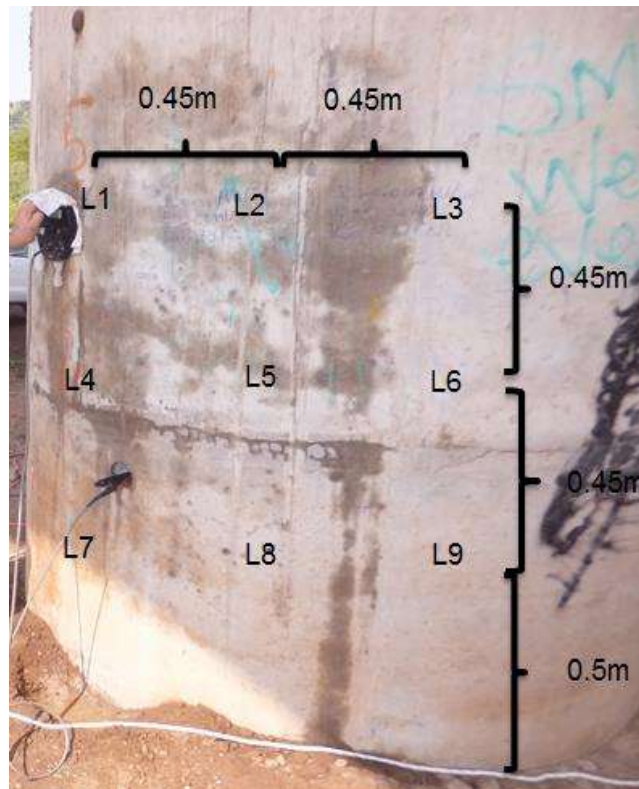
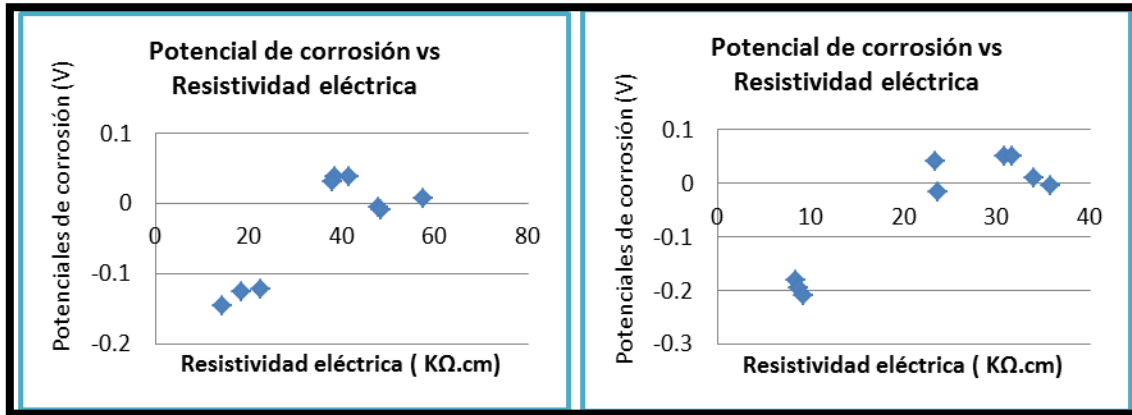
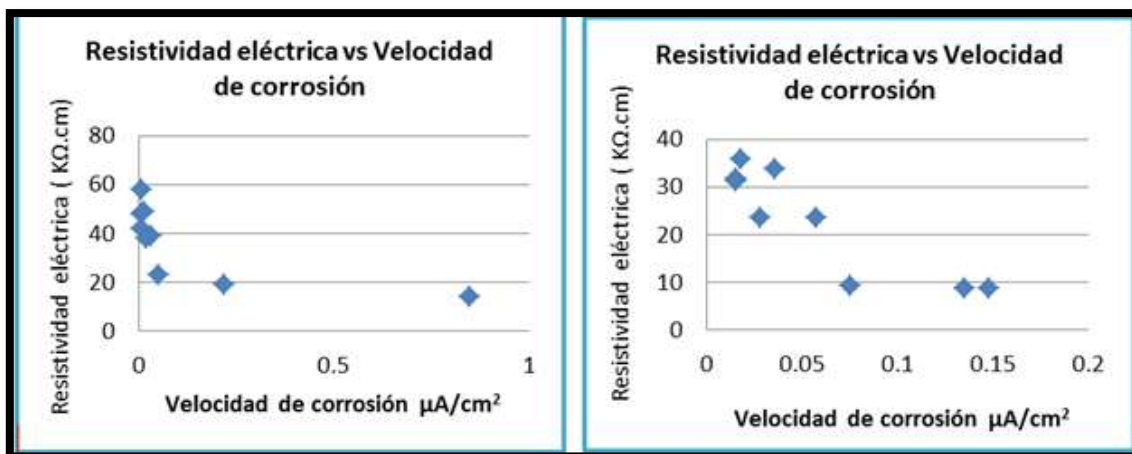


Imagen VIII-2.-Ubicación de las pruebas con el Gecor en Pila 1 frente a mar.



Gráfica VIII-13.- Comparación del lado Mar y lado tierra en pila 1



Gráfica VIII-14.-Comparación del lado Mar y lado tierra en pila 1

En las gráficas de resistividad eléctrica contra velocidad de corrosión se observa que cuando la resistividad eléctrica es alta la velocidad de corrosión es baja y viceversa, tanto en lado mar como lado tierra. En lo que se refiere a las gráficas de potencial de corrosión contra resistividad eléctrica se observa que a resistividades eléctricas mayores a 22 KΩ.cm, los potenciales son cercanos a cero, y para resistencias eléctricas menores a 22 KΩ.cm los potenciales son cercanos a -0.200KΩ.cm, lo cual indica que existe corrosión uniforme y por lo tanto el riesgo de daño es bajo. (ASTM C-876-87).

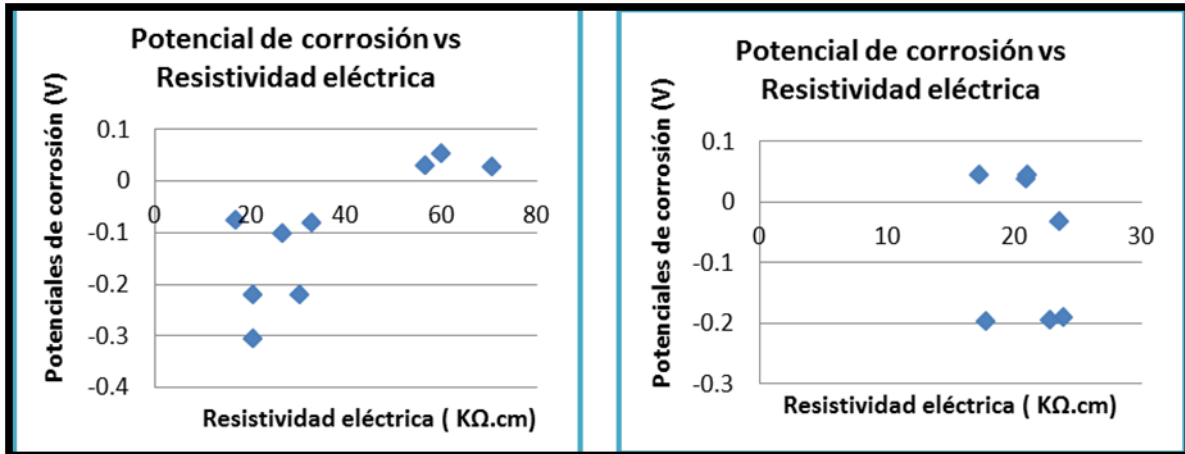
**Tabla VIII-18.-Análisis mediante Gecor de la pila 2 frente a mar.**

Puente: Manzanilla		Fecha: 17- noviembre 2012	
PILA 2		Equipo: Gecor 6	
Medición: Cabezal frente al mar			
No.	Velocidad de corrosión ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	Resistividad eléctrica ( $\text{K}\Omega.\text{cm}$ )	Potenciales (V)
L1	0.024	56.84	0.0286
L2	0.028	70.84	0.0235
L3	0.002	60.06	0.0491
L4	0.032	16.94	-0.0798
L5	0.030	27.16	-0.1059
L6	0.023	33.18	-0.0849
L7	0.094	21	-0.3087
L8	0.064	30.66	-0.222
L9	0.102	21	-0.2208

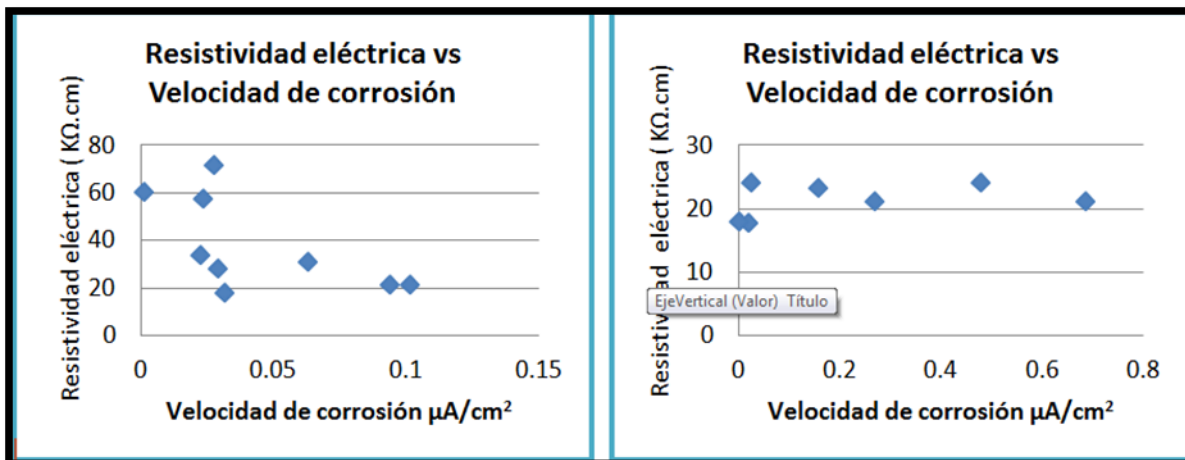
**Tabla VIII-19.-Análisis mediante Gecor de la pila 2 frente a tierra.**

Puente: Manzanilla		Fecha: 17- noviembre 2012	
PILA 2		Equipo: Gecor 6	
Medición: Cabezal frente a tierra			
No.	Velocidad de corrosión ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	Resistencia eléctrica ( $\text{K}\Omega.\text{cm}$ )	Potenciales (V)
L1	0.69	21	0.0369
L2	0.023	17.36	0.044
L3	0.271	21.14	0.0418
L4	----	----	----
L5	0.029	23.66	-0.035
L6	----	----	----
L7	0.48	23.94	-0.1931
L8	0.007	17.78	-0.200.
L9	0.161	22.96	-0.1975

De acuerdo a la tabla VIII.21 y VIII.22 se tienen valores muy bajos de velocidad de corrosión, lo cual indica un nivel de corrosión despreciable, en lo que se refiere a la resistividad eléctrica se encuentran en un riesgo moderado. Para el caso de potenciales se tiene una corrosión localizada en la zona más cercana al suelo, mientras que a una altura mayor a un metro la pila se encuentra en buen estado.



Gráfica VIII-15.- Comparación del lado Mar y lado tierra en pila 2



Gráfica VIII-16.- Comparación del lado Mar y lado tierra en pila 2

En la gráfica de resistividad eléctrica contra velocidad de corrosión se observa que cuando la resistividad eléctrica es mayor a 20 KΩ.cm la velocidad de corrosión es despreciable en el lado mar, en el caso del lado a tierra los valores de



Evaluación por durabilidad y propuesta de rehabilitación del puente la MANZANILLA I, ubicado en el km. 42+050 en la carretera federal Playa Azul-Manzanillo, Michoacán, México.

UMSNH 2014

resistividad son muy similares pero la velocidad de corrosión oscila de 0 a 0.7 lo cual indica un nivel moderado de corrosión. Para las gráficas de potencial de corrosión contra resistividad eléctrica se observa que el riesgo de corrosión es moderado, con lo cual se determina la presencia de una corrosión uniforme y por lo tanto el riesgo de daño es bajo. (ASTM C-876-87). A continuación se muestra una imagen con la localización de la zona donde se realizaron las pruebas.

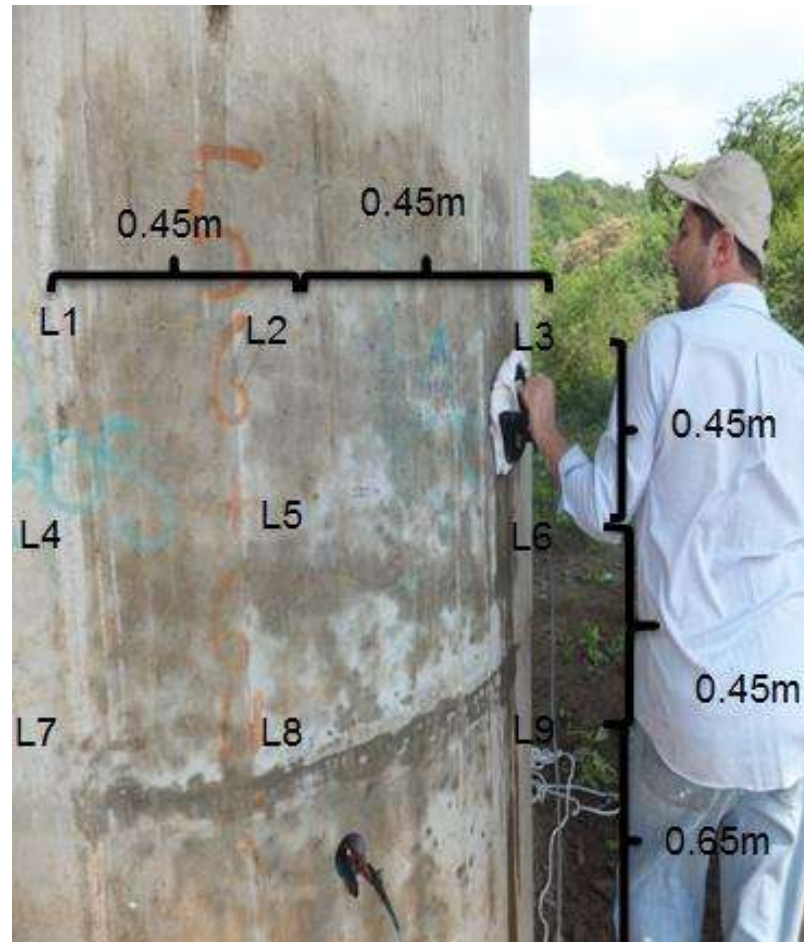


Imagen VIII-3.-Ubicación de las pruebas con el Gecor en Pila 2 frente a tierra

Evaluación por durabilidad y propuesta de rehabilitación del puente la MANZANILLA I, ubicado en el km. 42+050 en la carretera federal Playa Azul-Manzanillo, Michoacán, México.

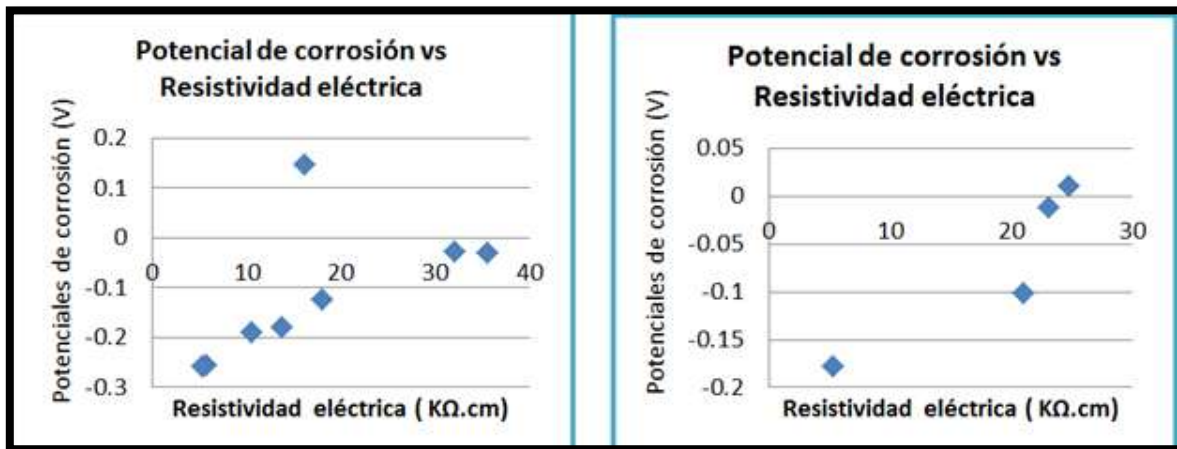
UMSNH 2014

**Tabla VIII-20.-Análisis mediante Gecor de la pila 3 frente a mar y pila 2.**

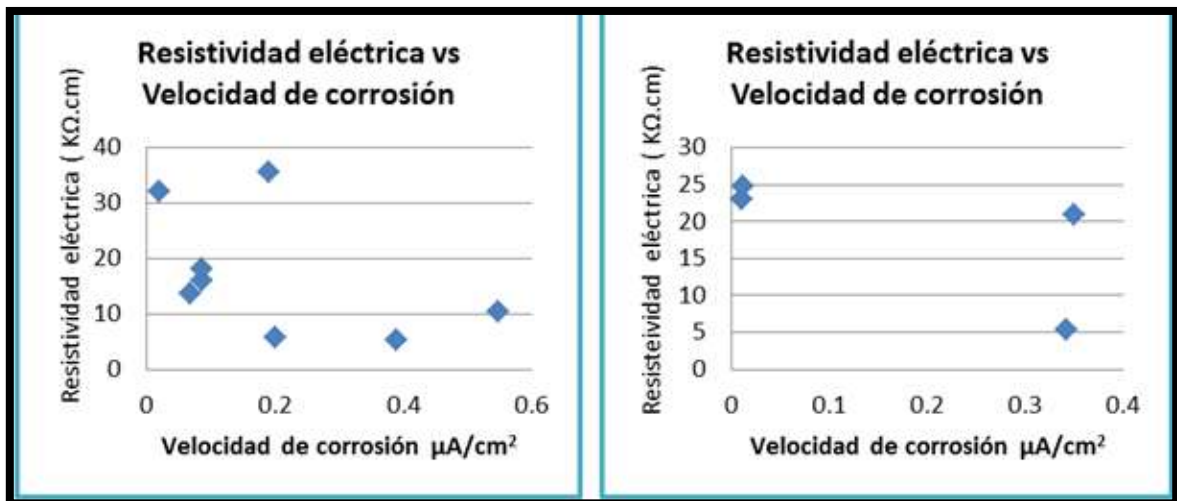
Puente: Manzanilla		Fecha: 18 - noviembre 2012	
PILA 3		Equipo: Gecor 6	
Medición: Cabezal frente al mar. L2,L4,L7,L8			
Medición: Muro frente a pila II. L3,L6,L9			
No.	Velocidad de corrosión ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	Resistencia eléctrica ( $\text{K}\Omega.\text{cm}$ )	Potenciales (V)
L1	----	-----	-----
L2	0.19	35.56	-0.0292
L3	0.020	32.06	-0.0278
L4	0.086	16.1	0.1463
L5	0.067	13.72	-0.1787
L6	0.085	18.06	-0.1231
L7	0.2	5.74	-0.2553
L8	0.388	5.32	-0.2581
L9	0.546	10.5	-0.1887

**Tabla VIII-21.-Análisis mediante Gecor de la pila 3 frente a tierra.**

Puente: Manzanilla		Fecha: 18 - noviembre 2012	
PILA 3		Equipo: Gecor 6	
Medición: Cabezal frente a tierra			
No.	Velocidad de corrosión ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	Resistencia eléctrica ( $\text{K}\Omega.\text{cm}$ )	Potenciales (V)
L1	-----	-----	-----
L2	0.010	23.1	-0.0112
L3	0.011	24.78	0.0109
L4	0.35	21	-0.101
L5	0.342	5.32	-0.1778
L6	----	----	----
L7	----	----	---
L8	----	----	----
L9	----	----	----



Gráfica VIII-17.- Comparación del lado Mar y lado tierra en pila 3.



Gráfica VIII-18.- Comparación del lado Mar y lado tierra en pila 3.

Durante las pruebas electroquímicas la pila 3 fue la que dio mayor problema al momento de realizar la prueba, por lo que solo se logró obtener los valores de 4 puntos de 9 posible.

En la gráfica de resistividad eléctrica contra velocidad de corrosión se observa que cuando la resistividad eléctrica es menor a 10 KΩ.cm la velocidad de corrosión es considerable lo que da como resultado un alto riesgo de corrosión en el lado mar, en el caso del lado a tierra los valores de resistividad son muy

dispersos pero la velocidad de corrosión oscila de 0 a 0.35 lo cual indica un nivel moderado de corrosión. Para las gráficas de potencial de corrosión contra resistividad eléctrica se observa que el riesgo de corrosión es moderado, con lo cual se determina la presencia de una corrosión uniforme y por lo tanto el riesgo de daño es bajo y al igual que en las demás pilas se sigue repitiendo el patrón de que la zona con más riesgo es la de frente al mar y próxima al suelo. A continuación se muestra una imagen con la localización de la zona donde se realizaron las pruebas de la pila 3.

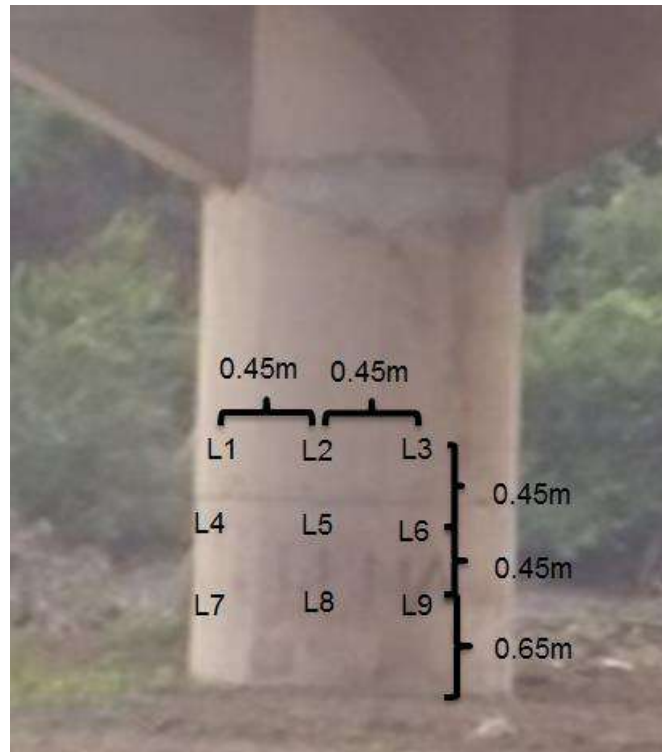


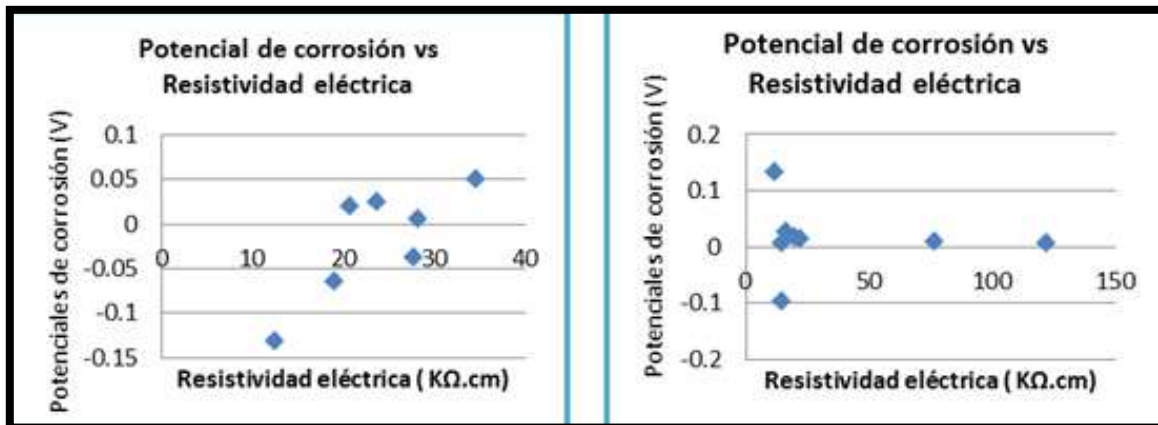
Imagen VIII-4.-Ubicación de las pruebas con el Gecor en Pila 3, frente a mar y pila 2

**Tabla VIII-22.-Análisis mediante Gecor de la pila 4 frente a mar.**

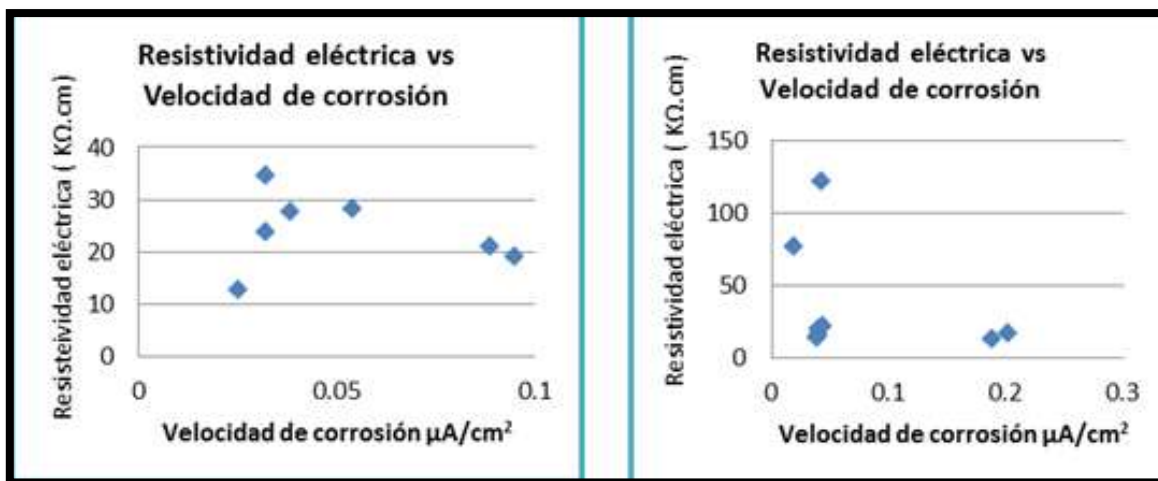
Puente: Manzanilla		Fecha: 18 - noviembre 2012	
PILA 4		Equipo: Gecor 6	
Medición: Cabezal frente al mar			
No.	Velocidad de corrosión ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	Resistividad eléctrica ( K $\Omega$ .cm)	Potenciales (V)
L1	0.089	20.86	0.0197
L2	0.032	23.66	0.0251
L3	0.032	34.58	0.0491
L4	0.038	27.86	-0.0366
L5	0.054	28.28	0.0056
L6	----	----	----
L7	0.025	12.46	-0.1314
L8	----	----	----
L9	0.095	19.04	-0.0642

**Tabla VIII-23.-Análisis mediante Gecor de la pila 4 frente a tierra.**

Puente: Manzanilla		Fecha: 18 - noviembre 2012	
PILA 4		Equipo: Gecor 6	
Medición: Cabezal frente a tierra			
No.	Velocidad de corrosión ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	Resistividad eléctrica ( K $\Omega$ .cm)	Potenciales (V)
L1	0.040	14.84	0.0042
L2	0.020	76.3	0.011
L3	0.044	22.26	0.0127
L4	0.202	16.38	0.0255
L5	0.043	121.8	0.0061
L6	0.041	20.02	0.0158
L7	0.189	12.32	0.1299
L8	0.039	14.42	-0.0958
L9	----	----	----



Gráfica VIII-19.- Comparación del lado Mar y lado tierra en pila 4.



Gráfica VIII-20.- Comparación del lado Mar y lado tierra en pila 4.

En lo que se refiere a la pila 4, se tienen valores mayores a 10 kΩ.cm en toda la pila, lo que indica un riesgo moderado de corrosión respecto a la resistividad eléctrica y todos los potenciales de corrosión dentro de intervalo de +0.200 a -0.200 V, lo que indica un estado pasivo de acuerdo a la red Durar. Así mismo las velocidades de corrosión son pequeñas en el lado del mar, todas menores a 0.1 μA/cm<sup>2</sup>, lo que indica una corrosión despreciable y en el lado a tierra menores a 0.2 μA/cm<sup>2</sup> que representa nivel de corrosión moderado.

Esta pila presenta características muy similares en ambos frentes, lo cual se debe a la ubicación, puesto que la incidencia de los rayos del sol sobre la pila

son muy ligeros, manteniendo así una humedad constante.

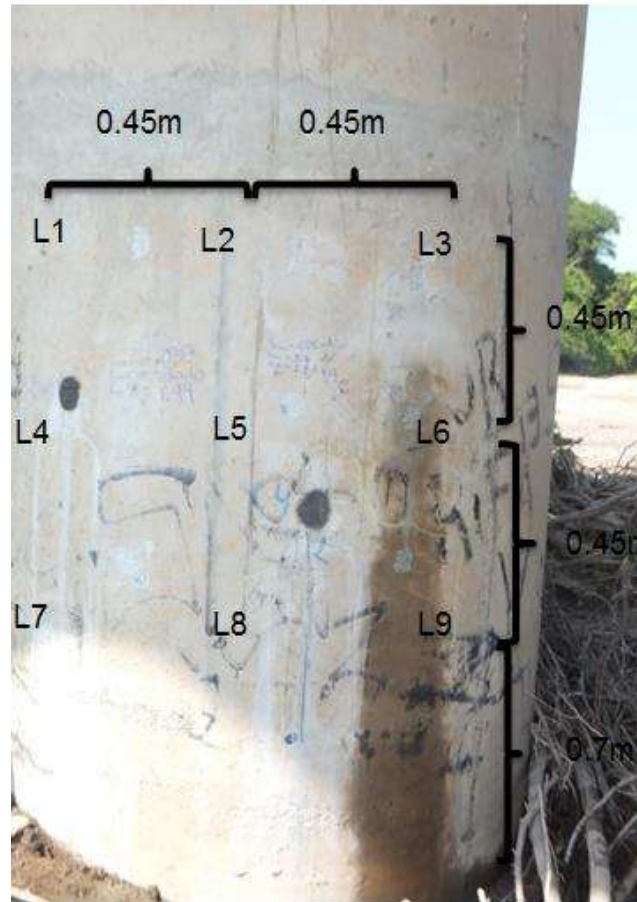


Imagen VIII-5.-Ubicación de las pruebas con el Gecor en Pila 4

## **IX. CONCLUSIONES.**

Los puentes son estructuras muy importantes en la infraestructura de nuestro país, ya que gracias a ellos podemos comunicarnos con poblaciones que están separadas ya sea por ríos, accidentes topográficos, etc.

Es normal que con el paso del tiempo los puentes sufran deterioro de sus componentes por la acción de: las cargas, el clima, elementos contaminantes, movimientos sísmicos, impactos, explosiones, etc. con la reparación y refuerzo de puentes se obtiene un aumento o recuperación de las propiedades de la estructura, con lo que podrán llegar al final de la vida útil prevista.

Es importante conocer los tipos de inspecciones que se deben de realizar a estas estructuras y saber cómo realizarlas, ya que con ellas podemos detectar algún daño y con esto podemos prevenir un daño mayor, el cual puede inducir a la reconstrucción del puente, y con ello, se agrandaría el problema, en cuestión social, ya que no se podrían comunicar esas dos poblaciones y por consecuencia, se tendría pérdidas económicas debido a que no habría transporte de mercancías.

Como resultado de la inspección visual se detectaron más de 500 pedazos de acero expuesto, lo que a generado delaminaciones y manchas de óxido, otro de los daños más notorios son las grietas y manchas de lixiviación, dichos daños se encuentran en la trabe cajón que han sido generadas debido al incremento de las cargas de los vehículos que transitan por el puente, ya que se construyó en el año de 1975 cuando se diseñaba con una carga de 32.8ton y actualmente transitan camiones de hasta 143 ton, con lo que respecto a carga viva se a incrementad más de un 400% con respecto a la carga de diseño.

De acuerdo a los resultados obtenidos la estructura del puente la Manzanilla I se puede catalogar en buen estado, ya que los daños que presenta no son tan graves. El elemento con características más desfavorables es la pila 3, la cual presenta una porosidad mayor al 15%, carbonatación promedio de 3.6 cm, de igual manera la resistencia a compresión siempre es la más baja de todos los



Evaluación por durabilidad y propuesta de rehabilitación del puente la MANZANILLA I, ubicado en el km. 42+050 en la carretera federal Playa Azul-Manzanillo, Michoacán, México.

UMSNH 2014

elementos. Por lo que se pueden correlacionar los resultados para determinar que es el elemento más dañado.

Respecto a las pruebas electroquímicas, se determinó que el riesgo de corrosión es moderada, las zonas con mayor susceptibilidad de daño son las que se encuentran muy próximas al suelo, debido a la concentración de iones cloruro.

## **X. BIBLIOGRAFÍA.**

1.- Red iberoamericana XV.B. "DURAR" (Durabilidad de la Armadura) "Manual de inspección, evaluación y diagnóstico en estructuras de hormigón armado". Programa Iberoamericano de ciencia y tecnología para el desarrollo. Tercera edición, agosto de 2000. ISBN 980-296-541-3. Brasil.

2.- Alberto Subotaiking Delgado, 2000, "Técnicas avanzadas para el refuerzo de superestructuras para puentes carreteros" Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.

3.- "Base de Datos de los puentes en Michoacán" Archivo SCT, Dirección de Conservación de puentes Zona Lázaro Cárdenas, Michoacán. Campamento la Orilla Km 111+000 Carretera Lázaro Cárdenas Edificio SCT. México 2010.

4.- Crespo Villalaz C. "Vías de comunicación". Ed Limusa, 1996.

5.-Eduardo Reynoso A. Et Al. Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas. ANIPPAC. Instituto de Ingeniería de la UNAM. México 2000.

6. - Frederick S. Merritt, Et Al. Manual del Ingeniero Civil, Tomo II. McGraw-Hill. Cuarta edición. México 2008.

7.-Isaac Moreno G. Vías Romanas Ingeniería y Técnica Constitutiva. (CEHOPU), Ministro de Fomento. TRAIANVS. 2da edición 2006.

8.- Fundación Laboral de la Construcción Navarra. ANECOP. Identificación de Riesgos Laborales, Medidas Preventivas y Evaluación en la Construcción de Puentes y Túneles. ISBN: 9788423529681. Pamplona 2007.

9.- Neville, A. (1999), Tecnología del concreto. 1ra edición, IMCYC, ISBN 968-464-092-7, México.

10.-NMX-C-414-ONNCCE-2004. Industria de la construcción - cementos hidráulicos - especificaciones y métodos de prueba.

11.- José Luis García Rivero, Manual Técnico de Construcción Holcim Apasco.

12.-Elvia Ivonne Rangel P. 1998, “Criterios de muestreos de materiales para realizar pruebas físicas y mecánicas en la sección de resistencia de materiales”. Tesis de licenciatura

13.-Diccionario Enciclopédico” Grijalbo.

14.- NMX-C-122-ONNCCE-2004. Industria de la construcción – Agua para concreto – especificaciones.

15.- “MANUAL DE LA CONSTRUCCIÓN CON CONCRETO” TOMO I, De Joseph J. Waddel y Joseph A. Dobrowolski, Tercera Edición. Mc Graw-Hill/Interamericana Editores S.A. de C. V. 1997

16.- ASTM C-33.- Especificación Normalizada para Agregados para Concreto.

17.- González Cuevas Oscar Et Al. Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. Ed Limusa, 2008

18.- Joel Ramiro Román Rocha, 2006, “Daño en el concreto de puentes carreteros, técnicas para su determinación y evaluación” Tesis de licenciatura, Facultad de Estudios Superiores Aragón, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F.

19.- Pérez Valcárcel Juan, Reparación y Refuerzo de Estructuras.

20.- Casas, J.R., (2007). “Métodos de Evaluación y Rehabilitación de Puentes”. 1er. Simposio Internacional de Diseño de Puentes. Morelia, Michoacán,

México.

21.- Alonso, F. A., y Nazar, M., (2007). “Sistemas de Gestión de Puentes”. 1er. Simposio Internacional de Diseño de Puentes. Morelia, Michoacán, México.

22.- Benito Adalberto Méndez Miranda, 2011, “Análisis y evaluación de la durabilidad de los materiales del puente El Rangel en Michoacán, México” Tesis de Maestría, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, Michoacán, México.

23.- MANUAL DE RESISTENCIA DE MATERIALES. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo”. Navarro Sánchez Luis Manuel, Martínez Molina Wilfrido, Espinoza Mandujano José Antonio. Análisis de materiales, Primera edición, julio de 2000.

24.- NMX-C-169-ONNCCE-2004. “Industria de la construcción – concreto – extracción de especímenes cilíndricos o prismáticos de concreto hidráulico endurecido”.