



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**“EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS)
DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA”**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

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

PRESENTA:

ING. RAMÓN ANTONIO FIGUEROA CARRANZA

ASESOR:

M.A. WILFRIDO MARTÍNEZ MOLINA

COASESORES:

Dr. Andrés Antonio Torres Acosta

Dr. Hugo Hernández Barrios

Dr. Hugo Luis Chávez García

Morelia, Michoacán, agosto de 2016



Resumen

La siguiente investigación muestra los resultados obtenidos en vigas pre-esforzadas (pretensadas) tras someterse a un proceso de corrosión acelerada mediante la aplicación de corriente galvánica. Las vigas fueron contaminadas intencionalmente en el tercio medio con NaCl en un 1% en relación con la masa del cemento, esto con la finalidad de acelerar el proceso de corrosión en esa zona. Se realizó el monitoreo de las grietas que aparecieron antes y posterior a la conexión del galvanostato, con el objetivo de conocer la propagación de los agrietamientos (longitud y ancho de grieta). La investigación se realizó en dos fases, en la primer fase se estudiaron las vigas VCPC1 a VCPC3, mientras que en la segunda etapa se evaluaron las vigas VCPC4 a VCPC6, los especímenes estuvieron en contacto con la corriente galvánica en un periodo de 64 días y 121 días respectivamente. Las vigas sometidas a baja y alta corrosión se compararon con vigas testigo las cuales no se les adicionó NaCl ni se conectó al galvanostato. Al evaluar las vigas corroídas se observó un decremento del 48.3% en la capacidad de carga de los elementos ante esfuerzos de flexión, así como un mayor porcentaje en la pérdida de sección del acero (14% vigas de alta corrosión, 10% vigas sometidas a baja corrosión) y consecuentemente en el comportamiento a tensión de los alambres pre-esforzados.

Palabras clave: Concreto pre-esforzado, Corrosión, Vigas, flexión, agrietamiento.



Summary

The following study shows the results obtained in pre-stresses beams after of accelerated corrosion process by applying galvanic current. The beams were contaminated intentionally in the middle third with 1% NaCl relative of the cement mass, this action with the finality to accelerate the corrosion process in that area. The measurement of the beams was made before and after to the galvanic current connection, this action with te objective to know the crack propagation (length and width). The investigation was made in two phases, the first one were studied the beams VCPC1 to VCPC3 (VCPC means that was affected with corrosion). The second one were evaluated VCPC4 to VCPC6 beams. The specimens were in contact with the galvanic current 64 days and 121 days respectively. A comparison was made between the beams that were subjeti to low and high corrosion and the base beams (with out corrosion and NaCl). When the corroded beams were evaluated, it had a decrease of the 48.3% in the flexion stress capacity. The Steel mass loss was higher in corroded beams than base beams too (14% high corrosion beams, 10% low corrosion beams) and consequently the tension stress capacity of the pre-stresses Steel was affected too.

Keys words:pre-stresses concrete, corrosion, beam



Agradecimientos

A mis padres **María de Lourdes Carranza Arteaga** mujer excepcional profesionista y madre, por enseñarme a tener carácter en situaciones desfavorables y **Ramón Figueroa Pérez** por enseñarme a ser positivo y no dejarme vencer, por mostrarme que ser cortés y humilde no cuesta nada sino al contrario te trae grandes satisfacciones . Los amo gracias por sus lecciones y por enseñarme a confiar en mí.

A mi hermana **Itzel Figueroa Carranza** por estar conmigo y brindarme su apoyo incondicional. Por sus enseñanzas y vivencias compartidas, por ser una persona admirable y respetable te amo hermanita.

A **Gaby** por el apoyo y amor incondicional, por impulsarme en cada paso que doy y motivarme a seguir adelante en cada proyecto que me propongo o participo, por la paciencia y el sacrificio hecho durante estos años en especial los años de maestría, por enseñarme que la rectitud y la ética son valores que no son negociables en propósito de lograr un objetivo. Por ser un gran ejemplo de vida y fortaleza, Te amo.

A mi asesor **M. A. Wilfrido Martínez Molina** por ser un ejemplo profesional y una gran persona, por su ayuda sin importar día ni horario, abriéndome de esa forma las puertas de su casa, además por su paciencia y transmisión de conocimiento, gracias por el gran apoyo académico.

A la Dra. **Elia Mercedes Alonso Guzmán** Por su gran transmisión de conocimientos y apoyo brindado durante toda la investigación, por su amabilidad y ayuda durante mi estancia en el laboratorio.

Al **Dr. Andres Antonio Torres Acosta** por las enseñanzas, el apoyo, la disposición, paciencia y ayuda incondicional, por recibirme sin importar que fueran horas laborales e incluso días familiares, por todo eso muchas gracias.

A mi coasesor **Dr. Hugo Luis Chávez García** por su apoyo durante el proceso de la investigación, por compartir sus conocimientos y tener la gran disposición de ayudar sin importar la hora.



Al **Dr. Hugo Hernández Barrios** por la transmisión de conocimiento en las aulas, el apoyo, la disposición a ayudar y la transmisión de experiencias de vida con fines de crecimiento profesional.

A la **M. I. Cindy Lara Gómez** por su apoyo, disposición, motivación y gran ayuda al realizar el trabajo de investigación. Por ser un muy buen ejemplo a seguir.

A la **Dra. Angélica de Lourdes del Valle Moreno, Dr. José Trinidad Pérez Quiroz** y al maestro **Carlos Manuel Sánchez González**, por su participación constante, y por estar al pendiente a las consultas solicitadas durante este proyecto.

A **Zalapa** por el gran apoyo incondicional, la amistad, los grandes consejos, la convivencia, el conocimiento compartido, por ser comprometido en este proyecto y hacer ameno cada día de trabajo. ¡Gracias!

A **Maybelin** por confiar en el proyecto y ser parte fundamental de él, por la paciencia, compañerismo y enseñarme que llegar temprano es un acto de cordialidad y mucha responsabilidad ¡Gracias!

A **Elizabeth** por su cariño, apoyo incondicional, confianza, paciencia, buena vibra, atenciones, el conocimiento compartido y gran disposición para ayudar, por siempre animarme a tomar grandes retos, por tu amistad y enseñanzas. ¡Gracias!

A **Isaías**, por el gran apoyo incondicional en el proyecto, la ayuda en las pruebas de laboratorio y por compartir el conocimiento, por ser ejemplo de trabajo y humildad ante nuevos conocimientos.

A **Alberto** por su amistad, compañerismo, apoyo y grandes enseñanzas. Al maestro **Jesús Zauno, Marco Mondragón, Noel, Bernabé, Marco Navarrete, Rosalía, Judith, Jacobo, Mauricio** y **Razo**, por el apoyo y aportación de conocimiento para que esta investigación se llevará a cabo.

Al Personal del laboratorio de materiales “Ing Luis Silva Ruelas”, por la oportunidad de realizar la experimentación de la investigación dentro de las instalaciones y hacerme sentir como en casa.



Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por el apoyo durante los años de maestría y desarrollo de la investigación.

A la empresa EEPESA, especialmente al ingeniero Edgar Ávalos, por el apoyo brindado y ser parte fundamental en la obtención de los especímenes que en esta investigación se trabajaron

A Gera por su apoyo y gran amistad durante los años de maestría, por sus consejos y gran confianza, Gracia.

Por ultimo pero no menos importante a mis amigos Sergio, Ivan Arturo, Chavo, Luis, Isaac, Roger, Johan por compartir estos años de amistad sincera, por los momentos vividos y grandes enseñanzas, por la competencia sana que se ha generado y por estar en los buenos y malos momentos, por su gran amistad ¡Gracias!



Índice de contenido

Resumen	I
Summary.....	II
Agradecimientos.....	III
Índice de contenido.....	VI
Tabla de contenido de Figuras.....	IX
Objetivo	XII
1. Introducción.....	1
2. Marco teórico.....	3
2.1 Concreto.....	3
2.1.1 Ventajas y Desventajas.....	4
2.1.2 Durabilidad del concreto	5
Ataque por cloruros	6
Ataque por sulfatos.....	6
Carbonatación.....	7
Permeabilidad	7
Efecto del agua de mar sobre el concreto	8
2.1.3 Cemento.....	9
Composición química del cemento.	9
Composición de fases	9
2.1.4 Clasificación del cemento portland de acuerdo a la ASTM C 150	10
2.1.5 Clasificación del cemento de acuerdo a la NMX C414-ONNCCE.....	10
2.1.6 Relación agua/cemento.....	11
2.2 Concreto Armado.....	11
2.2.1 Concreto Reforzado.....	11



2.2.2	Concreto pre-esforzado.....	12
	Pretensado.....	13
	Postensado	14
2.3	Corrosión	15
2.4	Puentes	26
2.4.1	Puentes en México.....	27
2.4.2	Periodo de construcción de puentes en Michoacán	30
2.4.3	SIPUMEX.....	32
3.	Metodología.....	33
3.1	Elaboración y colocación en laboratorio de especímenes a estudiar	33
3.2	Suministro de corriente	35
3.3	Pruebas realizadas a los especímenes.....	36
4.	Desarrollo experimental	37
4.1	Medición de grietas.....	37
4.2	Corrosión acelerada de los especímenes.....	38
4.3	Velocidad de corrosión	40
4.4	Pérdida de masa Faradaica.....	40
4.5	Prueba de flexión	41
4.6	Caracterización del acero de pre-esfuerzo embebido en las viguetas.....	42
4.7	Tensión del acero de pre-esfuerzo	43
	Resistencia a la fluencia	44
	Alargamiento	45
5.	Resultados.....	47
5.1	Medición del agrietamiento	47
5.2	Medición del ancho de grieta.....	57



5.3 Estimación de la corrosión aplicada a los especímenes	66
5.3.1 Corriente aplicada.....	66
5.3.2 Densidad de corriente	68
5.3.3 Velocidad de corrosión.....	72
5.3.4 Pérdida de masa Faradaica	73
5.4 Prueba de flexión a tres puntos.....	74
5.4.1 Carga máxima obtenida en flexión.....	79
5.5 Caracterización del acero de pre-esfuerzo extraído de las vigas	81
5.6 Resistencia a la tensión del pre-esfuerzo.....	86
6. Discusión de resultados	88
6.1 Propagación de grietas durante la corrosión acelerada	88
6.1.1 Incremento de longitud.....	88
6.1.2 Incremento del ancho de grietas	89
6.1.3 Mapeo de grietas.....	89
6.2 Propagación de la zona corroída del acero de pre-esfuerzo.....	91
6.3 Pruebas de flexión.....	93
6.4 Capacidad de carga Residual vs Pérdida de masa por corrosión	95
6.5 Ancho máximo de grieta vs. Pérdida de masa por corrosión.....	96
6.6 Profundidad Máxima de picadura vs. X_{prom}	98
7. Conclusiones.....	100
8 Bibliografía.....	103



Tabla de contenido de Figuras

Figura 1.Efecto de la carbonatación en elementos de concreto reforzado (López, 2006).....	7
Figura 2. Alcantarilla de losa de concreto reforzado.....	12
Figura 3. Mesa de pre-tensado para viguetas investigadas.....	14
Figura 4. Fabricación de un elemento postensado.....	15
Figura 5. Elementos constituyentes de la celda de corrosión (López, 2006).....	15
Figura 6.Componentes de una celda electroquímica.....	19
Figura 7. Función del concreto dentro de la celda electrolítica (Zalapa Damián, 2016).....	19
Figura 8. Proceso de transporte en el concreto (Böhni, 2000)	20
Figura 9. Distribución de la red nacional por tipo de camino (SCT, 2012)	27
Figura 10. Número de puentes por estado de la República Mexicana (Pt327 IMT, 2013) ..	28
Figura 11.Distribución de puentes por tipo de material.	28
Figura 12. Tendencias en la construcción de puentes en México (Base de datos SIPUMEX 2010, PT385, IMT, García et al, 2013)	29
Figura 13. Mapa de puentes prioritarios para programa de inspección detallada, corrosión por cloruros (Torres et al, 2013)	30
Figura 14. Periodo de construcción de puentes en Michoacán.....	31
Figura 15. Calificación de acuerdo al SIPUMEX de los puentes de Michoacán	31
Figura 16. Geometría de los elementos a estudiar.....	33
Figura 17. Elaboración de especímenes (adición del NaCl).....	34
Figura 18. Distribución del acero de pre-esfuerzo	34
Figura 19. Colocación de viguetas en laboratorio	35
Figura 20. Galvanostato empleado en la investigación	36
Figura 21.Diagrama de conexión galvanostato-especímenes.....	36



Figura 22. Medición de grieta (largo- ancho).....	38
Figura 23. Grietometro empleado para la medición del ancho de grieta.....	38
Figura 24. Adaptación de base para prueba de flexión.....	41
Figura 25. Medición de la deformación durante la prueba de flexión.....	41
Figura 26. Extracción del acero de pre-esfuerzo	42
Figura 27. Caracterización del acero	43
Figura 28. Corte de varilla para la medición de masa	43
Figura 29. Ruptura de la varilla posterior a prueba de tensión.....	46
Figura 30. Prueba de tensión en varillas pre-esforzadas.	46
Figura 31. Localización e incremento de longitud de grieta VCPC1	50
Figura 32. Localización e incremento de longitud de grieta VCPC2.....	51
Figura 33. Localización e incremento de longitud de grieta VCPC3.....	52
Figura 34. Localización e incremento de longitudes de grieta VCPC4.....	53
Figura 35. Localización e incremento de longitudes de grieta VCPC5.....	54
Figura 36. Localización e incremento de longitudes de grietas VCPC6.....	55
Figura 37. Localización y ancho máximo de grietas viga VCPC1.....	60
Figura 38. Localización y ancho máximo de grieta viga VCPC2.	61
Figura 39. Localización y ancho máximo de grieta viga VCPC3.	62
Figura 40. Localización y ancho máximo de grieta viga VCPC4.	63
Figura 41. Localización y ancho máximo de grieta viga VCPC5.	64
Figura 42. Localización y ancho máximo de grieta viga VCPC6.	65
Figura 43. Zona afectada por corrosión en el acero de pre-esfuerzo.....	69
Figura 44. Zona Activa por corrosión en acero de pre-esfuerzo	70
Figura 45. Deformaciones presentadas durante la prueba de flexión en vigas estudiadas. ..	79
Figura 46. Grafica cargas últimas a flexión en especímenes estudiados.....	80
Figura 47. Masa por metro lineal del acero de pre-esfuerzo.	85
Figura 48. Falla presentada por picadura en elementos dañados por corrosión	87
Figura 49. Relación de eficiencia entre Pérdida de masa teórica vs. Pérdida de masa gravimétrica.....	92
Figura 50. Criterio tomado para elaborar tabla 44.....	94
Figura 51. Capacidad de carga remanente vs pérdida de masa (Torres & Martínez, 2003).	96



Figura 52. Relación Pérdida de masa vs. Ancho máximo de grieta (Torres y Martínez. 2003)
..... 97

Figura 53. Relación entre Profundidad máxima de picadura vs. Pérdida de radio promedio
por corrosión..... 99



Objetivo

Conocer el comportamiento mecánico a flexión de vigas de concreto pre-esforzadas sometidas a corrosión acelerada, así como evaluar la pérdida de capacidad de carga y de rigidez; determinar la relación que tienen los factores anteriores con la aparición de grietas, para con ello realizar una comparación con especímenes tanto de concreto reforzado como pre-esforzado, sometidas al mismo efecto de corrosión.



1. Introducción

El concreto con acero de refuerzo y pre-esfuerzo es uno de los materiales de construcción más empleado en nuestros días debido a las bondades que presenta. Se creía que su vida útil era muy larga, sin embargo, existe un gran número de estructuras prematuramente deterioradas por corrosión del acero de refuerzo. (López et al, 2006). Se conoce que el concreto por si solo tiene un buen comportamiento ante cargas de compresión, sin embargo, a tensión no presenta un gran desempeño, aproximadamente entre el 8 y el 12% la resistencia a la compresión, es por ello que la combinación de ambos materiales es fundamental para tener una mejor aplicación en el ámbito de la construcción. (Kosmatka S., 2004)

La contribución entre el concreto y el acero de refuerzo (o pre-esfuerzo) se basa en que el concreto provee al refuerzo una protección física y química en contra de la corrosión. La protección química se debe a la alcalinidad del concreto, la cual produce una capa de óxido (del orden de un par de nanómetros) en la superficie del acero impidiendo que el éste continúe corroyéndose. Esta alcalinidad del concreto, se debe, principalmente, al hidróxido de calcio que se forma durante la hidratación de los silicatos (C_2S , C_3S , C_3A , C_4AF) del cemento y a los álcalis (sodio y potasio) que pueden estar incorporados como sulfatos en el clinker. Estas sustancias sitúan el pH de la fase acuosa contenida en los poros en valores entre 12,6 y 14, es decir, en el extremo más alcalino de la escala de pH. El concreto también funciona como una capa física protectora en contra de los agentes ambientales (oxígeno, agua, cloruros, dióxido de carbono) que puedan despasivar al acero e iniciar su corrosión. (Torres et al, 2010)

La exposición de estructuras de concreto a ambientes agresivos, como es el caso de los puertos marítimos, conducen a estados de corrosión cuyo efecto puede tener cierto grado de severidad. La corrosión, como proceso de degradación electroquímico, disminuye no sólo las propiedades del acero, sino la capacidad estructural del concreto hidráulico. Debido a los productos químicos de la corrosión sobre la superficie de la varilla de acero de refuerzo, se reduce el anclaje entre varilla y concreto, perdiéndose gran parte de la capacidad estructural de la combinación concreto-varilla. Además, por su mayor volumen y su condición de confinamiento, estos productos generan presiones internas capaces de romper el concreto, produciendo fracturas, grietas, delaminaciones y otros defectos que merman la capacidad de soporte mecánico de la estructura. Estos efectos pueden agravarse si la estructura es sujeta a



operaciones intensas o condiciones de trabajo extraordinarias, así como a la falta de eficacia de las labores de mantenimiento, conservación o reparación. (del Valle et al, 2011)

Debido a lo anterior es que esta investigación se concentra en conocer cómo puede afectar la corrosión en elementos pre-esforzados, los daños generados por la aparición de grietas basándose en la investigación hecha por Torres y Martínez (2003) en elementos estructurales reforzados, para con ello conocer si hay una diferencia entre ambos ensayos.

En este trabajo se muestra lo obtenido en la investigación realizada a vigas de concreto pre-esforzado sometidas a un proceso de corrosión acelerada por medio de un galvanostato; esto con la finalidad de acelerar dicho fenómeno en los especímenes y con ello medir la afectación en su comportamiento mecánico. Además con el mapeo realizado de los agrietamientos (largo y ancho) poder relacionarlos con la pérdida de capacidad de carga.

Esta investigación complementa lo obtenido en la investigación realizada por Zalapa (2016) en elementos pre-esforzados sometidos al mismo proceso de corrosión, pero con un mayor tiempo de contacto entre los elementos y la corriente galvánica.



2. Marco teórico

Conforme el ser humano fue asentándose en un solo sitio nació la necesidad de espacios de vivienda, adoptando como vivienda cavernas esculpidas por el paso del tiempo; con ello en la búsqueda de la comodidad, seguridad y un espacio mejor para vivir se fueron desarrollando nuevos materiales.

El empleo de materiales cementantes es muy antiguo, los egipcios ya utilizaban yeso impuro calcinado. Los griegos y romanos utilizaban ceniza calcinada y, posteriormente mezclaron cal con agua, arena y piedra triturada. Estos fueron los primeros concretos de la historia.

Muchas personas creen que el concreto fue inventado por los romanos; algunas estructuras romanas aún están en muy buena forma e incluso algunas están en uso, sin embargo, se han descubierto más pruebas de que, incluso antes de los romanos, los griegos y fenicios utilizaron concreto en una escala menor. No obstante después de la caída del imperio romano bajo la presión de los barbaros, fue necesario esperar hasta finales del siglo XVIII y comienzos del siglo XIX para ver nuevos intereses en concreto y aglutinantes. Este nuevo interés dio lugar a la concesión de patentes sobre cemento portland por Joseph Aspdin. (Aïtcin, 2008)

2.1 Concreto

Es un material mezclado de dos componentes: agregados y pasta. La segunda está compuesta por cemento portland y agua, une los agregados (grava y arena) creando una masa similar a una roca. Algunos autores definen al concreto:

Según Martínez (2006) lo define como una roca artificial hecha por el hombre. Elaborado con cemento, agregados gruesos y fino, agua y en ocasiones aditivos.

Es una mezcla básicamente de dos componentes: agregados y pasta. La pasta, compuesta de cemento portland y agua, une a los agregados: arena, grava o piedra triturada, para formar una masa semejante a una roca (Kosmatka S., 2004)



En sus inicios las primeras exigencias planteadas fueron la de su resistencia a la compresión, así como satisfacer la resistencia al agua; posteriormente al elaborar concreto armado otros aspectos adicionales fueron tomados en cuenta como el módulo de elasticidad, la estabilidad dimensional, la tenacidad etc.

En 1760 se tiene el primer registro del uso del concreto en los tiempos modernos, el inglés John Smeaton, descubrió mientras proyectaba el faro Eddystone, que una mezcla de caliza calcinada y arcilla daba lugar a un conglomerado hidráulico resistente al agua. Posteriormente en 1824, el británico Joseph Aspin elaboró cemento al mezclar arcilla y calizas provenientes de diferentes canteras y calentándolas en el horno. A esta mezcla se le llamo cemento Portland debido a la semejanza con las piedras de la isla Portland, localizada en el sur de Inglaterra. Cuando se calentaba en exceso dicha mezcla se endurecía y era considerado como un desecho. En 1845, I.C. Johnson descubrió que al pulverizar esta sustancia desechada llamada Clinker daba como resultado el mejor cemento. Esto dio paso al cemento como lo conocemos hoy en día. (Harmsen, 2005)

Con la llegada de la década de los 70 vinieron a aparecer síntomas de deterioro en las estructuras hechas con concreto armado a pesar de que se le había considerado como un material invulnerable fue ahí cuando se intensificaron los estudios sobre durabilidad.

2.1.1 Ventajas y Desventajas

Algunas de las ventajas y desventajas de la utilización del concreto hidráulico son presentadas a continuación (Gambhir, 2004)

Ventajas:

- Es económico a largo plazo comparado con otros materiales utilizados en la construcción. Pueden ser utilizados agregados pétreos que se encuentren en la zona.
- El concreto posee una alta resistencia a la compresión. Los efectos causados por la corrosión y el intemperismo son mínimos. Si se elabora de manera adecuada, su resistencia llega a ser igual a la de una roca natural.
- El concreto fresco es relativamente fácil de manejar y moldear, además adopta prácticamente cualquier forma de acuerdo a las especificaciones. La cimbra que se



utiliza para darle forma a las estructuras de concreto se pueden reutilizar varias veces, por lo que resulta económico su uso.

- Tiene aplicaciones estructurales ilimitadas en combinación con el acero de refuerzo. El concreto y el acero tienen aproximadamente el mismo coeficiente de expansión térmica.
- El concreto puede ser rociado o utilizado como relleno en grietas finas para procesos de reparación.
- Es durable, resistente al fuego y requiere de menor mantenimiento.

Desventajas:

- El concreto tiene una baja resistencia a la tensión, y por lo tanto puede llegar a presentar grietas fácilmente. Por lo que se refuerza con varillas de acero, mallas o fibras.
- El concreto fresco se contrae con el secado, mientras que el concreto endurecido se expande con la humedad.
- El concreto se expande y se contrae con los cambios de temperatura. Esta expansión propicia la utilización de juntas de expansión, las cuales evitan la formación de grietas ocasionadas por el movimiento térmico.
- El concreto no es completamente impermeable a la humedad y los contenidos de solubles de sales, las cuales pueden causar eflorescencia.
- El concreto está expuesto a la desintegración por ataques de sulfatos y álcali.
- La falta de ductilidad inherente del concreto es una desventaja con respecto al diseño de resistencia sísmica.

2.1.2 Durabilidad del concreto

El comité 201 del ACI define la durabilidad del concreto con cemento portland como "La capacidad para resistir a la acción del tiempo, los ataques químicos, la abrasión o cualquier otro proceso de deterioro, es decir, el concreto durable retendrá su forma original, su calidad y su servicio, cuando se exponga a su medio ambiente".



Kosmatka (2004) define la durabilidad del concreto como la habilidad del concreto en resistir a la acción del ambiente, al ataque químico y a la abrasión, manteniendo sus propiedades de ingeniería. Los diferentes tipos de concreto necesitan de diferentes durabilidades, dependiendo de la exposición del ambiente y de las propiedades deseables. Los componentes del concreto, la proporción de éstos, la interacción entre los mismos y los métodos de colocación y curado determinan la durabilidad final y la vida útil del concreto.

El concreto al estar en contacto con ambientes agresivos puede presentar procesos de deterioro. Los cuales se pueden clasificar como: **físicos**, causados por la exposición a cambios ambientales extremos tales como ciclos de hielo/deshielo o cambios artificiales como la exposición al fuego; **químicos**, causados por ataques por ácidos y/o sulfatos, agua, o reacción álcali-árido; **biológicas y estructurales** (presencia de bacterias, sobrecargas, ciclos de cargas, etc.). La corrosión del acero de refuerzo está ligada con los procesos de deterioro del hormigón, debido a que conduce al agrietamiento y delaminación del material y además reduce su adhesión al refuerzo. Algunos de los fenómenos que pueden afectar la durabilidad del concreto son: ciclos de hielo/deshielo, ataque por sulfatos, reacción álcali-árido. (Aguirre, 2013)

Ataque por cloruros

El ataque por cloruros al concreto puede provenir de dos fuentes principales, en la primera los iones cloruros pueden estar presentes dentro de la mezcla (por ejemplo: áridos contaminados, agua de mar o contaminada, cemento y/o aditivos con contenidos altos de cloruros); en la segunda los cloruros ingresan desde el exterior. Esta última se puede dar por el uso de sales de deshielo, exposición a ambientes marinos, presencia de cloruros en sustancias químicas que puedan atacar al hormigón, entre otros (Aguirre, 2013)

Ataque por sulfatos

El ataque de los sulfatos por lo general comienza en los bordes y esquinas, seguido de grietas y astillamientos. Las sales sólidas no atacan al concreto, es cuando se disuelven que pueden reaccionar con la pasta de cemento hidratado. Los más comunes son los sulfatos de sodio,



potasio, magnesio y calcio, presentados en el suelo o en el agua freática; de esta última normalmente son de origen natural, pero también pueden venir de fertilizantes o de efluentes industriales. (Neville Adam M., 2010)

El ataque del sulfato ocasiona la formación de sulfato de calcio (yeso) y sulfoaluminato de calcio (estringita), ocupando ambos un mayor volumen que los componentes a los que replazan, por lo tanto se expande y fractura el concreto endurecido, comúnmente se le llama expansión retrasada de estringita. La extensión del sulfato depende de su concentración y de la permeabilidad del concreto.

Carbonatación

Es el fenómeno en el cual el concreto pierde alcalinidad, actualmente afecta a muchas estructuras del país, ocurre cuando el dióxido de carbono (CO_2) reacciona con la humedad dentro de los poros del concreto y convierte al hidróxido de calcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$ con un pH de 12 a 13, a carbonato de calcio CaCO_3 que tiene un pH menos alcalino. Los factores que afectan durante la carbonatación son: el contenido de humedad, contenido de CO_2 y SO_2 en el ambiente atmosférico y la permeabilidad del concreto. Se requiere de una humedad de 50-70% aproximadamente para que este fenómeno ocurra con mayor rapidez. (López, 2006)

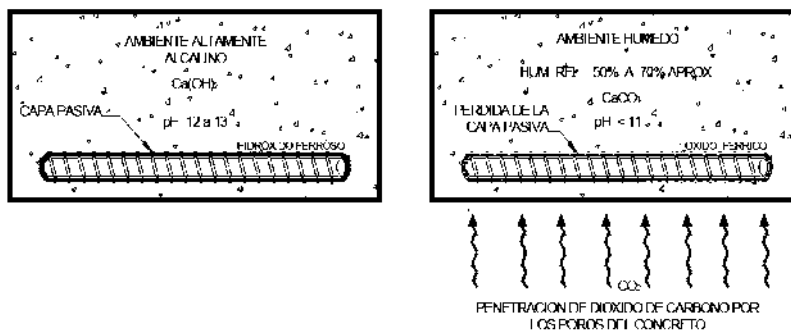


Figura 1. Efecto de la carbonatación en elementos de concreto reforzado (López, 2006)

Permeabilidad

Es la facilidad con que los líquidos o gases pueden viajar a través del concreto. Esta propiedad es de interés en relación a la permeabilidad-retención del líquido y el ataque químico.



A pesar de que no hay pruebas prescritas en las norma ASTM y BS, la permeabilidad del concreto puede ser medida por una simple prueba de laboratorio pero los resultados son principalmente comparativos. En esta prueba, los lados de un espécimen de concreto están sellados y se aplica agua a presión a la cara superior solamente. Cuando se han alcanzado condiciones de estado estable (puede tomar acerca de 10 días) la cantidad de agua que fluye a través de un espesor dado de concreto en un tiempo determinado se mide. La permeabilidad del agua es expresada como un *coeficiente de permeabilidad, k*, dada en la ecuación de Darcy. (m/s) (Neville Adam M., 2010)

La pasta de cemento endurecido se compone por partículas conectadas en una sola fracción de la superficie, por esta razón, un porcentaje de agua está dentro de la fase solida (está absorbida). Esta agua es móvil a pesar de su alta viscosidad y toma parte de flujo de agua en el concreto. A demás de la porosidad la permeabilidad depende del tamaño, distribución, forma y conectividad de los poros. (Neville, 1999)

Efecto del agua de mar sobre el concreto

El concreto al encontrarse en exposición con agua de mar puede estar sujeta a varias reacciones físicas y químicas. Esto incluye ataque químico, corrosión del acero de refuerzo, ataque de congelación y deshielo, exposición a la sal, entre otras. El agua marina no ataca expandiendo el concreto. (Neville, 1999) Menciona que el yeso y la estringita presentan una mayor solubilidad en soluciones de cloruro que en agua, por lo que el daño presentado no es a causa de fractura sino en un aumento en la porosidad, lo que a su vez trae una disminución de resistencia.

Un elemento de concreto que está sometido a un proceso repetitivo de humedecimiento y secado es atacado más fuertemente que un elemento de concreto que se encuentra inmerso. Un daño adicional es el causado por la ruptura del concreto que se encuentra rodeando el acero que se ha corroído debido a la acción electroquímica presentada por la absorción de sales.



2.1.3 Cemento

Composición química del cemento.

Los cuatro principales componentes del cemento que componen alrededor del 95% del total de la composición se muestran a continuación

Óxido de calcio	CaO	(C)	67%
Sílice	SiO ₂	(S)	22%
Alúmina	Al ₂ O ₃	(A)	5%
Óxido de hierro	Fe ₂ O ₃	(F)	3%

Composición de fases

El cemento portland presenta 4 fases principales compuestos principalmente por silicatos y aluminatos de cal, los cuales se presentan a continuación:

Nombre	Abreviatura
Silicato Tricálcico	C ₃ S
Silicato Dicálcico	C ₂ S
Aluminato Tricálcico	C ₃ A
Aluminato Tetracálcico	C ₄ AF

Tabla 1. Componentes principales del cemento portland

Alita (C₃S). Es la fase principal, reacciona rápidamente con el agua y es la más importante en cuanto al desarrollo de propiedades mecánicas hasta los 28 días.

Belita (β- C₂S). Reacciona lentamente con el agua y durante los primeros 28 días contribuye poco a la resistencia mecánica y lo hace substancialmente en etapas posteriores.

Aluminato tricalcico (C₃A). Reacciona rápidamente con el agua y puede causar graduoado rápido indeseable a menos que se emplee un agente como el yeso.

Ferrita (C₄AF). Reacciona con velocidad variable, probablemente en función de la composición química.



2.1.4 Clasificación del cemento portland de acuerdo a la ASTM C 150

En la tabla 2 se muestra la clasificación de acuerdo a La norma ASTM C 150, designando estas 8 tipos de cemento, como se muestra a continuación:

Cemento	Uso
Tipo I	Cemento de uso general
Tipo II	Utilizado en grandes estructuras en las que el calor de hidratación puede provocar agrietamientos.
Tipo III	Cemento de alta resistencia a edades tempranas y rápido fraguado.
Tipo IV	Se emplea donde se deban minimizar la tasa y la cantidad de calor generado por la hidratación
Tipo V	Se utiliza en concretos expuestos a la acción severa de sulfatos.
Tipo IA, IIA y IIIA	Se utiliza en la fabricación de concretos con una resistencia a congelamiento y deshielo mayor

Tabla 2. Clasificación de los cementos de acuerdo a su uso (ASTM C 150)

2.1.5 Clasificación del cemento de acuerdo a la NMX C414-ONNCCE

De acuerdo con la norma NMX C 414 hay seis tipos básicos de cementos mostrados en la tabla 3.

Cemento	Tipo
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 Humo de sílice
CEG	Cemento con Escoria Granulada de Alto horno

Tabla 3. Clasificación de los cementos de acuerdo a su tipo (NMX-C414)

Además los cementos se pueden clasificar por su resistencia a la compresión tales como:

Tipo 20. La resistencia mínima presentada a los 28 días de edad es de 20 MPa.

Tipo 30. La resistencia mínima presentada a los 28 días de edad es de 30 MPa.



Tipo 30R. La resistencia mínima presentada a los 28 días de edad es de 30 MPa y debe presentar una resistencia a compresión de 20MPa a los 3 días de edad.

Tipo 40. La resistencia mínima presentada a los 28 días de edad es de 40 MPa.

Tipo 40R. La resistencia mínima presentada a los 28 días de edad es de 40MPa y debe presentar una resistencia a la compresión de 30MPa a los 3 días de edad.

2.1.6 Relación agua/cemento

La relación agua cemento es aquella entre la cantidad de agua y la cantidad del cemento dentro del diseño de una mezcla de concreto; entre menor sea la relación agua/cemento se tendrá como característica de contener mayor cantidad de cemento. El ACI (American Concrete Institute) dentro de su criterio de diseño de mezclas presenta una dependencia entre la relación agua/cemento y la relación a la compresión a los 28 días de edad. Dicha dependencia se muestra en la tabla 3.1.

Relación agua/ cemento por masa		
Resistencia a la compresión a los 28 días (Kg/cm ²)	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
420	0.41	--
350	0.48	0.40
280	0.57	0.48
210	0.68	0.59
140	0.82	0.74

Tabla 4. Dependencia entre la relación agua/cemento y la compresión del concreto (ACI)

2.2 Concreto Armado

2.2.1 Concreto Reforzado

El concreto simple sin refuerzo es resistente a la compresión, pero es débil en tensión lo que limita su aplicabilidad como elemento estructural para resistir tensión se emplea refuerzo de acero, generalmente en forma de barras colocado en zonas donde se prevé que se



desarrollaran tensiones bajo las acciones de servicio, el acero restringe el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia a la tensión del concreto. (Cuevas & Fernández, 2010)

Como se mencionó anteriormente el concreto tiene un buen desempeño ante fuerzas de compresión, ante los esfuerzos de flexión está en el rango de 1.99 a 2.65 veces la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión evaluada en kilogramos por centímetro cuadrado. Esto hace que al agregar un refuerzo de acero el elemento tenga un mayor rango de resistencia ante cargas a flexión y por ende una mayor deformabilidad. (Kosmatka S., 2004)

El uso del refuerzo no está sólo limitado a la zona de tensión, también se emplea en zonas donde el elemento trabajara a compresión para aumentar la resistencia del elemento reforzado, con esto se reducen las deformaciones debidas a cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral, con ello indirectamente se ve un aumento en la resistencia a la compresión. (Cuevas & Fernández, 2010)



Figura 2. Alcantarilla de losa de concreto reforzado

2.2.2 Concreto pre-esforzado

El concreto pre-esforzado consiste en crear deliberadamente esfuerzos permanentes en un elemento estructural para mejorar su comportamiento de servicio y aumentar su resistencia. Los elementos que se utilizan van desde una vigueta para casa habitación hasta travesaños de puentes con grandes claros, teniendo además aplicaciones variadas como durmientes para



vías de ferrocarril, tanques de almacenamiento y rehabilitación de estructuras dañadas por sismos, entre otras. (Eduardo, Mario, & Rafael, 2000)

La primer aplicación del pre-esfuerzo en el concreto se atribuye al ingeniero P.A. Jackson, de San Francisco, Estados Unidos, el cual patentó en el año 1872 un esquema novedoso para la construcción de arcos y bóvedas. Para el año de 1928, el ingeniero francés E. Freyssinet introdujo una innovación al utilizar acero de alta resistencia para el pre-esfuerzo esto permitió un pre-esfuerzo muy alto de tal manera que aun después de las pérdidas de fuerza de tensión remanente, era suficiente para ejercer esfuerzos de compresión de gran magnitud en la trabe o viga. Además Freyssinet en sus trabes, ligo el acero y el concreto para originar un material homogéneo. Se considera que esto constituye el principio del pre-esfuerzo en el concreto como se conoce en la actualidad. (Pérez Quiroz, Ramirez Reyes, Terán Guillén, & Lomelí González, 2011)

El concreto pre-esforzado se clasifica en Pretensado y Postensado, a continuación se explican las diferencias.

Pretensado

Este término se usa para describir cualquier método de pre-esforzado en el cual los tendones se tensan antes de colocar el concreto. Se tensan entre apoyos que forman parte permanente de las instalaciones de la planta. Con la cimbra en su lugar, se vacía el concreto alrededor del refuerzo pretensado, por lo regular se suele utilizar concreto de alta resistencia en corto tiempo, como un curado con vapor de agua para acelerar el proceso de endurecimiento del concreto. Una vez que el concreto ha alcanzado resistencia suficiente se sueltan las barras de los gatos y éste tiende a acomodarse generando una compresión transmitida al concreto por adherencia, en la mayor parte cerca de los extremos de la viga, por lo cual no se necesita de ningún anclaje especial. (Pérez Quiroz, Ramirez Reyes, Terán Guillén, & Lomelí González, 2011)



Figura 3. Mesa de pre-tensado para viguetas investigadas

Algunas características del pretensado se muestran a continuación: (Pérez Quiroz, Ramirez Reyes, Terán Guillén, & Lomelí González, 2011)

- Pieza prefabricada
- El pre-esfuerzo se aplica antes que las cargas
- El anclaje se da por adherencia
- La acción del pre-esfuerzo es interna
- El acero tiene trayectorias rectas
- Las piezas son generalmente simplemente apoyadas (elemento elástico)

Postensado

Por el contrario al pretensado, la técnica de postensado es un método donde el refuerzo que va dentro de unos conductos, es tensado después de que el concreto ha fraguado, así, el pre-esfuerzo es casi siempre ejecutado extremadamente contra el concreto endurecido, y los tendones se anclan contra el concreto una vez después del pre-esfuerzo. (Pérez Quiroz, Ramirez Reyes, Terán Guillén, & Lomelí González, 2011)

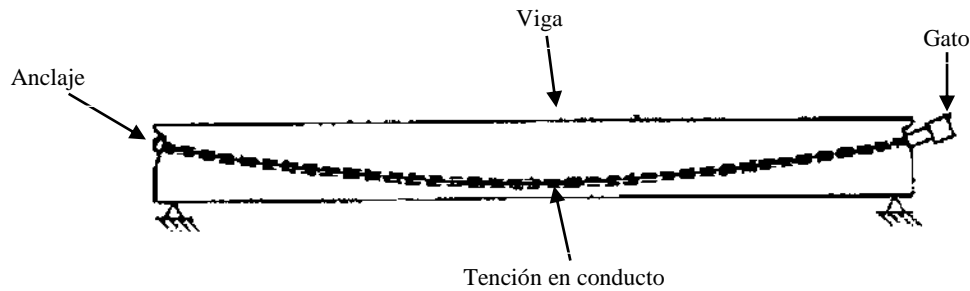


Figura 4. Fabricación de un elemento postensado

Características del postensado

- Piezas prefabricadas o coladas en sitio
- Se aplica el pre-esfuerzo después del colado
- El anclaje requiere de dispositivos mecánicos
- La acción del pre-esfuerzo es extrema
- La trayectoria de los cables puede ser recta o curva
- La pieza permite continuidad en los apoyos (elementos hiperestáticos)

2.3 Corrosión

La corrosión del refuerzo embebido en concreto se da por la oxidación destructiva del acero, por el medio que lo rodea. Por lo que la corrosión está dada por la formación de una celda electroquímica la cual se muestra en la figura 4.

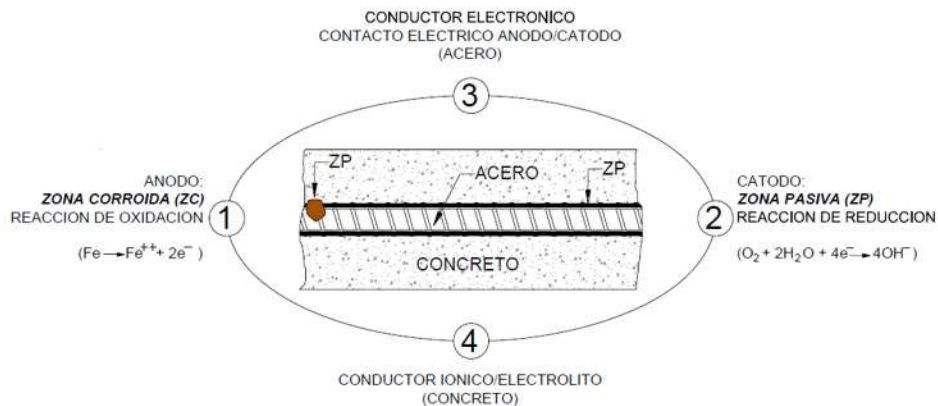


Figura 5. Elementos constituyentes de la celda de corrosión ((López, 2006)



La corrosión electroquímica resulta de la falta de uniformidad en el acero, contactos con metales menos activos, así como también de las heterogeneidades en el medio químico o físico que rodea el acero en este caso el concreto. Aunque la potencialidad para que la corrosión del refuerzo pueda existir debido a la falta de uniformidad del acero en el concreto, normalmente la corrosión se previene por la formación de una película de óxido de hierro que actúa como “pasivante”. Pero cuando las condiciones de servicio cambian generando una alteración en el concreto en el cual a través de él penetran sustancias agresivas, se rompe dicha película desencadenando la corrosión del acero con una triple consecuencia que se describen a continuación: (Pérez Quiroz, Ramírez Reyes, Terán Guillén, & Lomelí González, 2011)

- El acero pierde sección o se transforma completamente en óxido.
- El concreto puede presentar agrietamientos o delaminarse.
- La adherencia entre la armadura y el concreto disminuye o se pierde en su totalidad.

En la naturaleza los metales se encuentran oxidados ya que en este estado se encuentran estables, para trabajarlos o transformarlos utilizamos energía que hace que cambien su estado de equilibrio, por lo tanto cuando un metal se corroe, está tratando de llegar a un equilibrio termodinámico.

Existen dos mecanismos para que la corrosión del acero se inicie y son los siguientes:

- a. Reducción de la alcalinidad por lixiviación de las sustancias alcalinas o neutralización con dióxido de carbono u algún otro material ácido
- b. Por acción electroquímica la cual involucra al ion cloruro en presencia de oxígeno.

Cabe señalar que sin la presencia de oxígeno en el concreto así como humedad, sin ellos no es termodinámicamente posible la corrosión y, sin una cantidad mínima, no es posible que se desarrolle con una velocidad apreciable.

Para que haya corrosión se requieren de las siguientes condiciones:

- Tener un pH menor a 8, oxígeno y agua
- Tener un pH mayor a 8, oxígeno, agua y cloruros

Por lo contrario para que no haya corrosión se requiere:



- Mantener fuera el oxígeno, agua y cloruros del concreto armado
- Colocar inhibidores dentro del concreto armado, iones hidróxidos, ferrosos, potenciales negativos etc.

Existen diferentes morfotipos de la corrosión (Pancorbo, 2013) que se describen brevemente en seguida.

Por la naturaleza de la sustancia corrosiva. Dentro de esta clasificación se encuentra la corrosión húmeda y seca, en la primera se requiere de un líquido o un grado de humedad, esta se da en la mayoría de los casos, cuando el metal se encuentra en contacto con medios de conductividad electrolítica, como es el agua, disoluciones salinas, humedad atmosférica y de los suelos; mientras que en la corrosión seca, la reacción se da mediante gases a altas temperaturas, en este caso el metal se encuentra en un medio de altas temperaturas, por lo que la reacción ocurre ante un gas agresivo, normalmente con el oxígeno.

Por los mecanismos de corrosión. Los cuales comprenden:

- Corrosión química. Se presenta cuando el metal tiene una reacción con un medio no iónico.
- Corrosión Electroquímica. Si ésta se considera desde el punto de vista de la participación de iones metálicos, todos los procesos son de corrosión electroquímica, sin embargo es común designar a la corrosión electroquímica a la que implica un transporte simultáneo de electricidad a través de un electrolito.
- Corrosión microbiológica. Se produce por la acción de organismos microbianos como hongos, bacterias y otros microorganismos, ya sea porque dichos microorganismos fabriquen sustancias agresivas, tales como protones o iones sulfuro o porque actúan como catalizadores.

Por la apariencia del metal corroído

Corrosión uniforme. En algunas ocasiones las zonas anódicas y catódicas se encuentran a muy poca distancia y tienden a unirse en el acero, este tipo de corrosión usualmente se

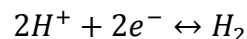
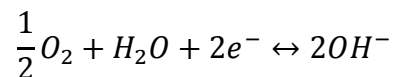


presenta en estructuras que se encuentran expuestas a carbonatación. (Song, 1998) Se caracteriza por el adelgazamiento progresivo y uniforme del componente metálico.

Corrosión localizada o por picadura. En este tipo de apariencia de corrosión la zona anódica es menor que la zona catódica, pero la velocidad con la que penetra la corrosión en el área anódica es muy alta, esto quiere decir que la zona anódica se corroe rápidamente. Por lo anterior se tiene la afirmación que el acero fue corroído de forma localizada, y debido a esto la formación de pequeñas “picaduras” en la superficie del acero se hacen visibles. (Song, 1998). Se puede dar en dos formas: corrosión por aireación diferencial y corrosión bimetalica o ataque galvánico.

2.3.1 Corrosión electroquímica

De forma simplificada se puede decir que la corrosión es un fenómeno de naturaleza electroquímica que cuenta con una zona anódica y otra catódica las cuales se crean en la superficie del metal, en un material que funge como electrolito y cumple fundamentalmente con características de una batería. Para que la celda de corrosión se forme se requiere de un material en contacto con otro para que el intercambio de electrones se presente, además de un medio conductor. El material el cual presenta la pérdida de electrones se conoce como ánodo y presenta la reacción de oxidación, mientras que el material el cual está recibiendo electrones es llamado cátodo, y permite el flujo de iones se conoce como electrolito. (Villabona, Tejeda, & Villabona, 2013). Las semireacciones se pueden formular como se muestran a continuación:



En la primera reacción se presenta la corrosión, el elemento pasa de ser un material en estado metálico a un material de estado iónico; en la segunda y tercera reacción se representa el proceso catódico, el cual es necesario para mantener la electroneutralidad de la materia,



consumiendo los electrones liberados en la primera reacción. A dichos procesos se le conoce como reducción. (González Fernández & Miranda Vidales, 2007)

En la siguiente figura se muestra los componentes de una celda electrolítica.

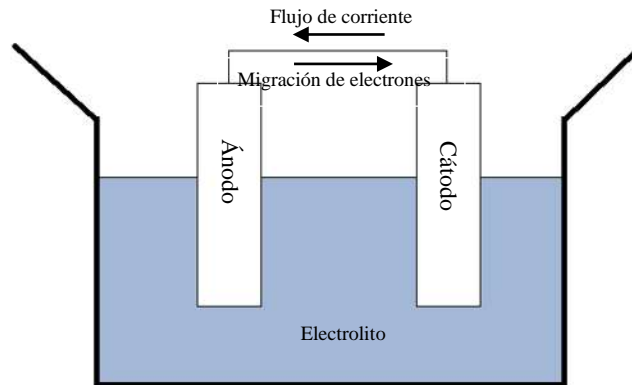


Figura 6. Componentes de una celda electroquímica

Trasladando el concepto de celda electrolítica a un elemento de concreto reforzado, es necesario decir que el concreto funciona como electrolito ya que es un medio que dentro de su estructura contiene poros; dichos poros tienen parcialmente fases acuosas por las cuales se asegura la conductividad eléctrica. Por lo que a mayor cantidad de poros y mayor grado de saturación la conductividad se verá incrementada. Es importante mencionar que es inevitable que el concreto cuente con poros, por lo tanto el flujo de electrones a través de los mismos también lo es, por lo que existe la posibilidad de la formación de pilas de corrosión, con lo que a su vez se tendrá movimiento de iones en los ánodos y cátodos locales.

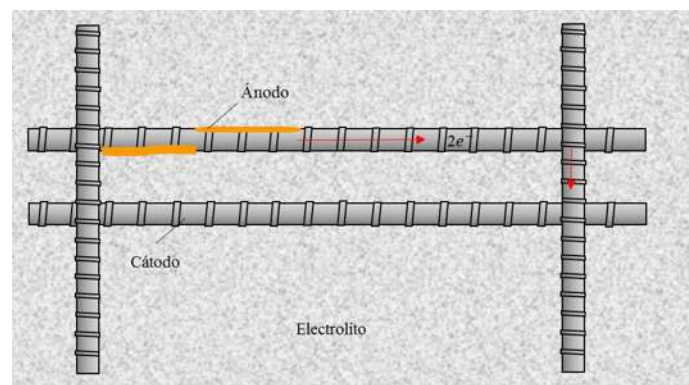


Figura 7. Función del concreto dentro de la celda electrolítica (Zalapa Damián, 2016)



En la figura 7 se muestran los medios de transporte a través del concreto, de acuerdo con (Böhni, 2000) el transporte de gases O_2 y CO_2 , de agua e iones, se presenta solamente en presencia de grietas y poros.

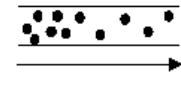
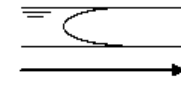
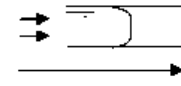
Proceso de Transporte en el Concreto		
Tipo	Fuerza de transporte	Poros
Difusión (gases e iones)	 gradiente de concentración Diferencia parcial de presión	Llenos con aire o agua
Succión capilar (líquidos)	 Tensión superficial	Llenos con aire o agua
Penetración (gases y líquidos)	 Diferencia de Presión absoluta	Llenos con aire o agua

Figura 8. Proceso de transporte en el concreto (Böhni, 2000)

2.3.2 Corrosión en elementos de concreto reforzado

Como ya se ha mencionado el concreto provee al acero de refuerzo una protección no solo química sino física también contra la corrosión. Debido a la alcalinidad del concreto, produce una capa de óxido en la superficie del acero impidiendo que el acero continúe corroyéndose. En cuanto al medio físico el concreto funciona como una capa protectora en contra de agentes agresores (oxígeno, agua, cloruros, dióxido de carbono) que pueden funcionar como despasivantes del acero e iniciar la corrosión. Sin embargo, en un ambiente agresivo, agentes químicos como los cloruros, sulfatos, del agua de mar, o el dióxido de carbono de un ambiente urbano, pueden acumularse en la superficie del concreto y transportarse lentamente a través del recubrimiento y llegar hasta el acero. (López, 2006)

Otros desencadenantes menores de corrosión son:

- Pilas de pH diferencial y de aireación diferencial, debidas a coqueas, fisuras, defectos superficiales, combinación de concretos diferentes, etc.
- Pilas galvánicas



- Corrientes erráticas

En la Red DURAR (1998) se indica algunos actores que afectan y desencadenan la corrosión tales como:

Dosificación del concreto

Las principales características que se buscan de un concreto es que sean resistentes, sólidos, compactos, homogéneos y pocos porosos, con lo que se pueda garantizar un desempeño mecánico bueno y la protección del acero de refuerzo de las acciones externas agresivas. De acuerdo con la Red DURAR algunos factores que se consideran para garantizar un buen desempeño en el concreto, así como una alta durabilidad son:

- a) El buen proporcionamiento de agregados pétreos.
- b) La influencia de la cantidad del agua de la mezcla en la consistencia del concreto en estado fresco.
- c) La influencia de la relación agua-cemento
- d) La influencia del grado de hidratación de cemento en la cantidad de poros una vez que el concreto esta endurecido.
- e) La influencia de la “característica” de los agregados pétreos que se empleen en la calidad del concreto.
- f) La acción positiva de ciertas adiciones activas al cemento.

Compacidad y homogeneidad

La compacidad es inversamente proporcional a la porosidad por lo tanto entre más alta sea expresa en qué magnitud está protegido el acero, de esta manera minimizando la carbonatación de una manera significativa, así como también el ataque de los cloruros los agentes agresivos más importantes. La compacidad es medida con la relación entre la suma de los valores absolutos de materias solidas (arena, grava y pasta de cemento endurecido) contenidas en un metro cúbico de concreto.



La compactación puede verse afectada por la calidad de los materiales y la proporción entre ellos. Sin embargo, no solo en la fase del diseño se puede ver alterada la compactación, una mala elaboración de la mezcla y un mal transporte pueden llegar a afectarla debido a que afecta la homogeneidad del concreto, generando segregación de los materiales; además debe tenerse cuidado en la colocación y en tener una adecuada compactación.

Espesor de recubrimiento del concreto

Además de una buena homogeneidad del concreto para que pueda proporcionar una protección adecuada al acero de refuerzo es necesario tomar en cuenta también el espesor de recubrimiento, buscando con éste brindar impermeabilidad de la mezcla endurecida. Dentro del diseño estructural se busca que el espesor sea el mínimo indispensable ya que al no tener acero de refuerzo, esta zona puede verse afectada por fisuración.

Humedad ambiental

Es indispensable la presencia de agua para dar paso a la corrosión en medios neutros y alcalinos ya que interviene en el proceso catódico de reducción del oxígeno. A mayor grado de humedad se tendrá mayor corrosión y una menor resistividad.

Efecto del oxígeno y la temperatura

Sin oxígeno no se generan diferenciales de potencia suficientes para provocar un ciclo autocatalítico de enriquecimiento en iones H^+ y Cl^- en los resquicios, y mantener condiciones termodinámicas adecuadas para la estabilización de iones Fe^{2+} .

En cuanto se debe a la temperatura, ésta facilita el movimiento de moléculas prestándose para el transporte de sustancias, además, la disminución de la temperatura puede dar lugar a condensaciones, produciendo incrementos locales importantes de contenido de humedad del material.



Efectos de corrosión de las armaduras embebidas en concreto

Los elementos de concreto reforzado o de pre-esfuerzo una vez atacados por agentes agresores antes mencionados pueden dejar en vulnerabilidad a la armadura de metal generando:

Pérdida de sección

Mientras la carbonatación generada en el concreto permite paso a la penetración de agentes agresores, el ataque por cloruros produce ataques localizados conocidos como picaduras que llevan a una reducción significativa de la sección transversal del acero. (Muñoz Noval, 2009)

Pérdida de propiedades mecánicas

(Muñoz Noval, 2009) en su tesis doctoral menciona que la corrosión afecta igualmente a las propiedades mecánicas del acero. En diferentes ensayos (García, 1995) se comprobó una reducción significativa del alargamiento a máxima carga que llegó a alcanzar valores del 30 y 50% en casos de reducción de sección.

Fisuración del recubrimiento

Durante el proceso de corrosión el incremento de óxido en el acero provoca tensión en el concreto, y como es sabido que el concreto no tiene un buen desempeño ante estas fuerzas, en la mayoría de las veces genera su fisuración afectando su contribución a la capacidad portante de la estructura. Además la evolución del ancho de la grieta depende de la posición de la barra y de la intensidad de corrosión $I_{\text{corr}}^{\text{rep}}$. (Muñoz Noval, 2009)

2.3.3 Investigación en elementos de concreto pre-esforzado.

A diferencia del concreto reforzado en lo que se refiere a elementos de concreto pre-esforzado se tiene poca investigación en elementos de concreto pretensado y postensado. Algunos investigadores han estudiado la corrosión en concreto pretensado, pero no se realizaron considerando grietas o carga estructural, como es el caso por la investigación



hecha por (Houston, Atimtay, & Ferguson, 1972) en el cual no se consideró el efecto del ancho de grieta, como medidas especiales del sistema de pre-esfuerzo. Poston R.W (1984) diseñó un programa experimental para examinar postensado transversal como un método para mejorar la durabilidad en losas de rodamiento; la efectividad de la protección del pre-esfuerzo fue mediante 20.32cm de espesor de recubrimiento y las sometió a un ambiente de cloruros, las condiciones fueron una constante exposición de ciclo de mojado y secado durante 14 días; midiendo como variables la ocurrencia de corrosión, ancho de grieta, penetración de cloruros para muestras pretensadas y el efecto del espesor de recubrimiento. Poston Postula que el mecanismo adecuado para que la durabilidad de losa de rodamiento mejore debe controlarse el ancho de grieta y el agrietamiento. (López, 2006)

Moore et al desarrollo una serie de ensayos de corrosión sobre vigas pretensadas; el propósito fue evaluar el efecto de huecos entre acero y concreto, efecto de la cubierta de concreto, efecto de cargas vivas, efecto del dimensionamiento tensil de grietas en concreto y efecto de cargas accidentales.

Los resultados relacionados con grietas y corrosión reportados por Moore se pueden resumir de la siguiente manera:

1. Efecto de grietas: se aprecia mayor corrosión en grietas abiertas, corrosión por picadura fue determinada en grietas del orden de 0.1 mm.
2. Efecto de carga temporal: grietas en columnas causadas por sobrecargas breves tienden a cerrar después de meses de exposición. No se aprecia incremento de corrosión en los sitios de agrietamiento.
3. Efecto del nivel de carga: no existe correlación entre el nivel de carga y corrosión, con excepción de las muestras cargadas hasta el agrietamiento.
4. Efecto de la cubierta: la cubierta de concreto de 38.1 mm y mayores. Previenen la corrosión en las muestras sin grietas durante los 10 meses de exposición, se encontró corrosión en todos los especímenes con 19 mm o menos de recubrimiento.

Perenchio et al realizó ensayos para evaluar la eficacia de torones cubiertos de epoxi y el efecto de las grietas en la durabilidad de los elementos pretensados. Los resultados muestran que la corriente de corrosión de la macrocelda fue de cero para los torones cubiertos de epoxi. Lecturas ocasionales diferentes de cero indicaban la formación de una macrocelda inversa,



indicando que el torón cercano a la carga sometida a compresión se estaba corroyendo. De esta investigación pueden resaltarse cuatro puntos (López, 2006)

1. Efecto de agrietamiento: reduce el tiempo de inicio de corrosión e incrementa la severidad de ésta. Significativamente la corrosión ocurre también en muestras sin agrietar.
2. Ancho de grieta crítico: dados los resultados no se pueden concluir.
3. Cubierta de concreto: una cubierta de 25mm no fue suficiente para prevenir corrosión en muestras sin agrietar y agrietadas.
4. Torón cubierto con epoxi: este no muestra signos de corrosión durante la exposición. Sin embargo, los resultados muestran la importancia del uso de este recubrimiento.

Zalapa (2016) en su investigación realizada en especímenes de concreto pretensado (Viguetas 14cm de alto aproximadamente y 200cm de largo, incluyendo NaCl en el tercio medio de las vigas) mediante un proceso de corrosión acelerada, estudió el efecto de la corrosión en la evaluación de la capacidad portante, modelando así el caso de vigas en puentes. Del cual se pueden resaltar los siguientes puntos.

1. La aparición de grietas se observó en dirección al acero y en el tercio medio.
2. La aplicación de corriente galvánica aceleró el crecimiento de las grietas en el concreto debido al aumento de volumen de las barras. Además el ancho de grieta también se vio afectado debido a la aplicación de la corriente anódica.
3. La corrosión del acero fue de tipo localizada, esto quiere decir que los esfuerzos se concentraron en la zona de picadura. Corroborada al realizar pruebas en el acero.
4. Al realizar la prueba de flexión en las vigas se encontró que disminuyó la relación carga-deformación en los elementos que presentaron daño por corrosión. Además de que la capacidad de carga se vio afectada en un 41% con los elementos no corroídos.
5. Se observó que al relacionar la capacidad de carga residual y el porcentaje de pérdida de masa de los elementos pretensados de esta investigación, esta coincide con la expuesta por Torres-Acosta y Martínez-Madrid (2003) en elementos reforzados. Lo que indica que el pretensado de las varillas no afecta o mejora a la capacidad de carga del elemento.



6. Al comparar la relación ancho de grieta con la pérdida de masa debida a la corrosión, se encontró que los anchos de grieta son menores en elementos pre-esforzados que en elementos reforzados para una misma pérdida de masa, por lo que se debe tener cuidado al realizar una inspección visual de grietas en elementos pre-esforzados.

2.4 Puentes

La Secretaria de Comunicaciones y transportes (SCT) define un puente como Estructura con longitud mayor de seis metros, que se construye sobre corrientes o cuerpos de agua.

Un puente se puede definir como una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, brazos de mar; y obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías (Pérez, J. A., 2007).

En función a la longitud de su claro los puentes se pueden clasificar como se muestra en la tabla

Clasificación	Claro
Alcantarillas	$L \leq 6 \text{ m}$
Puentes de claro medio	$6 \text{ m} < L \leq 60 \text{ m}$
Puentes de grandes Claros	$L > 60 \text{ m}$

Tabla 5. Clasificación de puentes según su tamaño ((Eduardo, Mario, & Rafael, 2000)

Clasificación de puentes

Desde los primeros puentes en la historia puestos por la naturaleza de manera accidental y a través del tiempo se han utilizado diferentes tipos de materiales para su construcción, por lo que de acuerdo al tipo de material con el que se construye el puente se puede clasificar como:

- Madera
- Ladrillo
- Hierro
- Acero



- Concreto hidráulico
- Vidrio
- Concreto reforzado
- Concreto y acero
- Pre-esforzado

Los puentes además pueden clasificarse por su tipología como: (Denison & Stewart, 2014)

- Puentes de Viga
- Puentes de arco
- Puentes en celosía
- Puentes móviles
- Puentes colgantes
- Puentes atirantados

2.4.1 Puentes en México

En México, al igual que en muchos otros países, la red carretera es la infraestructura de transporte más utilizada, dada la flexibilidad que confiere a los movedores de carga así como su gran extensión, permitiendo los servicios de entrega puerta-a-puerta. La red carretera nacional, que se ha desarrollado a lo largo de varias décadas, comunica casi todas las regiones y comunidades del país. En la Figura 9 se observa la distribución de la Red Nacional de carreteras (SCT, 2012)

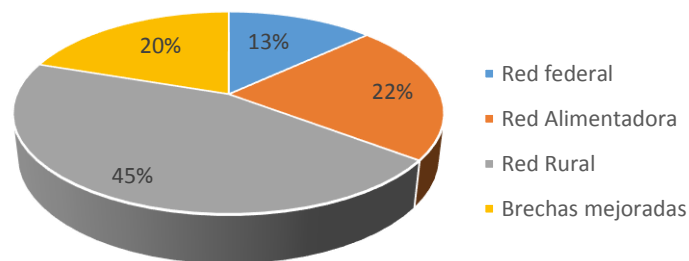


Figura 9. Distribución de la red nacional por tipo de camino (SCT, 2012)



En la publicación técnica 327 del Instituto Mexicano del Transporte (IMT) en el 2010 se presentó el número de puentes de la red federal correspondientes a cada estado de la República Mexicana; esta grafica fue la primera producida con la información del nuevo inventario electrónico de puentes. En la Figura 10 se presenta el número de puentes por estado. Notando así que el estado de Michoacán es el estado con el mayor número de puentes en nuestro país con 463. Esto da el por qué es importante evaluar el estado en el que se encuentran y las medidas de seguridad para evitar su deterioro, esto para los puentes existentes, así como el mejoramiento en los procesos constructivos para buscar minimizar futuros deterioros como lo es la corrosión.

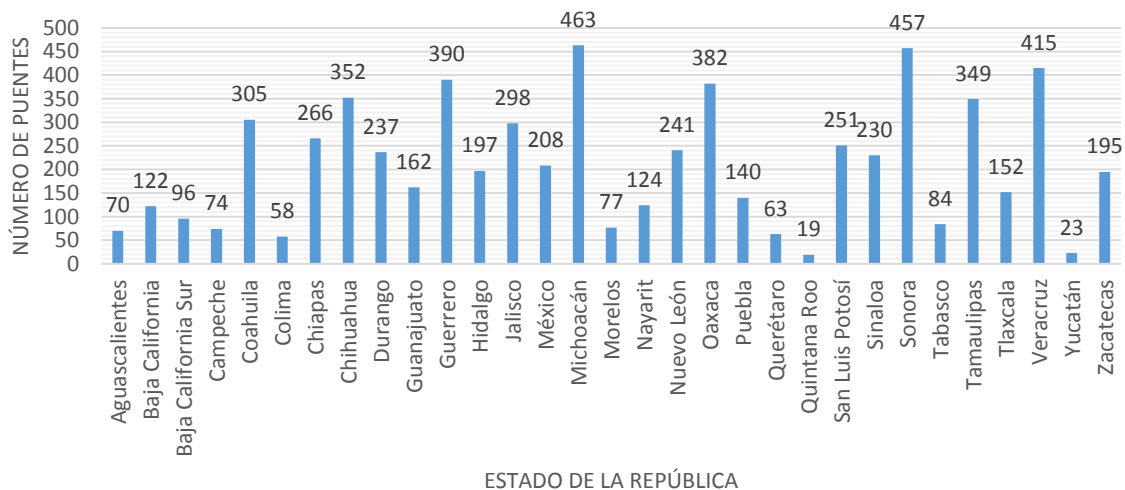


Figura 10. Número de puentes por estado de la República Mexicana (Pt327 IMT, 2013)

Dentro de la red nacional de carreteras existen alrededor de 7469 puentes, en la Figura 11 se muestran el porcentaje correspondiente para cada tipo de material que constituye principalmente los puentes en la red federal libre de peaje.

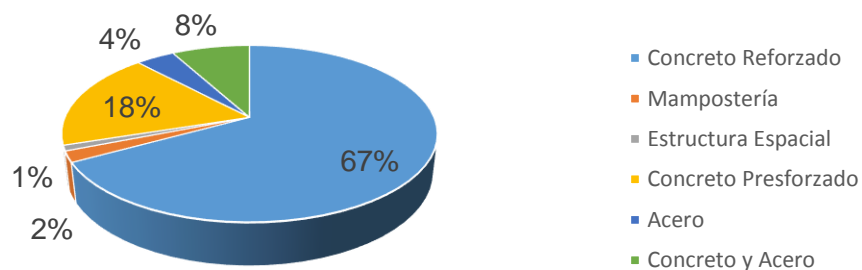


Figura 11. Distribución de puentes por tipo de material.



En cuanto a los puentes de concreto pre-esforzado se refiere en la figura 11 se puede observar que el 18% de los puentes en México están contruidos por medio de este método. El concreto pre-esforzado ha demostrado ser técnicamente ventajoso y económicamente competitivo tanto para puentes de claros medios donde se emplean elementos pretensados estándar producidos en serie, como para puentes de grandes claros como los empujados y los atirantados. En la actualidad, prácticamente todos los puentes se construyen con esta técnica y es una de las áreas más exitosas del concreto pre-esforzado.

En México, en los últimos años aumentó la construcción de puentes pre-esforzados. En el caso de puentes y viaductos pequeños en México (con claros menores de 40m) el uso del concreto presforzado ha tenido una tendencia a la alza desde hace aproximadamente 30 años, uno de los principales componentes de este tipo de puentes son los torones de acero, por lo que también el uso de éstos va en aumento, mientras que las estructuras de concreto reforzado cada vez son construidas en menor medida. En la Figura 12 se muestra la tendencia de la construcción de puentes en México. (García et al, 2013)

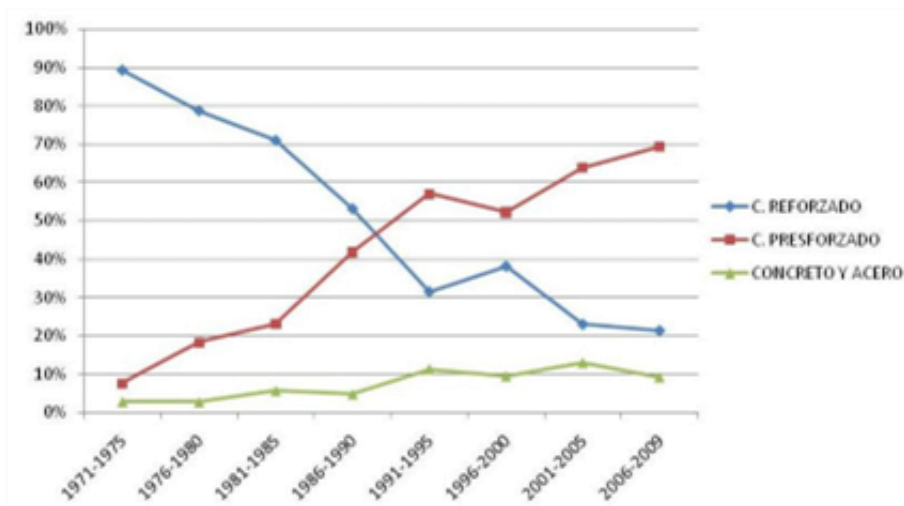


Figura 12. Tendencias en la construcción de puentes en México (Base de datos SIPUMEX 2010, PT385, IMT, García et al, 2013)

En nuestro país existen una gran cantidad de puentes que están trabajando bajo factores ambientales que afectan las estructuras de elementos reforzados, tales como el clima, la posición geográfica y su distancia de los corredores industriales. (Torres, del Valle, Martines, & Pérez, 2010)



En la figura 13 se puede observar los puentes de prioridad de corrosión por cloruros presentada en la publicación técnica 327 del IMT en base a una inspección de corrosión. Se puede observar que los puentes de prioridad alta están localizados en la zona costera, es ahí en donde los elementos están sometidos a una mayor agresión por agentes corrosivos en el ambiente.

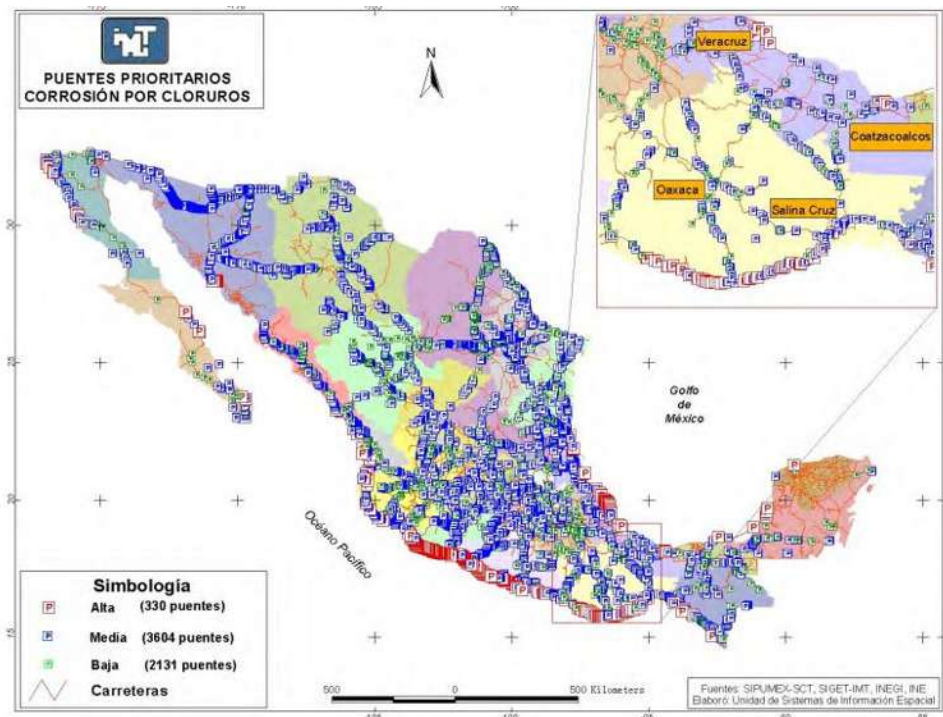


Figura 13. Mapa de puentes prioritarios para programa de inspección detallada, corrosión por cloruros (Torres et al, 2013)

2.4.2 Período de construcción de puentes en Michoacán

Hablando de nuestro estado la construcción de puentes comenzó en los años 30 y con el paso de los años fue creciendo la implementación de puentes, en las décadas de los 70s y 90s se presenta un número importante en la construcción de puentes, sin embargo, han transcurrido una cantidad de años lo que genera el degrado de las estructuras. En la Figura 14 se presenta el periodo de construcción de los puentes existentes en Michoacán.

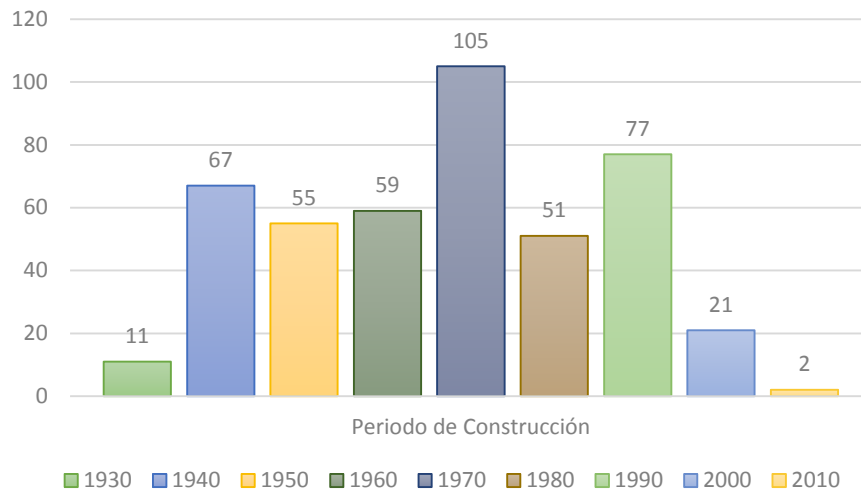


Figura 14. Período de construcción de puentes en Michoacán

En base a lo presentado en la figura 14 se observa que en los años de 1970 y 1990 se tuvo una cantidad importante de construcción de puentes por lo que en la Figura 15 se presenta la evaluación SIPUMEX para los puentes del estado de Michoacán.

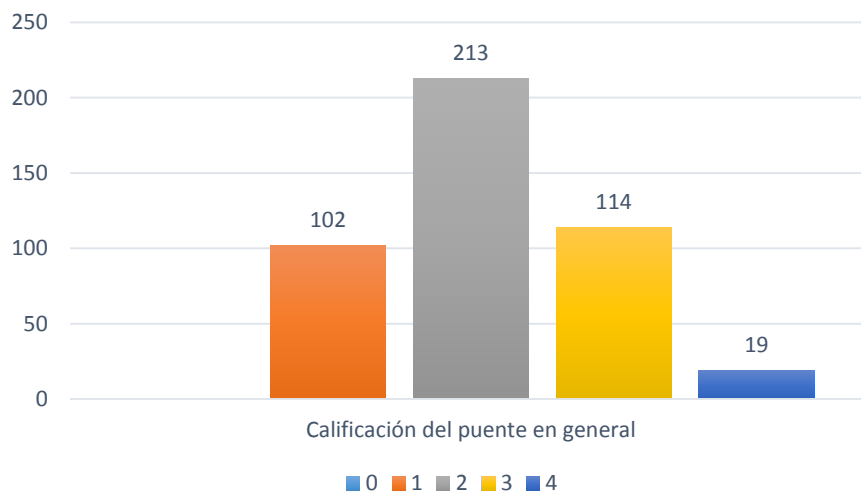


Figura 15. Calificación de acuerdo al SIPUMEX de los puentes de Michoacán

Se puede observar que la mayoría están en una evaluación SIPUMEX de 2 y 1, sin embargo, se tiene que tener una evaluación constante para garantizar que los puentes sigan trabajando de acuerdo a como fueron proyectados.



2.4.3 SIPUMEX

En 1993, la Dirección General de Conservación de Carreteras (DGCC) de la SCT instrumentó un sistema de administración de puentes denominado Sistema Integral de Puentes Mexicanos (SIPUMEX). Esta base de datos contempla, entre lo más importante desde el punto de vista estructural, las características geométricas, ubicación con coordenadas geográficas, material y tipo de estructura, fecha de construcción, etc. Además posee la información de las reparaciones realizadas, así como una calificación de 0 a 5 que define el estado que guarda el puente desde el punto de vista estructural.

El sistema SIPUMEX (sistema de puentes Mexicanos) consiste en un programa de computo el cual administra toda una serie de datos recopilados en el campo como: dimensiones, tipo de estructura, materiales de construcción, tipo de superficie de desgaste, tipo de apoyos, cargas de diseño y obstáculos que cruza el puente etc. Una vez analizados los datos que arroja el sistema se determina si un puente requiere una determinada reparación. Sin embargo, en dicho programa no se ven reflejados los daños por corrosión. En la tabla 6 se presentan los criterios de evaluación del SIPUMEX.

Clasificación	Descripción
0	Sin daño o daño insignificante.
1	Daño pequeño pero no es necesario reparación (Excepto mantenimiento menor)
2	Algún daño, reparación necesaria cuando presente la ocasión. El componente funciona como se diseñó.
3	Daño significativo, reparación necesaria muy pronto.
4	Daño grave, reparación necesaria muy pronto.
5	Daño extremo, fallo total o riesgo de falla total del componente.

Tabla 6. Clasificación de acuerdo al SIPUMEX



3. Metodología

3.1 Elaboración y colocación en laboratorio de especímenes a estudiar

Los especímenes con los que se trabajaron en la investigación fueron viguetas de concreto con acero de pre-esfuerzo, con geometría mostrada en la figura 16. Los elementos fueron proporcionados por la empresa: Elementos Estructurales Prefabricados S.A. de C.V. (EEPSA) mediante un convenio, dicha empresa se dedica a la prestación de servicios y producción de sistemas estructurales Prefabricados.

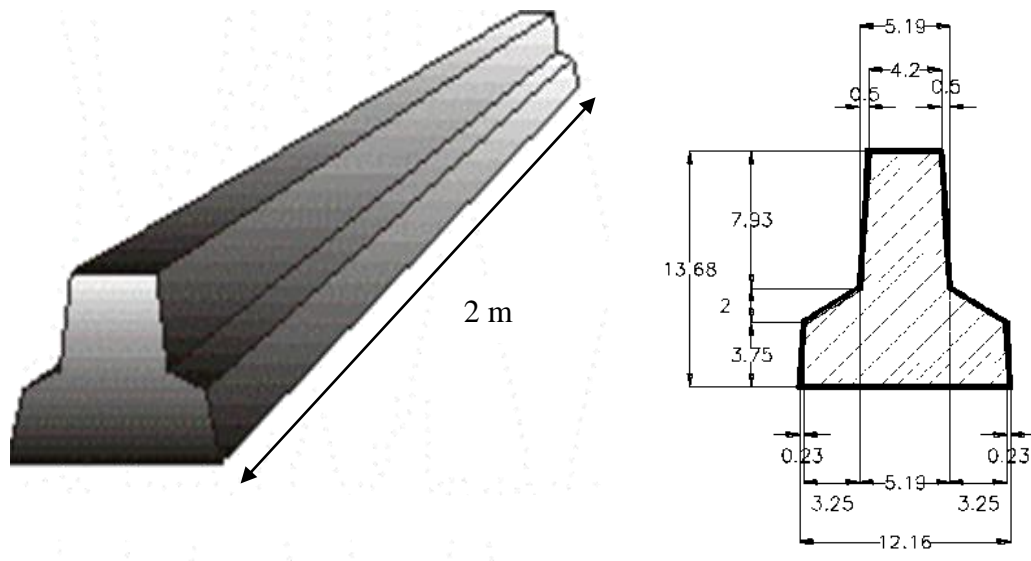


Figura 16. Geometría de los elementos a estudiar

El concreto con el que se elaboraron los especímenes es fabricado por CEMEX y es un concreto con $f'c$ de 400 kg/cm². En el tercio medio de la vigueta se agregó NaCl en proporción de 1% con la masa del cemento, el cloruro fue agregado durante el colado de los especímenes, con la finalidad de acelerar el proceso de corrosión y concentrar el mayor efecto en esa zona. El NaCl se distribuyó en la mezcla con ayuda de una cuchara de albañilería para garantizar la dispersión uniforme en la matriz de concreto.



Figura 17. Elaboración de especímenes (adición del NaCl)

El acero de pre-esfuerzo es un acero pretensado, con un esfuerzo de fluencia $f_y=17000$ kg/cm², con un diámetro nominal de 5.0 mm. Se colocaron 5 varillas en total una en la parte superior de la vigueta y 4 en la parte baja. Como se muestra en la figura 18.



Figura 18. Distribución del acero de pre-esfuerzo

Se elaboraron doce viguetas de las cuales a nueve se les adiciono el NaCl en el tercio medio y fueron conectadas, las restantes fungieron como probetas testigo.



Una vez desmoldadas las viguetas se llevaron al Laboratorio de Materiales Ing. Luis Silva Ruelas, perteneciente a la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo para su estudio, en la investigación se estudian 6 de las vigas, las restantes están aún en proceso de investigación.

Las vigas se descansaron sobre mesas de concreto para darles apoyo, el claro entre apoyos es de 1.20m y altura de 1.0m.



Figura 19. Colocación de viguetas en laboratorio

Para garantizar que los especímenes estuvieran siempre hidratados y evitar que el concreto ejerciera una resistencia al paso de corriente, provocando así daños al equipo utilizado para la inclusión de corrosión, se mojaron constantemente con ayuda de una manguera y para conservar la humedad se taparon con una tela 100% algodón.

3.2 Suministro de corriente

Para garantizar que el flujo de corriente galvánica fuera constante se empleó un galvanostato (Figura 20) el cual cumple con dicha función, la fuente de corriente fue prestado por el Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Algunas ajustes fueron realizados en el laboratorio de Ingeniería Eléctrica de la UMSNH



Figura 20. Galvanostato empleado en la investigación

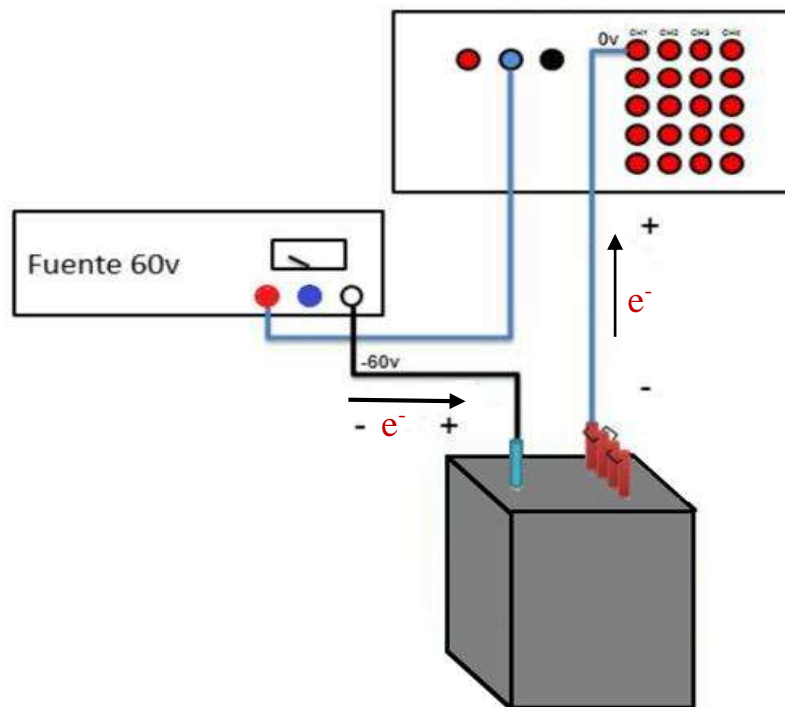


Figura 21. Diagrama de conexión galvanostato-especímenes

3.3 Pruebas realizadas a los especímenes

- **Conexión del galvanostato y mapeo de agrietamiento.** Para esta investigación las pruebas realizadas a los especímenes fueron destructivas. Previo a la conexión de los



especímenes a estudiar con la fuente de energía se realizó un mapeo de agrietamiento, para así conocer cómo se fue dando el incremento del agrietamiento conforme las viguetas se fueron corroyendo. Posterior a la conexión de las probetas con el galvanostato la medición del agrietamiento se hizo semanalmente. Con la aplicación de la corriente directamente al acero de pre-esfuerzo se buscó acelerar el proceso de corrosión y con ello conocer la velocidad a la que el fenómeno se presentó.

Dicho galvanostato como se mencionó anteriormente es capaz de mantener una corriente eléctrica constante, para esto se utilizó una fuente de 60 volts la cual suministró al sistema un potencial de 400 mV por viga, la cual fue distribuida en el acero de pre-esfuerzo. La conexión se realizó de tal manera que la varilla localizada en la parte superior funcionara como cátodo, mientras que las cuatro varillas localizadas en la parte inferior trabajaron como ánodo.

- **Flexión.** La prueba de flexión se realizó en tres puntos de la viga para conocer la capacidad portante del elemento, para ello se utilizó como base un perfil de acero sobre la base de la máquina universal. Y con la ayuda de un micrómetro de caratula se midieron las deformaciones.
- **Caracterización de acero.** Una vez probadas las vigas se rompieron para extraer el acero y hacerle la caracterización, así como para conocer cuanta masa perdió por la corrosión y su comportamiento ante esfuerzos de tensión.

4. Desarrollo experimental

4.1 Medición de grietas

En una hoja de acetato se realizó una cuadrícula con medidas conocidas, para con él poder hacer un levantamiento de los agrietamientos. Con el empleo de la cuadrícula se pudo conocer la orientación y longitud de cada grieta, con ayuda del programa Excel se localizaron los puntos medidos de los agrietamientos y fueron dibujados. Además de la longitud de las grietas se registró el incremento del grosor de las mismas, esto con la ayuda de un



grietómetro. En la figura 22 se muestra un ejemplo de la medición de la longitud y el ancho de los agrietamientos.



Figura 22. Medición de grieta (largo- ancho)

Primeramente se realizó un mapeo antes de conectar la fuente de corriente a los especímenes, posterior a la conexión la medición fue registrada semanalmente hasta el día en que se realizaron las pruebas de flexión a las viguetas.



Figura 23. Grietometro empleado para la medición del ancho de grieta

4.2 Corrosión acelerada de los especímenes

Para que la celda electrolítica se lleve a cabo se debe contar con un ánodo, un cátodo y un electrolito. En esta investigación el concreto actuó como electrolito, la barra superior de cada vigueta trabajo como cátodo y las cuatro varillas pre-esforzadas inferiores como ánodo, esto quiere decir que fueron las que se corroyeron.



Para que esto se llevara a cabo se utilizó una fuente de 60 volts, la cual suministró un potencial aproximado de 400 mV por viga, con el dato del potencial y el valor conocido de la resistencia en el galvanostato se obtuvo la intensidad de corriente por medio de la fórmula de la ley de ohm:

$$V=R*I$$

Donde:

V=Voltaje (V)

R= resistencia (ohms)

I= intensidad de corriente (Amperios)

Despejando la intensidad de corriente:

$$I = \frac{V}{R}$$

Para el cálculo mencionado se tomó en cuenta el promedio de las mediciones de potenciales. Una vez destruidas las vigas y medidas la longitud real de acero afectado se pudo medir el área afectada por corrosión, recordando que fue adicionado NaCl al tercio medio de las viguetas, por lo que el cálculo es:

$$\text{Densidad de corrosión} = \frac{\text{Intensidad de corriente } (\mu A)}{\text{área afectada por corrosión } (cm^2)}$$

El área afectada por corrosión se calculó de la siguiente manera:

Área afectada= perímetro de la varilla longitud afectada por corrosión*

Este cálculo se realizó para cada una de las varillas de los especímenes, promediando las densidades y encontrar un valor para calcular la velocidad de corrosión.



4.3 Velocidad de corrosión

La velocidad de corrosión (i_{corr}) es definida como la pérdida de metal por unidad de superficie y tiempo. Se expresa en g/cm^2 día, aunque la forma electroquímica de expresarlo es $\mu A/cm^2$ o en unidades de penetración mm/año. (DURAR, 1998)

El Dr. Torres en su tesis doctoral (1999) presenta una tabla de la conversión de velocidad de corrosión a densidad de corrosión, con la cual una vez que se calculó la intensidad de corriente se usó como apoyo para dichas conversiones.

mpy	mm/y	mg/cm ² s	$\mu A/cm^2$
1	2.54×10^{-2}	6.33×10^{-7}	2.187
39.37	1	2.492×10^{-5}	86.102
1.58×10^6	4.013×10^4	1	3.456×10^6
0.457	0.012	2.894×10^{-7}	1

Tabla 7 Conversión de velocidad de corrosión a densidad de corrosión.

Con ayuda de la tabla anterior se realizó el cálculo para expresar la velocidad de corrosión en mm/y.

4.4 Pérdida de masa Faradaica

La pérdida de masa teórica (Faradaica) se calculó con la fórmula (Torres Acosta, 1999)

$$\Delta W = 25 * I_p * t_{CRACK}$$

Donde:

ΔW = Pérdida de masa teórica (g)

I_p = Corriente total aplicada (Amperios)

t_{CRACK} = Tiempo de aplicación de corriente (días)



4.5 Prueba de flexión

La prueba se llevó a cabo en una maquina universal, la base fue adaptada con un perfil de acero, la aplicación de la carga se hizo en el centro de las viguetas y los apoyos fueron colocados en una separación de 1.80 metros. (Figura 24)



Figura 24. Adaptación de base para prueba de flexión.

Durante la aplicación de la carga a flexión con ayuda de un micrómetro de caratula (aproximación de 0.01 mm.) se midieron las deformaciones presentadas al centro de los especímenes, anotando la carga cada que el micrómetro marcaba un múltiplo de 0.10mm. Con esto se pudo elaborar la gráfica de carga-deformación, para así conocer la pérdida de rigidez del elemento.



Figura 25. Medición de la deformación durante la prueba de flexión.



4.6 Caracterización del acero de pre-esfuerzo embebido en las viguetas

Como se mencionó anteriormente una vez realizada la prueba de flexión en los especímenes se removió el concreto para rescatar el acero de pre-esfuerzo y caracterizarlo como se muestra en la figura 26.



Figura 26. Extracción del acero de pre-esfuerzo

Una vez que se extrajo por completo el acero se realizó limpieza del mismo para en seguida caracterizar cada varilla las características que se consideraron se muestran en la tabla siguiente.

ENSAYE No.	1	2	3
MUESTRA No.	VCPC 1,2,3,4,5,6 (CÁTODOS)		
DIÁMETRO NOMINAL (mm.)			
ÁREA NOMINAL (cm ²)			
DIÁMETRO EFECTIVO (mm.)			
ÁREA EFECTIVA (cm ²)			
MASA POR METRO LINEAL (kg/m)			
SEPARACIÓN DE CORRUGACIONES (mm)			
ALTURA DE CORRUGACIONES (mm)			
ALTURA DE NERVADURAS (mm)			
TIPO DE CORRUGACIÓN			

Tabla 8. Características medidas del acero de pre-esfuerzo



Figura 27. Caracterización del acero

Para la determinación de la masa del pre-esfuerzo se cortaron en secciones de aproximadamente 15 cm como se muestra en la figura 28.



Figura 28. Corte de varilla para la medición de masa

Una vez cortadas en secciones uniformes se midió la masa de cada una de ellas para con ello encontrar la pérdida de masa provocada por la corrosión.

4.7 Tensión del acero de pre-esfuerzo

En base a la norma NMX-B- CANACERO-2012 “Industria Siderúrgica-Alambre de acero, sin recubrimiento con relevado de esfuerzos para usarse en Concreto Presforzado-Especificaciones y métodos de prueba. Se realizó la prueba de tensión.



La resistencia a la tensión se realizó al acero de pre-esfuerzo una vez caracterizado. La resistencia del alambre tipo BA y WA debe cumplir lo especificado en la tabla 9.

Diámetro nominal en mm(a)	Resistencia a la tensión mínima, en MPa (Kg/mm ²)	
	Tipo BA	Tipo WA
4.00	(b)	1 725 (176)
5.00	1655 (169)	1 725 (176)
6.00	1655 (169)	1 655 (169)
7.00	1620 (165)	1 620 (165)

NOTAS:
a) Pueden suministrarse otros diámetros siempre y cuando cumplan los requisitos de esta norma. Para diámetros no listados en esta tabla, se aplica los valores de resistencia a la tensión del diámetro inmediato superior.
b) Este tamaño generalmente no se suministra en el alambre tipo BA.

Tabla 9. Resistencia a la tensión

Resistencia a la fluencia

La resistencia de la fluencia mínima para todos los alambres, medida por el método de extensión bajo la carga al 1.0%, no debe ser menor que del 85% de la resistencia a la tensión especificada en la tabla anterior.

La extensión bajo carga debe medirse con un extensómetro calibrado con la división más pequeña no mayor de 0.0001 mm por milímetro de longitud calibrada.

La carga correspondiente al esfuerzo inicial indicado en la tabla 10 debe aplicarse a la probeta una vez que el extensómetro se haya fijado y ajustado para la lectura de 0.001 mm/mm de longitud calibrada, después la carga debe tenerse hasta que el extensómetro indique una extensión del 1%. La carga obtenida para dicha extensión debe registrarse. El esfuerzo correspondiente a esta carga debe cumplir los requisitos para el esfuerzo de 1% de extensión especificada en la tabla 10.



Diámetro nominal en mm(a)	Esfuerzo inicial, en MPa (kg/mm ²)	Esfuerzo mínimo a 1% de extensión en MPa (kg/mm ²)	
		Tipo BA	Tipo WA
4.00	200 (20)	(b)	1 465 (149)
5.00	200 (20)	1 407 (143)	1 465 (149)
6.00	200 (20)	1 407 (143)	1 407 (143)
7.00	200 (20)	1 377 (140)	1 377 (140)

NOTAS:
a) Pueden suministrarse otros diámetros siempre y cuando cumplan los requisitos de esta norma. Para diámetros no listados en esta tabla, se aplica los valores de resistencia a la tensión del diámetro inmediato superior.
b) Este tamaño generalmente no se suministra en el alambre tipo BA.

Tabla 10. Resistencia a la fluencia.

Alargamiento

El alargamiento de todo alambre sometido a una carga no debe ser menor al 4% cuando se mide en una longitud calibrada de 250mm. Debe medirse mediante un extensómetro después de aplicar la carga correspondiente al esfuerzo inicial. En el caso de que la fractura se dé fuera de la longitud calibrada, el alargamiento puede no ser representativo del material. Si el alargamiento cumple con los requisitos mínimos especificados no es necesario realizar una nueva prueba, es necesario realizar otra prueba cuando el alargamiento es menor a los requisitos mínimos especificados.

Previo a la aplicación de la carga se marca sobre la varilla una longitud de 250 mm. Una vez que se llevó hasta la ruptura la probeta se junta ambas puntas haciéndolas coincidir y se mide la longitud final entre las marcas para con ello medir el alargamiento.

$$\text{alargamiento} = \frac{\text{longitud final} - \text{longitud calibrada}}{\text{longitud calibrada}} \times 100$$



Figura 29. Ruptura de la varilla posterior a prueba de tensión



Figura 30. Prueba de tensión en varillas pre-esforzadas.



5. Resultados

5.1 Medición del agrietamiento

En las tablas 11 a 17 se presenta el incremento longitudinal de los agrietamientos medidos en la parte inferior de cada viga, antes de la conexión del galvanostato (-9 y -4 días) y posterior a la inclusión de corriente anódica. Las primeras tres vigas (VCPC 1, VCPC2, VCPC3) fueron estudiadas hasta un tiempo de conexión de 59 días.

VCPC 1										
Grieta / Longitud (cm)	Edad	233 días	238 días	268 días	273 días	280 días	287 días	296 días	301 días	Incremento (cm)
	Tiempo de conexión	-9	-4	26	31	38	45	54	59	
Grieta 1		15.13	17.23	21.70	23.20	23.20	23.20	23.20	23.95	8.82
Grieta 2		13.35	13.85	17.61	17.61	17.61	17.61	17.86	17.86	4.51
Grieta 3		7.59	9.59	10.23	10.23	10.23	10.73	10.98	10.98	3.39
Grieta 4		8.08	8.08	8.85	9.63	9.63	9.63	9.63	9.63	1.55
Grieta 5		17.73	18.51	19.55	19.55	19.55	19.55	20.31	20.31	2.58
Grieta 6		8.36	9.66	10.83	11.37	11.37	11.37	11.37	11.37	3.01
Grieta 7		-	1.76	1.76	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	0.75
Grieta 8		-	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	2.75	0.00
Grieta 9		-	-	4.03	4.03	4.03	4.03	5.15	6.43	2.40
Grieta 10		-	-	10.93	10.93	10.93	11.51	11.51	12.02	1.09
Grieta 10a		-	-	1.70	1.70	1.70	1.70	1.97	2.47	0.77
Grieta 11		-	-	11.77	32.42	57.30	57.30	57.30	57.30	45.53
Grieta 11a		-	-	-	-	-	-	8.78	8.78	0.00
Grieta 12		-	-	-	-	-	-	9.09	10.12	1.03
Grieta 13		-	-	-	-	-	-	4.25	4.25	0.00
Grieta 14		-	-	-	-	-	-	23.34	23.34	0.00
Grieta 15		-	-	-	-	-	-	-	11.89	0.00

Tabla 11. Incremento de longitudes en grietas medidas en la parte inferior.

VCPC 2										
Grieta / Longitud (cm)	Edad	233 días	238 días	268 días	273 días	280 días	287 días	296 días	301 días	Incremento (cm)
	Tiempo de conexión	-9	-4	26	31	38	45	54	59	
Grieta 1		2.39	2.39	2.39	2.39	2.39	2.39	2.39	2.39	0
Grieta 2		7.26	7.26	7.26	7.26	7.26	7.51	7.51	7.51	0.25
Grieta 3		18.26	18.26	19.3	19.3	19.3	19.81	20.06	20.06	1.8
Grieta 4		15.67	15.67	30.78	36.89	37.14	37.9	37.9	37.9	22.23
Grieta 5		9.82	9.82	14.65	14.65	14.65	14.65	14.65	14.65	4.83
Grieta 6		2.25	2.25	12.47	13.22	13.22	13.98	13.98	13.98	11.73
Grieta 7		-	-	35.71	35.71	35.71	35.71	35.71	35.71	0
Grieta 8		-	-	2.47	3.72	3.72	4.47	4.47	4.47	2
Grieta 1a		-	-	-	5.5	6.54	6.54	6.54	6.54	1.04
Grieta 9		-	-	-	3.75	3.75	4.51	4.51	5.01	1.26
Grieta 10		-	-	-	5.14	5.14	5.14	5.14	6.43	1.29
Grieta 11		-	-	-	-	9.45	9.45	9.45	9.45	0
Grieta 12		-	-	-	-	13.4	15.4	15.4	16.42	3.02
Grieta 4a		-	-	-	-	-	1.8	1.8	2.25	0.45

Tabla 12. Incremento de la longitud en grietas medidas en la parte inferior.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA



VCPC 3										
Grieta / Longitud (cm)	Edad	233 días	238 días	268 días	273 días	280 días	287 días	296 días	301 días	Incremento (cm)
	Tiempo de conexión	-9	-4	26	31	38	45	54	59	
Grieta 1		3.02	4.28	4.28	4.28	4.28	4.28	5.03	5.03	2.01
Grieta 2		9.9	14.3	16	16	16	16	16	16	6.1
Grieta 3		13.33	13.84	13.84	13.84	13.84	13.84	13.84	13.84	0.51
Grieta 4		7	7	8.35	8.35	12.37	12.91	12.91	12.91	5.91
Grieta 5		15.13	15.92	22.02	24.06	24.06	24.31	24.85	24.85	9.72
Grieta 6		7.26	7.26	7.26	8.01	8.01	8.01	8.26	8.26	1
Grieta 7		3.82	4.07	4.07	4.57	4.57	4.57	4.89	4.89	1.07
Grieta 8		5.57	8.07	8.07	8.07	8.07	8.07	8.57	8.57	3
Grieta 9		-	1.75	4.56	10.82	10.82	10.82	10.82	10.82	9.07
Grieta 10		-	-	19.43	27.95	31.27	31.27	31.27	31.27	11.84
Grieta 8a		-	-	-	3.07	3.07	3.07	3.07	3.07	0
Grieta 11		-	-	-	-	-	8.79	8.79	8.79	0
Grieta 12		-	-	-	-	-	6.83	12.95	12.95	6.12

Tabla 13. Incremento de la longitud en grietas medidas en la parte inferior.

Las segundas vigas medidas (VCPC4, VCPC5 y VCPC6) continuaron recibiendo corriente hasta un tiempo de conexión de 121 días, durante el cual se realizó el mismo procedimiento de mapeo de grietas.

VCPC 4																
Grieta / Longitud (cm)	Edad	Tiempo de conexión	233 días	238 días	268 días	273 días	280 días	287 días	296 días	301 días	233	238	268	273	280	Incremento (cm)
			-9	-4	26	31	38	45	54	59	80	87	101	114	121	
Grieta 1		7.5	7.5	11.25	11.25	11.25	12.25	12.25	12.25	12.5	12.5	12.5	12.75	13	13	5.5
Grieta 2		10.5	10.5	38.75	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40.5	30
Grieta 3		31	31	31	31	31.75	31.75	31.75	31.75	31.75	31.75	31.75	31.75	32	32	1
Grieta 4		2.5	2.5	3.25	3.25	4.5	7.5	7.5	7.5	10.25	10.25	10.25	10.25	10.75	10.75	8.25
Grieta 5		10	10	12	12	13.25	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	13.5	3.5
Grieta 6		4.25	4.25	4.25	4.25	4.25	4.25	4.25	4.5	4.5	4.5	5	5	5	0.75	
Grieta 7		-	-	16.25	18.25	18.25	18.25	18.25	18.25	19.25	19.25	19.25	19.25	19.25	19.25	3
Grieta 8		-	-	8	10.75	10.75	10.75	11	14.25	15	18.75	21.25	21.25	21.25	21.25	13.25
Grieta 9		-	-	4	4	4.25	4.25	4.25	4.25	4.75	4.75	4.75	4.75	4.75	5.25	1.25
Grieta 10		-	-	11.25	11.25	11.25	11.75	12	12	12	12	12	12	12	12	0.75
Grieta 11		-	-	10.75	11.25	11.25	12	12	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	1.75
Grieta 12		-	-	36.25	36.25	36.75	36.75	42.5	42.5	47.75	47.75	48.5	48.5	48.5	48.5	12.25
Grieta 13		-	-	19	24	24	26.75	27.25	27.25	27.25	27.25	27.25	27.25	27.25	27.25	8.25
Grieta 14		-	-	7.5	9.75	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	3
Grieta 15		-	-	-	4.75	4.75	4.75	4.75	4.75	4.75	4.75	5	5	5	0.25	
Grieta 16		-	-	-	-	8.75	8.75	10	10	10	10	10	10	10	10	1.25
Grieta 16a		-	-	-	-	-	5.75	5.75	5.75	5.75	5.75	5.75	5.75	5.75	5.75	0
Grieta 17		-	-	-	-	-	12	14.75	15.5	15.5	15.5	16.75	18	18	6	
Grieta 16b		-	-	-	-	-	-	-	3	3	3	3.5	3.5	3.5	0.5	
Grieta 8a		-	-	-	-	-	-	-	-	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	0	
Grieta 12a		-	-	-	-	-	-	-	-	4.25	4.25	4.25	4.25	4.25	0	
Grieta 17a		-	-	-	-	-	-	-	-	12.25	12.25	12.25	12.25	12.25	0	
Grieta 18		-	-	-	-	-	-	-	-	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	0	
Grieta 19		-	-	-	-	-	-	-	-	18	20.5	22.75	23.25	23.25	5.25	
Grieta 20		-	-	-	-	-	-	-	-	5	5	6.75	6.75	6.75	1.75	
Grieta 21		-	-	-	-	-	-	-	-	6.5	6.5	15	15	15	8.5	
Grieta 22		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10.25	10.25	10.25	0	
Grieta 17c		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7	7	0	
Grieta 23		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5.75	5.75	0	
Grieta 24		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6.75	6.75	0	
Grieta 25		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	0	

Tabla 14. Incremento de la longitud en grietas medidas en la parte inferior.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA



VCPC 5															
Grieta / Longitud (cm)	Edad	233 días	238 días	268 días	273 días	280 días	287 días	296 días	301 días	233	238	268	273	280	Incremento (cm)
	Tiempo de conexión	-9	-4	26	31	38	45	54	59	80	87	101	114	121	
Grieta 1		2	2.5	2.5	2.5	5	5.5	8.25	8.25	8.25	8.25	8.75	8.75	8.75	6.75
Grieta 2		6.75	7.25	11.25	11.25	11.25	11.25	12	12.75	12.75	12.75	13.25	13.25	13.25	6.5
Grieta 3		2	2	2.5	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	1
Grieta 4		8.75	9.75	22	31.25	31.25	31.75	31.75	31.75	32	32	32	32	32	23.25
Grieta 5		4.75	6	7	7	7	7	7.25	7.25	7.25	7.25	7.25	7.25	7.5	2.75
Grieta 6		-	-	3	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	4	4	4	4	4	1
Grieta 7		-	-	36.25	36.25	38.25	38.25	40.25	40.25	43.75	43.75	44	44.5	46.5	10.25
Grieta 8		-	-	19.5	25.75	27.25	27.25	28.5	29	29	29	29	29.5	29.5	10
Grieta 9		-	-	10.25	16	20.25	21.25	21.5	21.5	24.75	24.75	25	25.5	25.5	15.25
Grieta 10		-	-	-	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	0
Grieta 11		-	-	-	2.75	2.75	3	3	3.25	3.5	3.5	4	4	4	1.25
Grieta 12		-	-	-	7.75	9	9	9	9	9	9	10	10	10	2.25
Grieta 13		-	-	-	-	-	-	23.75	23.75	23.75	23.75	24	24	24.75	1
Grieta 7a		-	-	-	-	-	-	-	-	1.5	1.5	3.75	3.75	3.75	2.25
Grieta 14		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7.5	9.25	1.75
Grieta 15		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9.75	10.5	0.75
Grieta 16		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10.25	0

Tabla 15. Incremento de la longitud en grietas medidas en la parte inferior.

VCPC 6															
Grieta / Longitud (cm)	Edad	233 días	238 días	268 días	273 días	280 días	287 días	296 días	301 días	233	238	268	273	280	Incremento (cm)
	Tiempo de conexión	-9	-4	26	31	38	45	54	59	80	87	101	114	121	
Grieta 1		26.25	26.75	48.75	49.5	51.25	54.25	54.25	54.25	55	55	55	56.75	57.5	31.25
Grieta 2		8.25	8.25	14.25	14.25	14.25	15	15.75	15.75	17.5	17.5	17.5	19.25	19.25	11
Grieta 3		2	2	3.25	3.75	3.75	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	5.25	5.25	5.25	3.25
Grieta 4		6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	0
Grieta 5		-	-	18.5	19.5	33	33	34	34	34	34	35.25	35.25	35.25	16.75
Grieta 6		-	-	-	12.5	15	15	15	15	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75	3.25
Grieta 7		-	-	-	12.5	12.5	13.05	13.05	13.05	13.55	13.55	13.55	13.55	13.55	1.05
Grieta 8		-	-	-	-	12	12	12	12	15.5	15.5	18	18	18	6
Grieta 9		-	-	-	-	14	30.25	30.25	30.25	30.25	30.25	30.75	31.75	31.75	17.75
Grieta 10		-	-	-	-	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75	16.75	16.75	1
Grieta 11		-	-	-	-	-	20.5	20.2	20.5	20.5	20.5	20.75	20.75	20.75	0.25
Grieta 12		-	-	-	-	-	-	-	-	7.75	7.75	7.75	7.75	8.25	0.5
Grieta 13		-	-	-	-	-	-	-	-	25	25	25.75	25.75	26.25	1.25
Grieta 14		-	-	-	-	-	-	-	-	15.25	15.25	15.75	15.75	15.75	0.5
Grieta 15		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5	5.25	0.25

Tabla 16. Incremento de la longitud en grietas medidas en la parte inferior.

Los resultados de las tablas anteriores se muestran gráficamente en las figuras 30 a 35, donde se representa la parte baja correspondiente a cada espécimen, así como la localización de las grietas dentro de ellas.

Nota: Las tablas completas se muestran en el apartado anexo.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACCELERADA

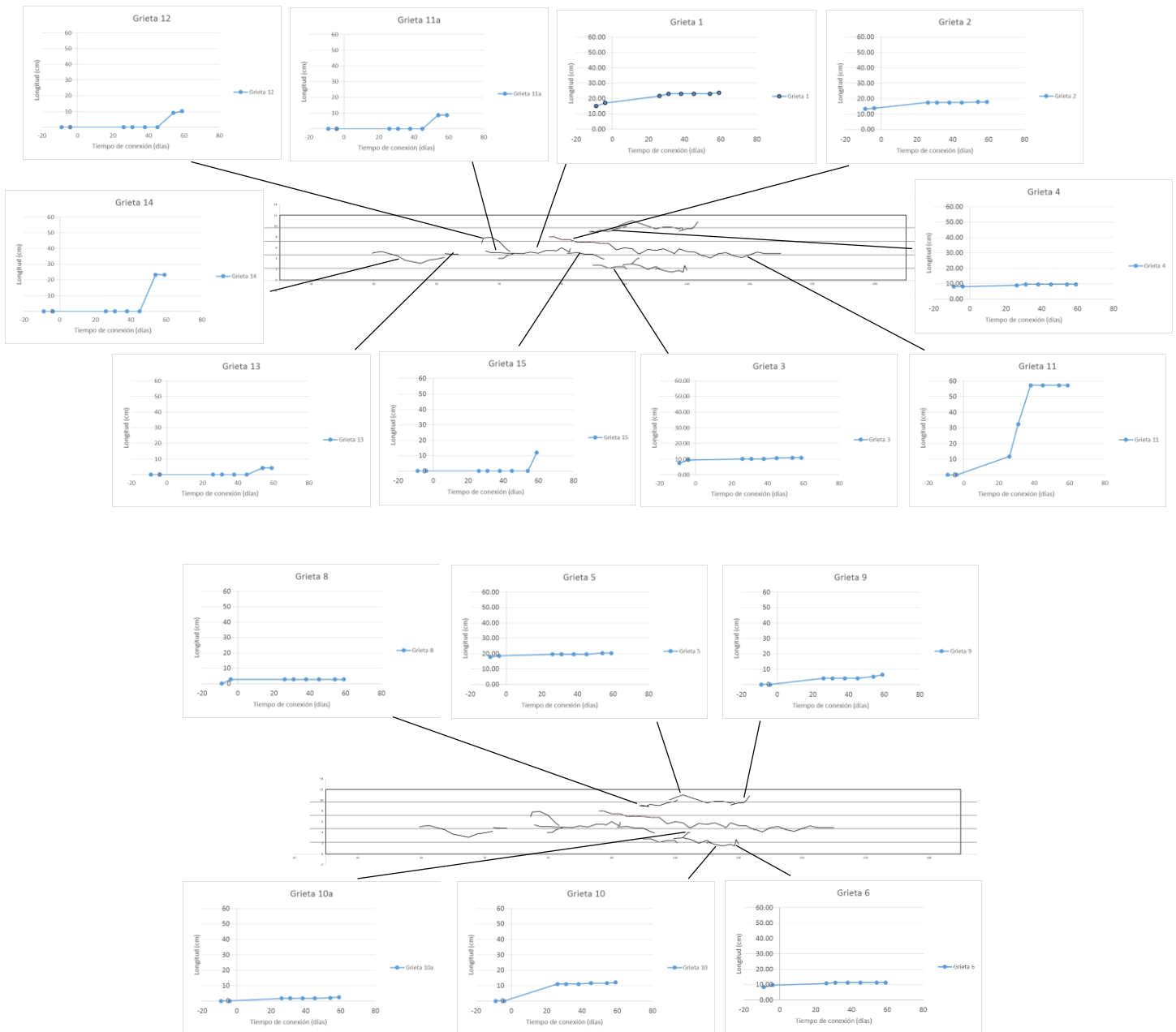


Figura 31. Localización e incremento de longitud de grieta VCPCI



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA

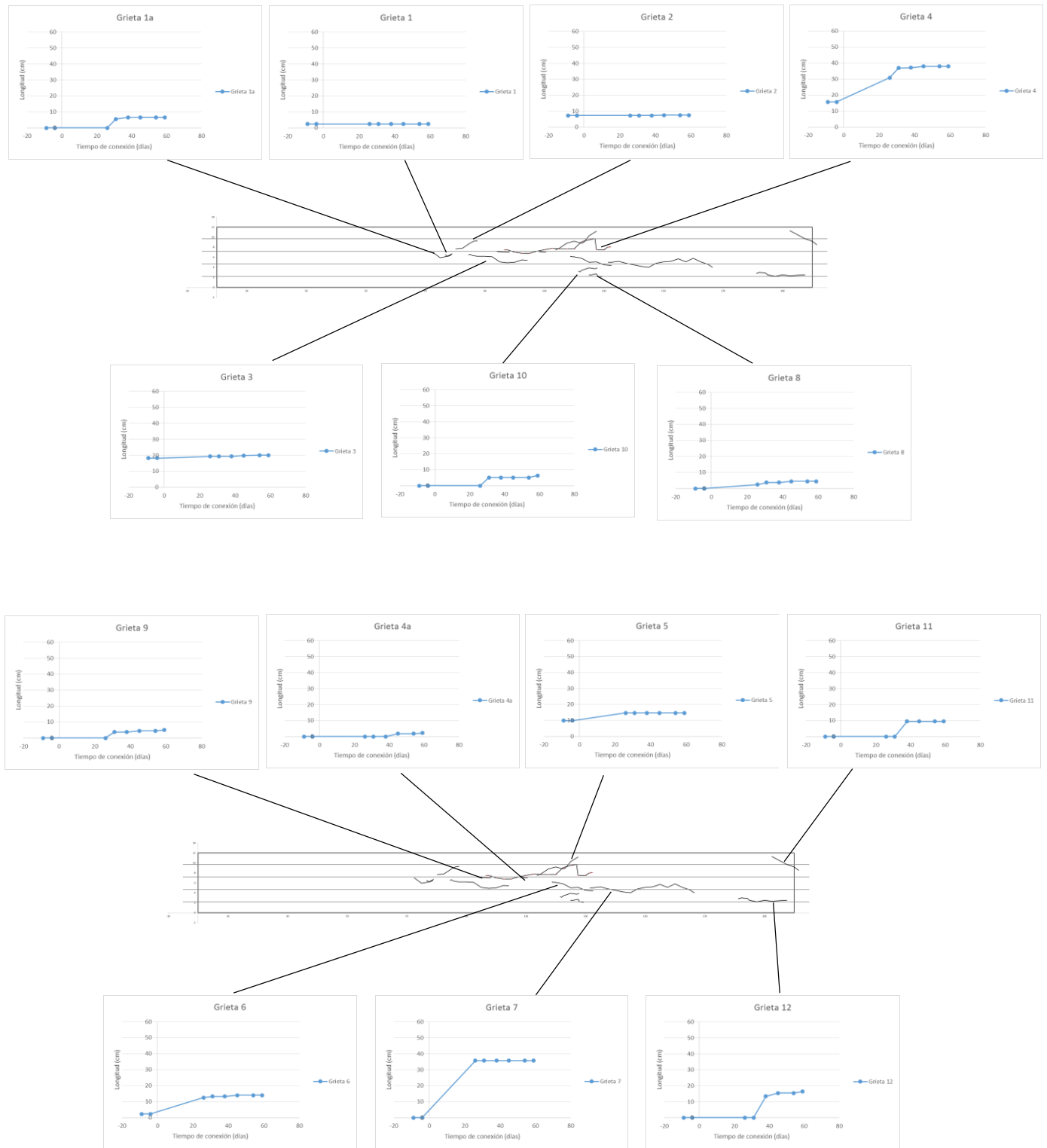


Figura 32. Localización e incremento de longitud de grieta VCPC2



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA

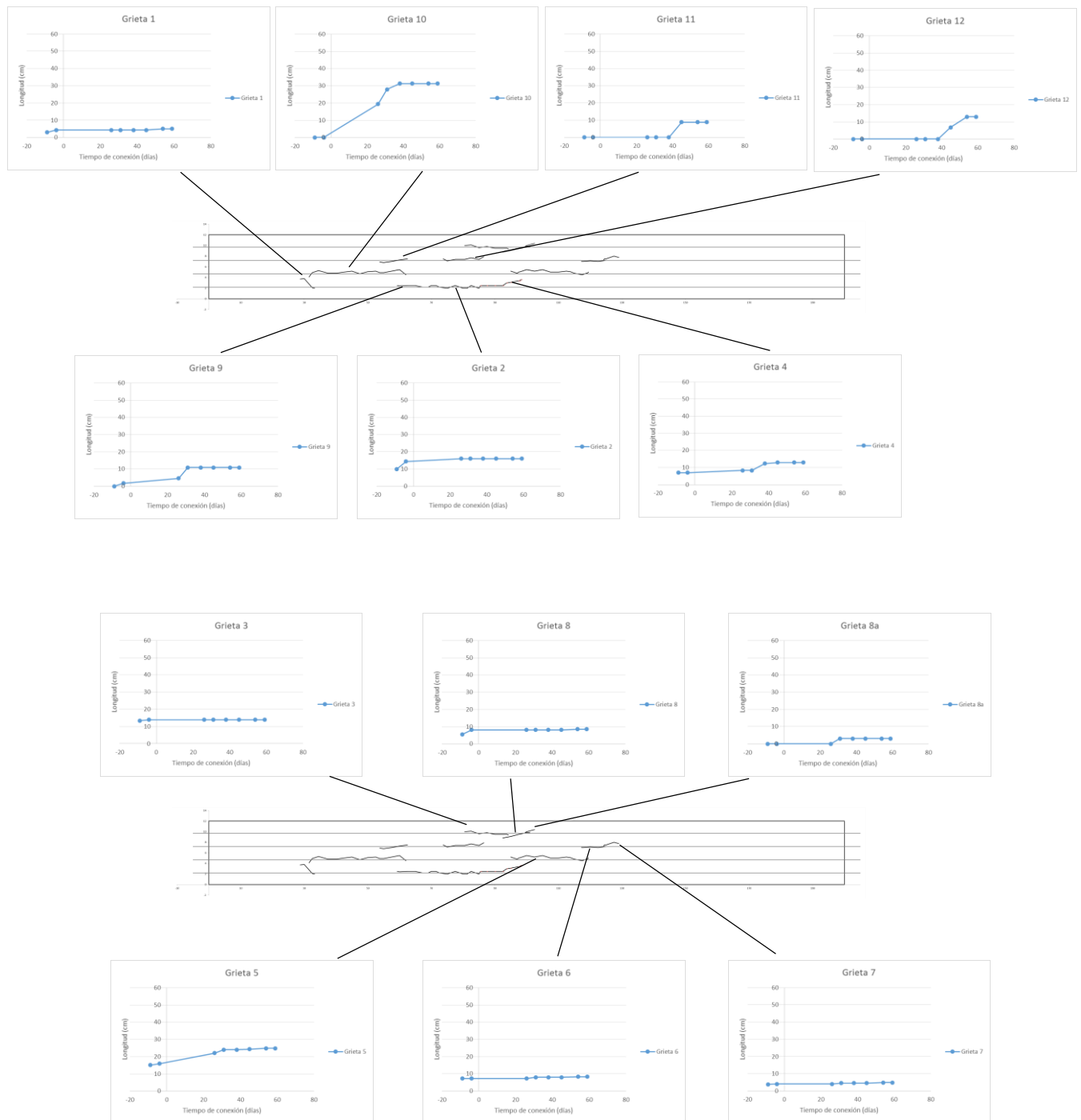


Figura 33. Localización e incremento de longitud de grieta VCPC3.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA

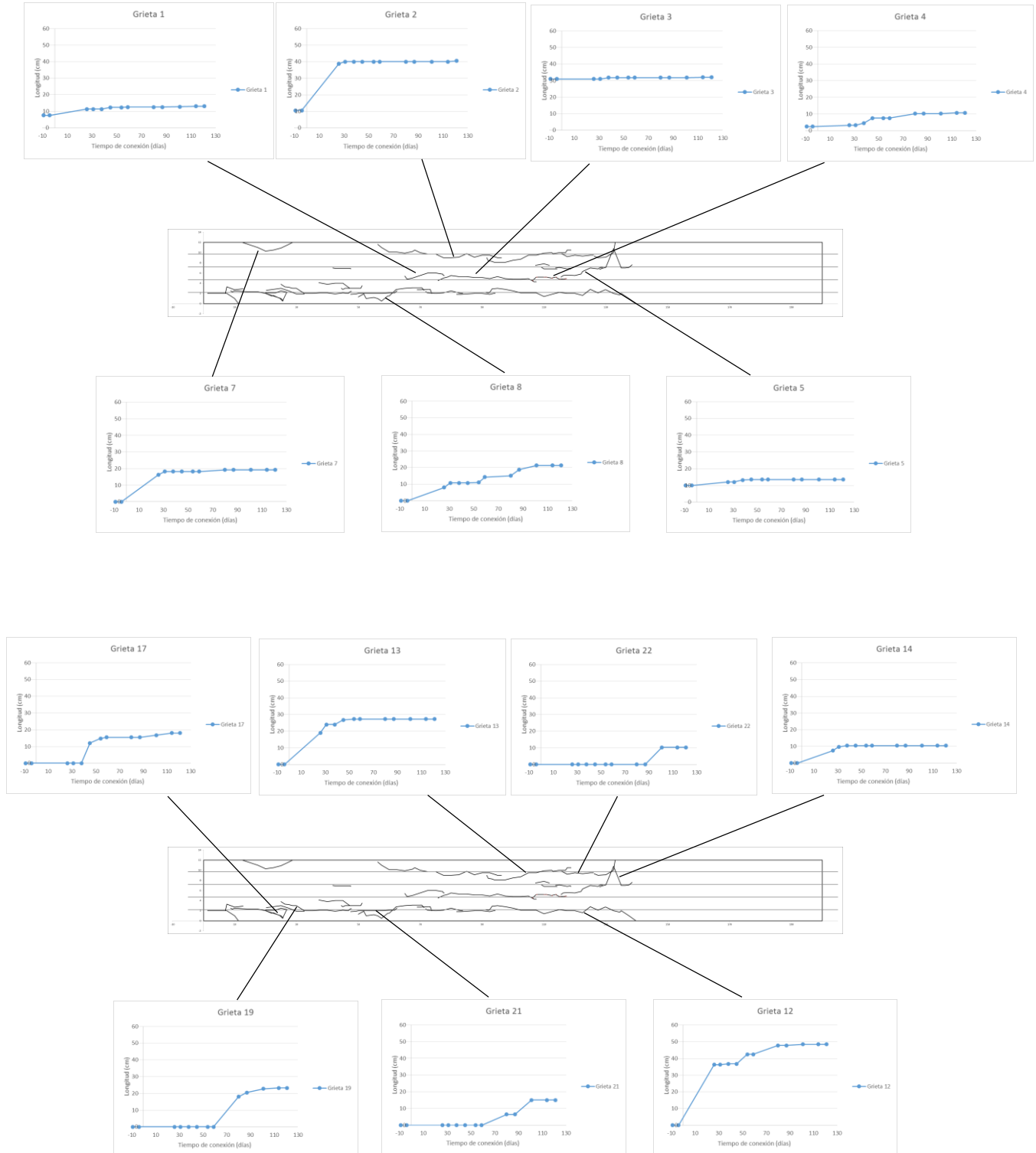


Figura 34. Localización e incremento de longitudes de grieta VCPC4

Nota: en la figura 33 se muestran únicamente las grietas que presentaron un incremento significativo.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA

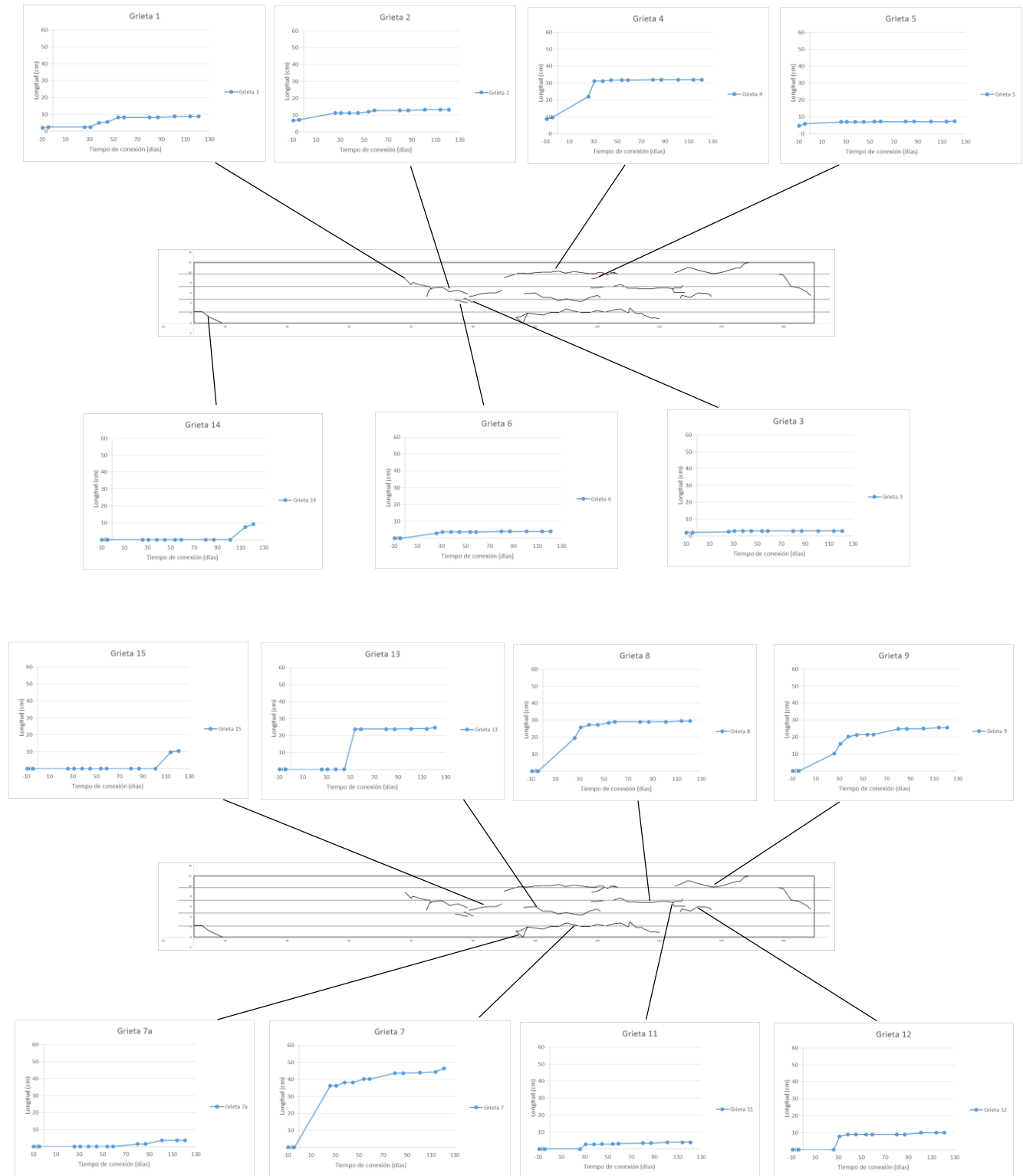


Figura 35. Localización e incremento de longitudes de grieta VCPC5.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA

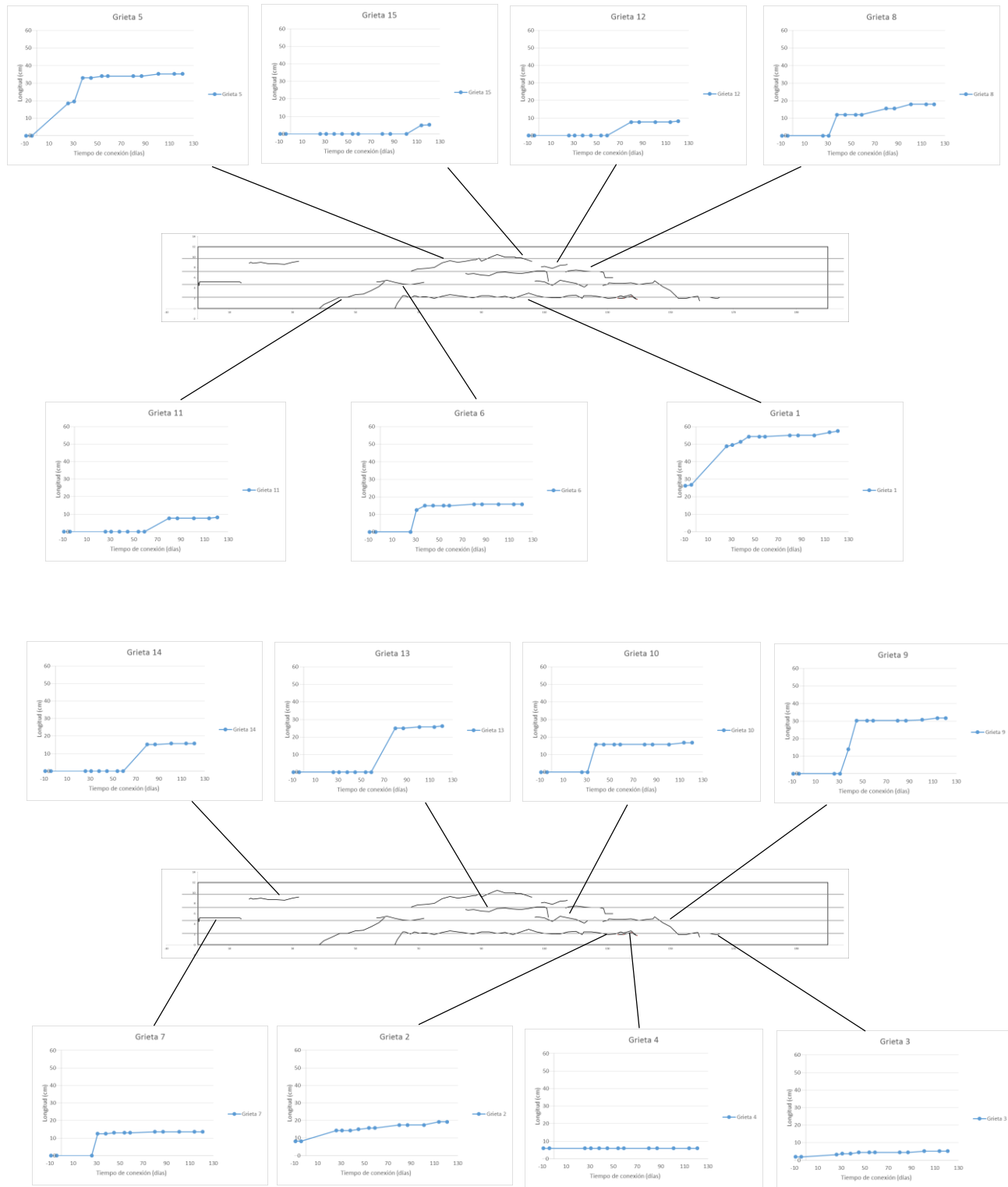


Figura 36. Localización e incremento de longitudes de grietas VCPC6



Se puede observar en las gráficas de longitud de grieta que la mayoría de ellas se localizan dentro del tercio medio o en los extremos del tercio medio, que es donde se adicionó el cloruro de sodio, además se puede ver que la dirección de las grietas siguen la posición del acero por lo que puede corroborarse que fueron generadas por el incremento de volumen en el acero corroído, generando así tensiones en el concreto las cuales no fueron soportadas y provocaron el agrietamiento de los especímenes. Cabe mencionar que las guitas que presentaron un crecimiento proporcional menor con el tiempo son aquellas que se encontraron en zonas donde no se tenía acero de pre-esfuerzo.

También se observó que la longitud para cada grieta aumentó respecto al tiempo, antes de la conexión de los especímenes con el galvanostato ya se presentaban agrietamientos por corrosión, esto debido a que desde la elaboración de las viguetas se contaminó la mezcla depositada en el tercio medio con NaCl. Se pudieron apreciar dichos agrietamientos previamente a la inducción de corriente, debido a que la implementación del galvanostato se vio un poco retrasada ya que se le tuvieron que hacer unas adecuaciones para su buen funcionamiento, lo que generó una espera de aproximadamente 200 días después de la fabricación de las probetas. Por lo que se aprecia que la longitud inicial de las grietas que aparecieron antes de la inducción de la corrosión ya era considerable.

Posterior a la conexión del equipo para la inducción de corrosión en las viguetas el incremento en la longitud de grietas, así como en el número de agrietamiento se hizo notorio

Siendo así un incremento promedio del 1.9 la cantidad de grietas por viga en los primeros tres elementos (VCPC1, VCPC2 y VCPC3), esto nos indica el cambio que sufrieron no en lo individual de grietas, sino en la aparición de nuevas, generando prácticamente el doble en aproximadamente una cuarta parte del tiempo de vida de los especímenes. Mientras que en las vigas VCPC4, VCPC5 y VCPC6 se tuvo un incremento promedio del 3.7 veces, esto debido a que el tiempo que estuvieron conectadas fue el doble de tiempo.



5.2 Medición del ancho de grieta

En las tablas 17 a la 22 se muestran los anchos máximos de grieta medidos en la zona inferior, estos se registraron el mismo día que se realizó la medición de longitudes de agrietamiento. Al igual que en el apartado anterior las vigas VCPC1, VCPC2 y VCPC3 fueron medidas hasta una edad de 59 que fue el día que se desconectaron del galvanostato, las vigas VCPC4, VCPC5 y VCPC6 continuaron conectadas y fueron registradas hasta una edad de 121 días.

VCPC 1									
Grieta / Ancho (mm)	233 días	238 días	268 días	273 días	280 días	287 días	296 días	301 días	Incremento (cm)
Grieta 1	0.15	0.15	0.15	0.15	0.25	0.25	0.30	0.30	0.15
Grieta 2	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.15	0.20	0.20	0.12
Grieta 3	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.15	0.20	0.20	0.10
Grieta 4	0.10	0.10	0.15	0.15	0.15	0.15	0.20	0.20	0.10
Grieta 5	0.25	0.25	0.25	0.25	0.30	0.30	0.30	0.33	0.08
Grieta 6	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.15	0.15	0.05
Grieta 7	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.10	0.02
Grieta 8	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.00
Grieta 9	-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.00
Grieta 10	-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.15	0.15	0.07
Grieta 10a	-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.00
Grieta 11	-	-	0.08	0.08	0.20	0.20	0.25	0.25	0.17
Grieta 11a	-	-	-	-	-	-	0.08	0.08	0.00
Grieta 12	-	-	-	-	-	-	0.08	0.1	0.02
Grieta 13	-	-	-	-	-	-	0.08	0.08	0.00
Grieta 14	-	-	-	-	-	-	0.1	0.1	0.00
Grieta 15	-	-	-	-	-	-	-	0.1	0.00

Tabla 18. Ancho de grieta máximo a diferentes edades viga VCPC1.

VCPC 2									
Grieta / Ancho (mm)	233 días	238 días	268 días	273 días	280 días	287 días	296 días	301 días	Incremento (cm)
Grieta 1	0.08	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.1	0.02
Grieta 2	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.15	0.15	0.15	0.07
Grieta 3	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1
Grieta 4	0.15	0.15	0.15	0.25	0.25	0.25	0.3	0.3	0.15
Grieta 5	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0
Grieta 6	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.02
Grieta 7	-	-	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.02
Grieta 8	-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0
Grieta 1a	-	-	-	0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.02
Grieta 9	-	-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0
Grieta 10	-	-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0
Grieta 11	-	-	-	-	0.08	0.1	0.1	0.1	0.02
Grieta 12	-	-	-	-	0.08	0.1	0.1	0.1	0.02
Grieta 4a	-	-	-	-	-	0.08	0.08	0.08	0

Tabla 17. Ancho de grieta máximo a diferentes edades, viga VCPC2



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA



VCPC 3									
Grieta /Ancho (mm)	233 días	238 días	268 días	273 días	280 días	287 días	296 días	301 días	Incremento (cm)
Grieta 1	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0
Grieta 2	0.08	0.08	0.08	0.25	0.3	0.3	0.3	0.3	0.22
Grieta 3	0.1	0.15	0.15	0.15	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1
Grieta 4	0.08	0.08	0.08	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.17
Grieta 5	0.08	0.08	0.08	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.12
Grieta 6	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.02
Grieta 7	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.02
Grieta 8	0.15	0.15	0.15	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.15
Grieta 9	-	0.08	0.08	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.07
Grieta 10	-	-	0.08	0.15	0.15	0.2	0.2	0.2	0.12
Grieta 8a	-	-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0
Grieta 11	-	-	-	-	-	0.08	0.08	0.08	0
Grieta 12	-	-	-	-	-	0.08	0.08	0.08	0

Tabla 19. Ancho de grieta máxima a diferentes edades, vigas VCPC3.

VCPC 4															
Grieta / Longitud (cm)	Edad / Tiempo de conexión	233 días	238 días	268 días	273 días	280 días	287 días	296 días	301 días	233	238	268	273	280	Incremento (cm)
		-9	-4	26	31	38	45	54	59	80	87	101	114	121	
Grieta 1		0.08	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.1	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.07
Grieta 2		0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.2	0.25	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4	0.3
Grieta 3		0.1	0.1	0.1	0.1	0.15	0.15	0.2	0.25	0.25	0.25	0.3	0.33	0.33	0.23
Grieta 4		0.08	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.1	0.15	0.2	0.2	0.2	0.2	0.12
Grieta 5		0.1	0.1	0.1	0.15	0.2	0.2	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.15
Grieta 6		0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.1	0.15	0.15	0.15	0.07
Grieta 7		-	-	0.1	0.1	0.3	0.33	0.6	0.6	1	1	1	1.25	1.25	1.15
Grieta 8		-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.2	0.25	0.3	0.3	0.6	0.52
Grieta 9		-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.15	0.2	0.2	0.33	0.33	0.25
Grieta 10		-	-	0.08	0.08	0.1	0.1	0.2	0.2	0.25	0.25	0.4	0.5	0.6	0.52
Grieta 11		-	-	0.08	0.08	0.2	0.25	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.52
Grieta 12		-	-	0.08	0.08	0.15	0.2	0.3	0.33	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.52
Grieta 13		-	-	0.08	0.08	0.15	0.2	0.25	0.25	0.3	0.3	0.33	0.33	0.4	0.32
Grieta 14		-	-	0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.1	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.07
Grieta 15		-	-	-	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0
Grieta 16		-	-	-	-	0.2	0.2	0.5	0.5	0.8	0.8	1.25	1.25	1.25	1.05
Grieta 16a		-	-	-	-	-	0.08	0.1	0.1	0.5	0.5	0.8	1	1	0.92
Grieta 17		-	-	-	-	-	0.08	0.08	0.15	0.3	0.3	1	1	1.25	1.17
Grieta 16b		-	-	-	-	-	-	-	0.08	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.07
Grieta 8a		-	-	-	-	-	-	-	-	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.02
Grieta 12a		-	-	-	-	-	-	-	-	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0
Grieta 17a		-	-	-	-	-	-	-	-	0.15	0.15	0.5	0.5	0.6	0.45
Grieta 18		-	-	-	-	-	-	-	-	0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.02
Grieta 19		-	-	-	-	-	-	-	-	0.1	0.1	0.6	0.8	1	0.9
Grieta 20		-	-	-	-	-	-	-	-	0.08	0.1	0.25	0.25	0.25	0.17
Grieta 21		-	-	-	-	-	-	-	-	0.08	0.25	0.25	0.4	0.4	0.32
Grieta 22		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.1	0.1	0.15	0.05
Grieta 17c		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.4	0.4	0
Grieta 23		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.08	0.08	0
Grieta 24		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.08	0.1	0.02
Grieta 25		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.08	0

Tabla 20. Ancho de grieta máxima a diferentes edades, viga VCPC4



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA



VCPC 5															
Grieta / Longitud (cm)	Edad	233 días	238 días	268 días	273 días	280 días	287 días	296 días	301 días	233	238	268	273	280	Incremento (cm)
	Tiempo de conexión	-9	-4	26	31	38	45	54	59	80	87	101	114	121	
Grieta 1		0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.15	0.07
Grieta 2		0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.15	0.15	0.15	0.2	0.2	0.1
Grieta 3		0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.07
Grieta 4		0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0.33	0.33	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.2
Grieta 5		0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.07
Grieta 6		-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.02
Grieta 7		-	-	0.08	0.08	0.08	0.2	0.33	0.33	0.33	0.33	0.4	0.4	0.4	0.32
Grieta 8		-	-	0.08	0.08	0.08	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.2	0.2	0.12
Grieta 9		-	-	0.08	0.08	0.08	0.15	0.2	0.2	0.2	0.2	0.25	0.25	0.3	0.22
Grieta 10		-	-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0
Grieta 11		-	-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.1	0.02
Grieta 12		-	-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.02
Grieta 13		-	-	-	-	-	-	0.08	0.1	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.07
Grieta 7a		-	-	-	-	-	-	-	-	0.2	0.2	0.2	0.2	0.3	0.1
Grieta 14		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.2	0.2	0
Grieta 15		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.1	0.1	0
Grieta 16		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.08	0

Tabla 21. Ancho de grieta máximo a diferentes edades, viga VCPC5.

VCPC 6															
Grieta / Longitud (cm)	Edad	233 días	238 días	268 días	273 días	280 días	287 días	296 días	301 días	233	238	268	273	280	Incremento (cm)
	Tiempo de conexión	-9	-4	26	31	38	45	54	59	80	87	101	114	121	
Grieta 1		0.08	0.08	0.25	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	1.25	1.5	2	2	1.92
Grieta 2		0.08	0.08	0.08	0.08	0.15	0.15	0.2	0.2	0.2	0.2	0.25	0.25	0.33	0.25
Grieta 3		0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.15	0.07
Grieta 4		0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0
Grieta 5		-	-	0.08	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.2	0.2	0.2	0.2	0.12
Grieta 6		-	-	-	0.08	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.2	0.2	0.2	0.2	0.12
Grieta 7		-	-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.1	0.15	0.2	0.2	0.12
Grieta 8		-	-	-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.15	0.15	0.2	0.12
Grieta 9		-	-	-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.15	0.2	0.2	0.12
Grieta 10		-	-	-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.1	0.02
Grieta 11		-	-	-	-	-	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.15	0.07
Grieta 12		-	-	-	-	-	-	-	-	0.1	0.1	0.1	0.1	0.12	0.02
Grieta 13		-	-	-	-	-	-	-	-	0.08	0.08	0.08	0.1	0.1	0.02
Grieta 14		-	-	-	-	-	-	-	-	0.1	0.1	0.1	0.1	0.15	0.05
Grieta 15		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.08	0.08	0

Tabla 22. Ancho de grieta máximo a diferentes edades, viga VCPC6

Los resultados de las tablas anteriores se muestran gráficamente en las figuras 36 a 41, donde se representa la parte baja correspondiente a cada espécimen, así como la localización de las grietas dentro de ellas.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA

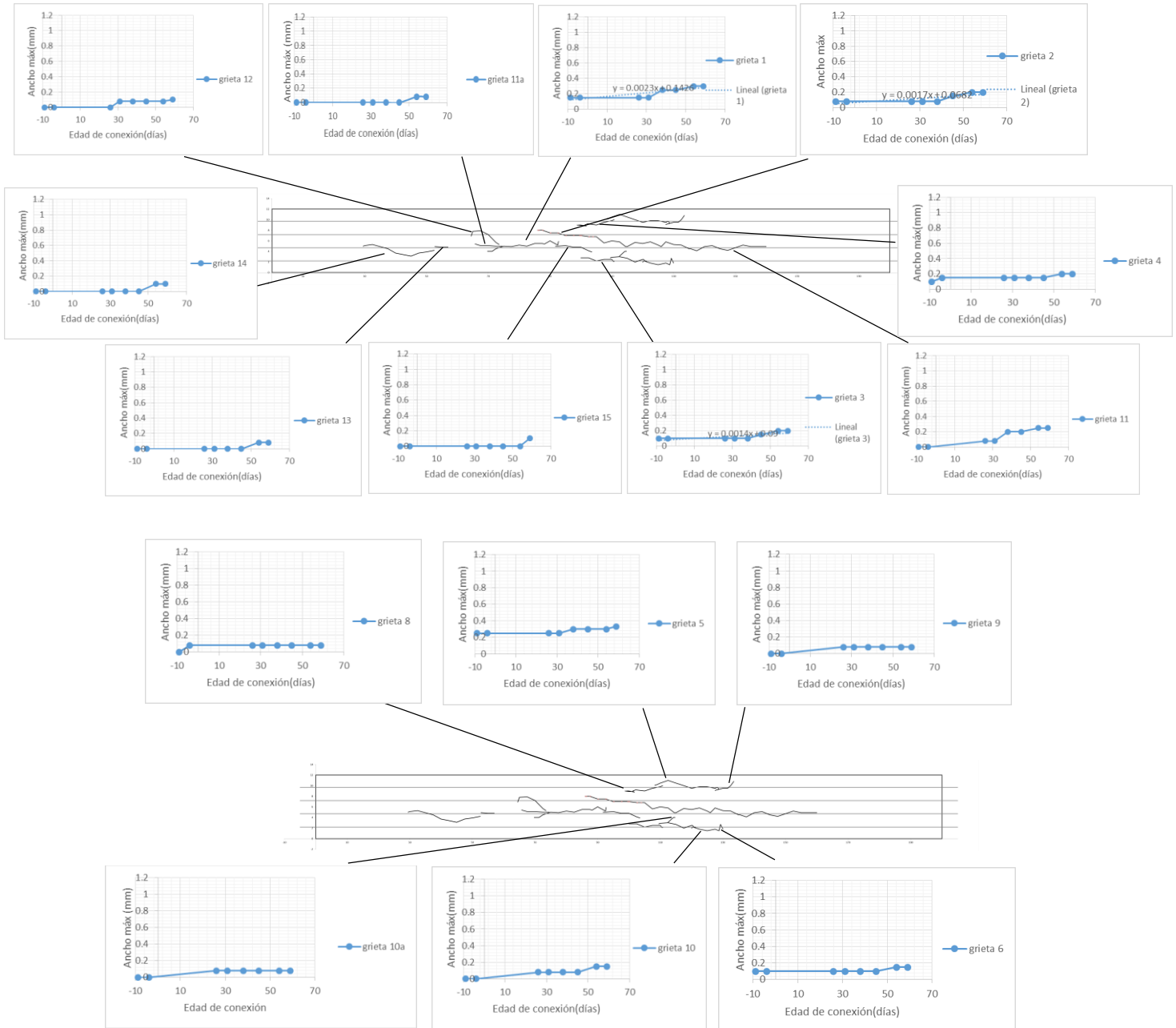


Figura 37. Localización y ancho máximo de grietas viga VCPCI.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA

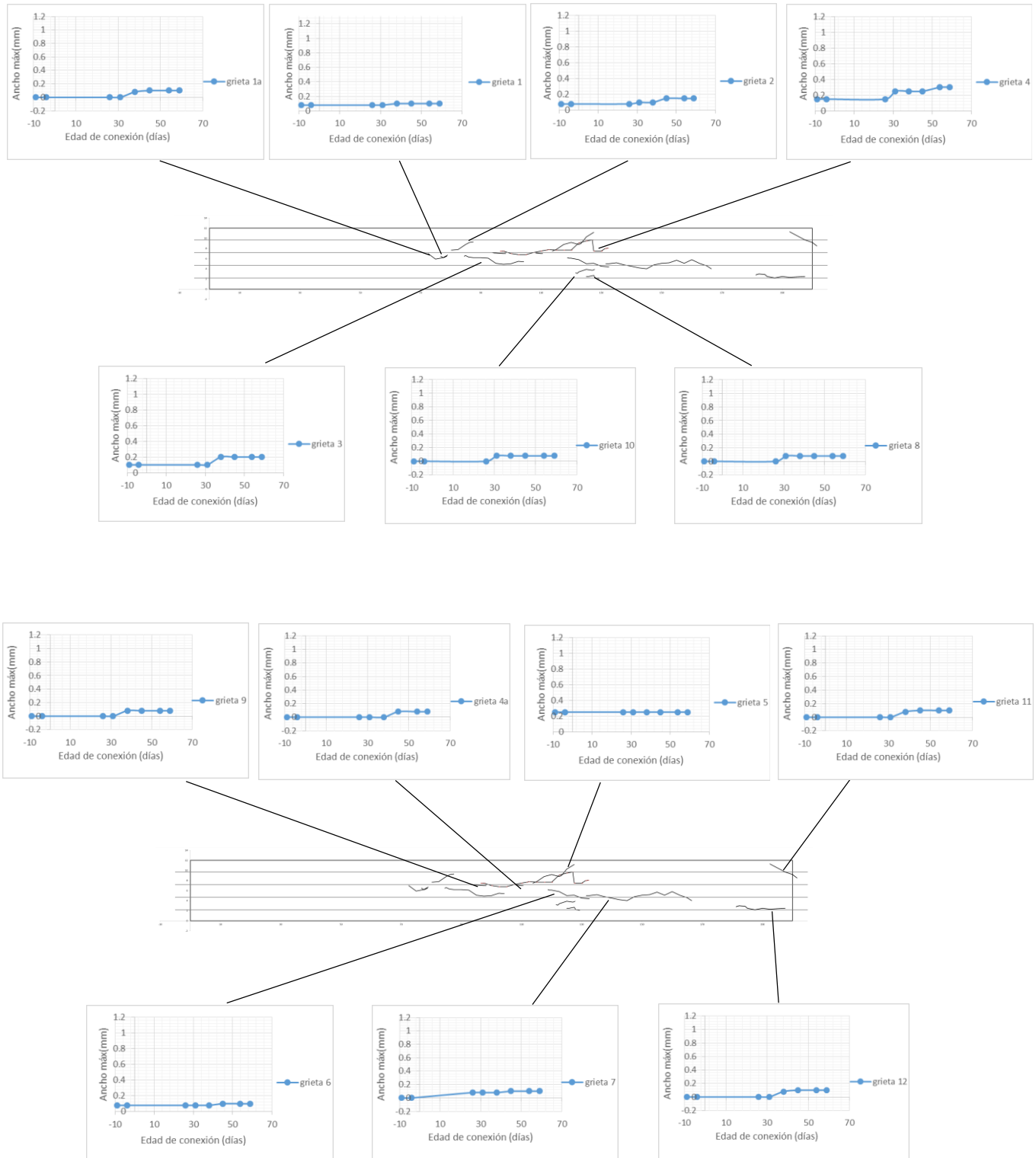


Figura 38. Localización y ancho máximo de grieta viga VCPC2.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA

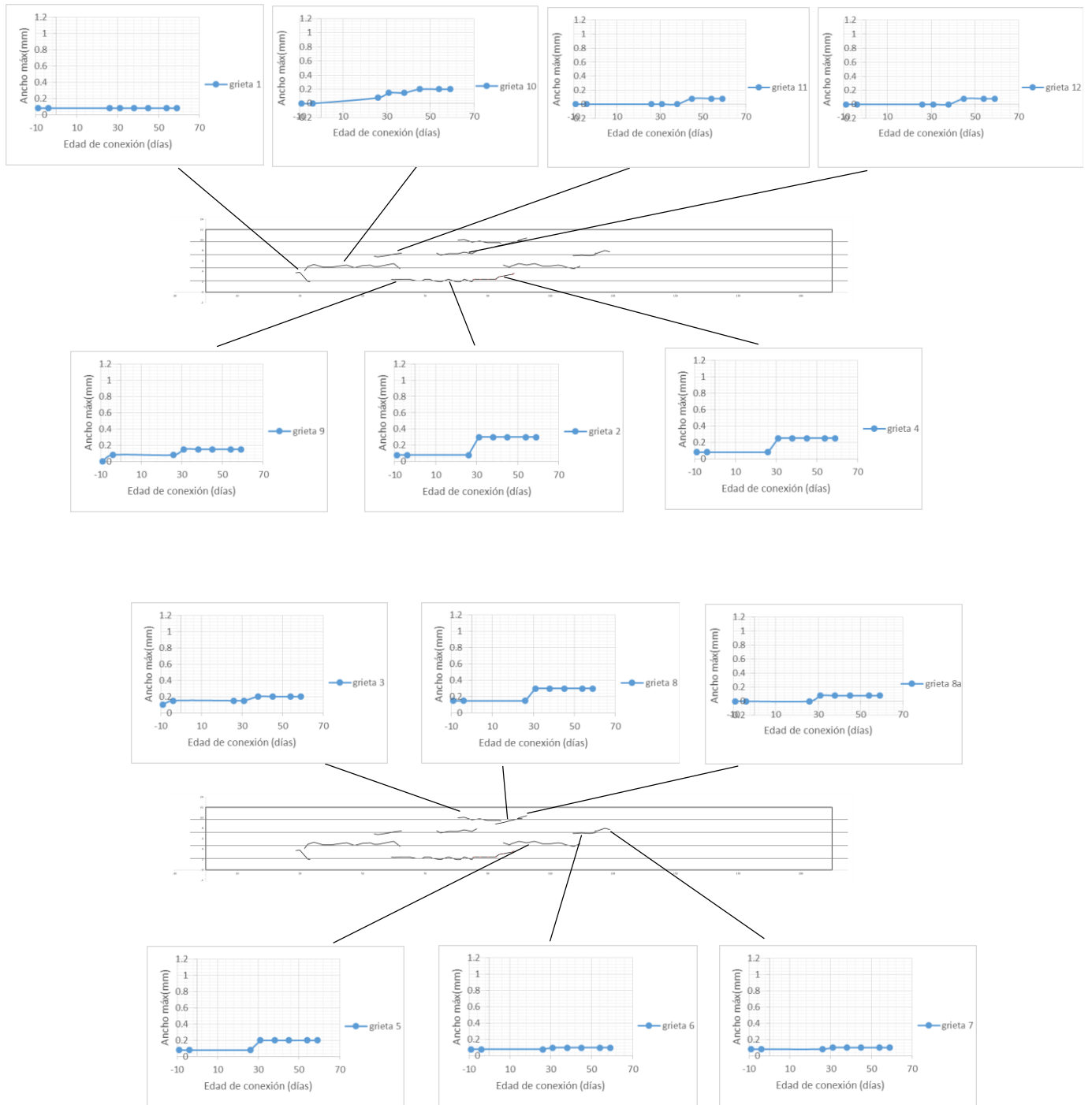


Figura 39. Localización y ancho máximo de grieta viga VCPC3.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA

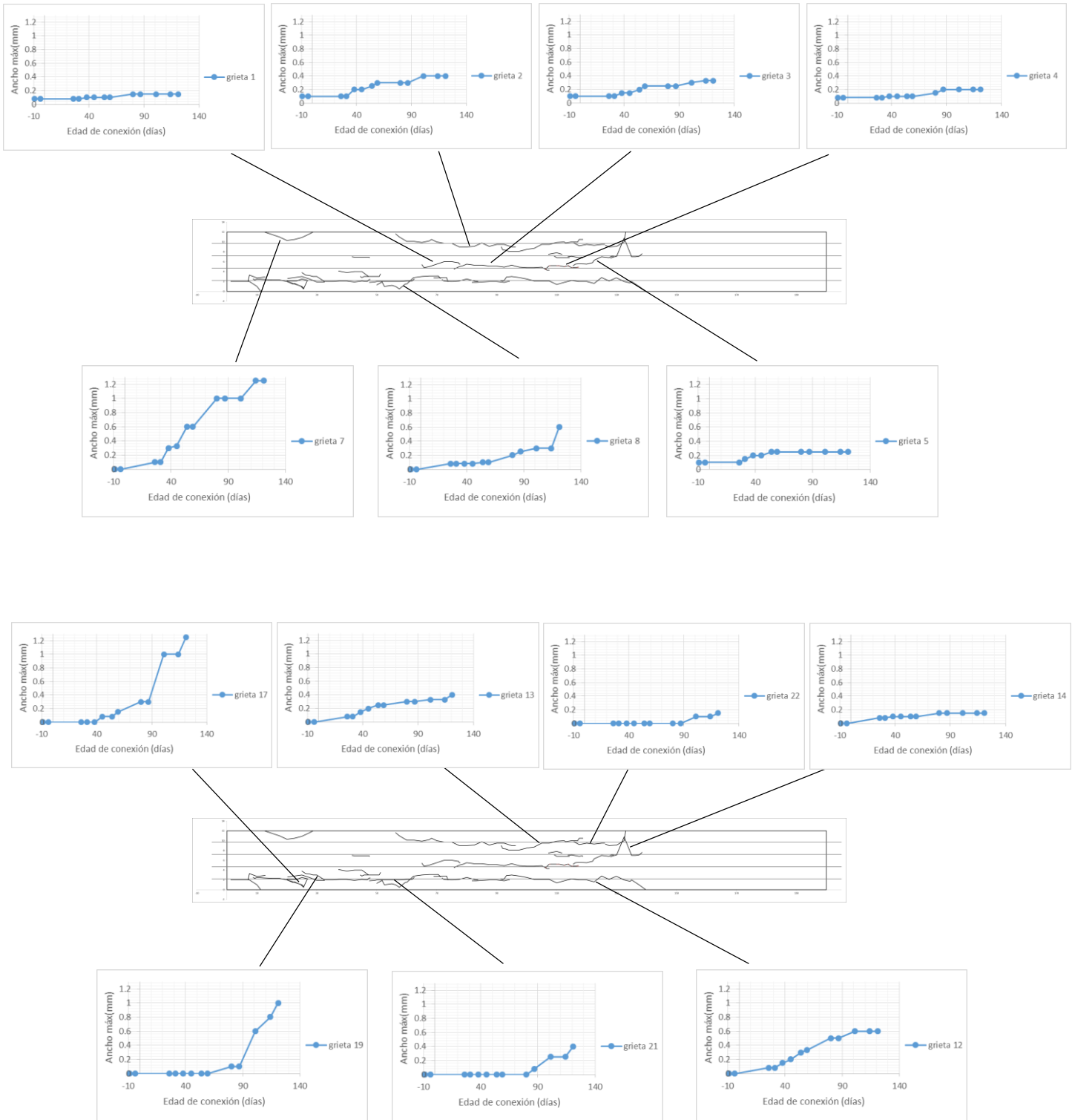


Figura 40. Localización y ancho máximo de grieta viga VCPC4.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA

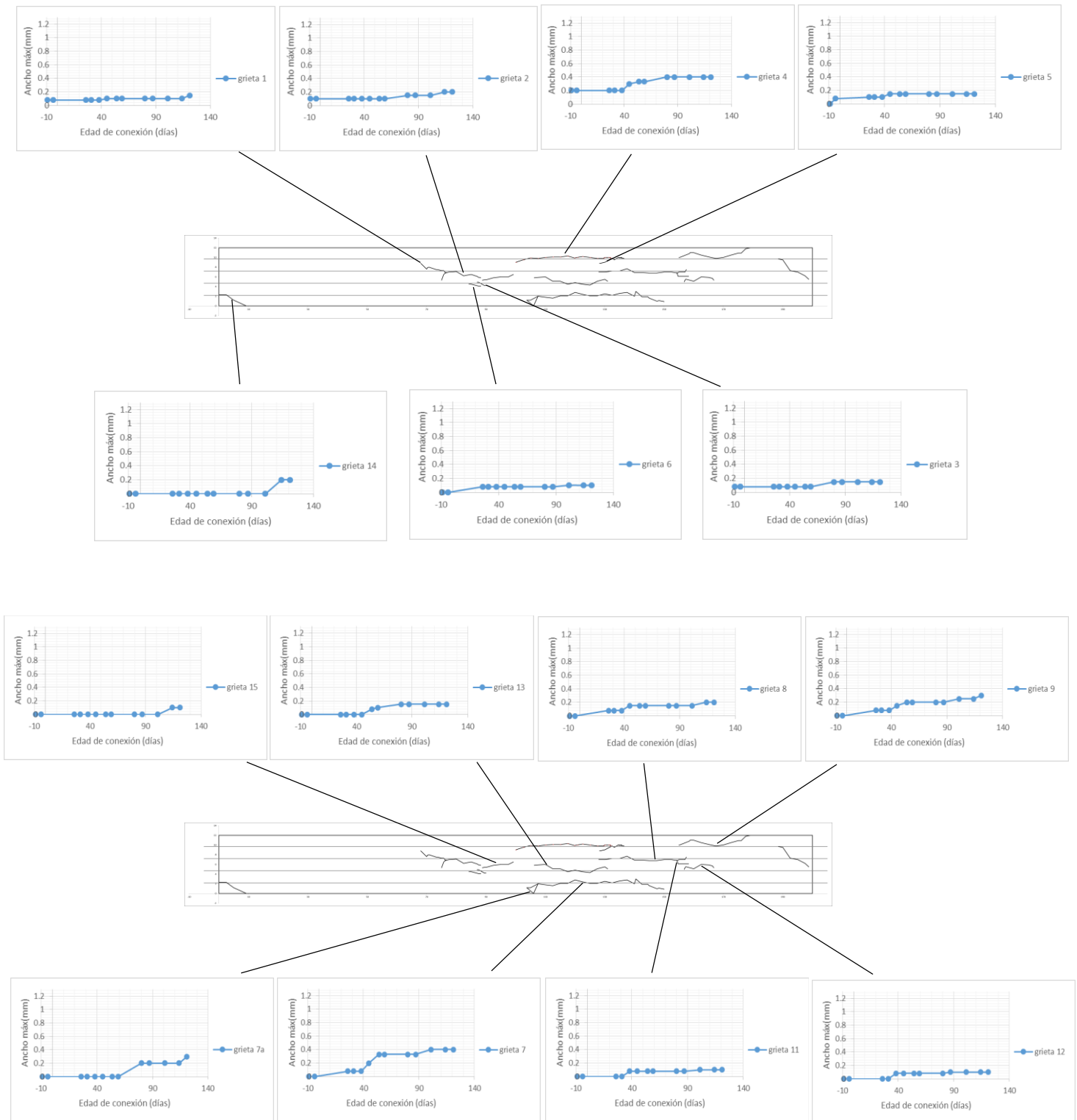


Figura 41. Localización y ancho máximo de grieta viga VCPC5.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA

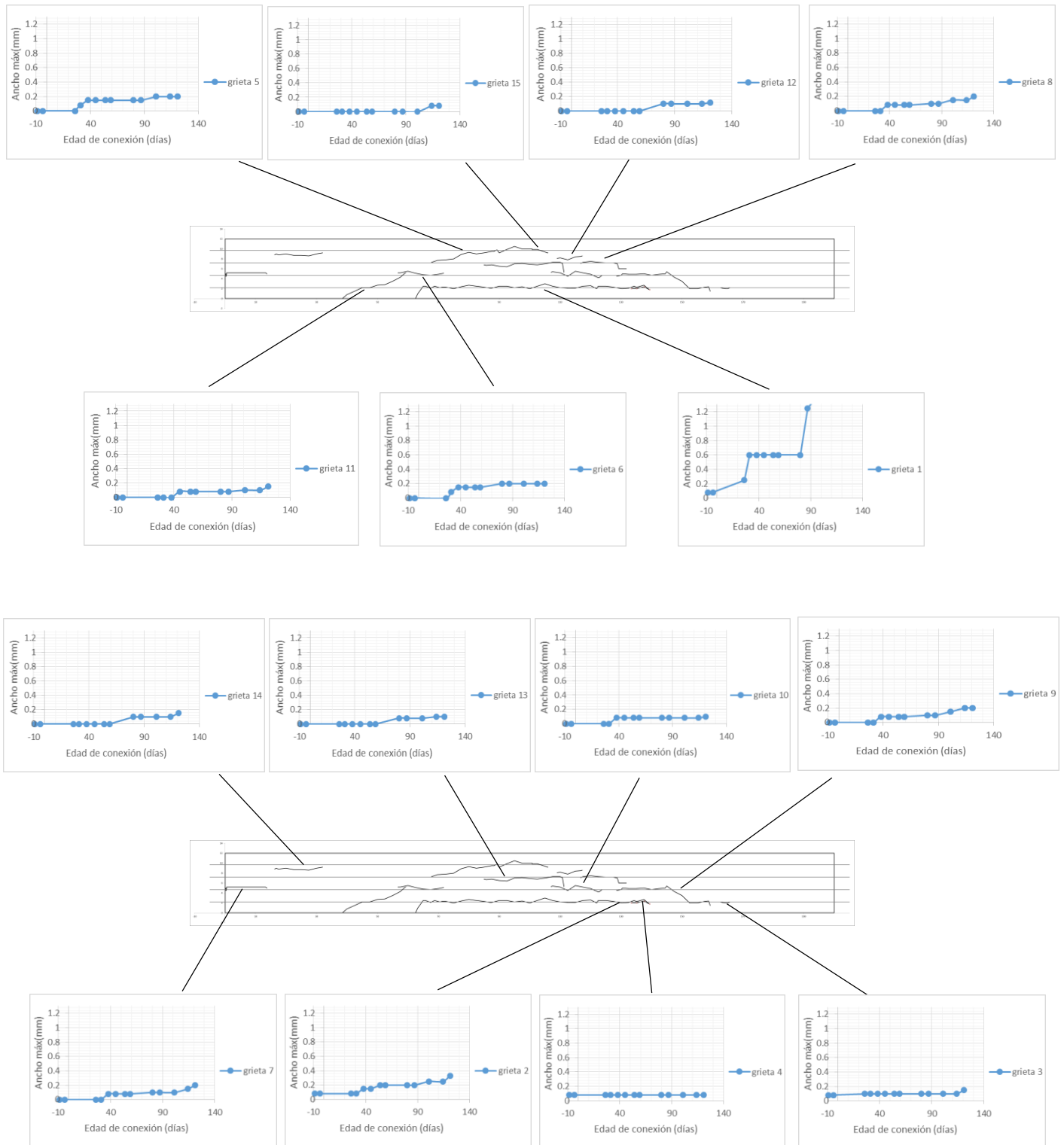


Figura 42. Localización y ancho máximo de grieta viga VCPC6.



Puede observarse en las gráficas que los anchos comenzaron a incrementarse posterior a la conexión de las viguetas con el galvanostato, también en algunas de las gráficas se puede observar que no tienen incremento, y el ancho se mantiene constante esto se debe a que el acero no se corroe uniformemente, sin embargo, se observa que los agrietamientos localizados en el tercio medio o que se extienden del tercio medio hacia los extremos presentan un incremento comparado a la medida inicial. También se observa que las vigas VCPC4 a la VCPC6 presentan anchos mayores que las vigas VCPC1 a la VCPC3 esto debido a que las primeras fueron sometidas al doble de tiempo de corrosión inducida, presentando anchos de hasta 1mm, 1.25mm y 2mm. Mientras que las segundas el ancho máximo presentado fue de 0.33mm.

5.3 Estimación de la corrosión aplicada a los especímenes

5.3.1 Corriente aplicada

El equipo utilizado para la inducción de corriente como se mencionó anteriormente fue un galvanostato ya que se necesitaba que la corriente galvánica se aplicara de una forma constante, el equipo fue prestado por el IMT y adecuado en el laboratorio de Ingeniería eléctrica de la UMSNH.

Se realizó la medición del voltaje entre los extremos de unas resistencias eléctricas de valor conocido, para con ello mediante la ley de Ohm, una vez conocida la resistencia y al registrar el voltaje se obtuvieron los valores de corriente galvánica aplicada. En la tabla 23 se muestra el historial de medición de dicha corriente.

Los valores llegan a variar debido a la humedad de los especímenes, además debido a que el galvanostato acelera la corrosión, en la unión entre las puntas del aparato y las barras de pre-esfuerzo se genera óxido, el cual puede formar una capa que aisló las barras con las puntas del equipo por lo que se lijaban constantemente para evitar alteraciones en la lectura, sin embargo, los valores oscilaron sin salirse de un rango que nos indicara que las lecturas estuvieran erróneas.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA



Lectura	VCPC 1 (μ A)	VCPC 2 (μ A)	VCPC 3 (μ A)	VCPC 4 (μ A)	VCPC 5 (μ A)	VCPC 6 (μ A)	Lectura	VCPC 4 (μ A)	VCPC 5 (μ A)	VCPC 6 (μ A)
1	39000	40000	39000	39000	41000	43000	38	39400	43200	42800
2	39000	40000	39000	39000	42000	46000	39	39400	42300	42800
3	39000	40800	39800	39000	41000	42000	40	39100	43200	42700
4	39500	40800	39800	39000	41000	43300	41	39200	43000	42600
5	39500	40800	39800	39500	41900	43300	42	39300	43000	42900
6	39500	41000	39900	39600	42000	43200	43	39200	42200	42300
7	39800	41000	39900	39600	42100	42700	44	39000	41300	41800
8	39800	41000	39900	39700	42500	42700	45	39500	42400	42300
9	39800	41100	39900	39600	42200	42200	46	39500	41800	42300
10	39900	41200	40000	39600	42400	42700	47	39600	42800	42200
11	39900	41200	40000	30200	42000	43400	48	39500	43000	43500
12	39900	41200	40200	39200	42700	42900	49	39600	43300	43600
13	39900	41200	40200	39200	42400	42700	50	39600	43600	41600
14	39900	41200	40200	39200	42300	42900	51	39500	43200	42500
15	39900	41200	40300	39600	43100	42100	52	39600	43000	42300
16	39900	41200	40300	39700	43100	42600	53	39500	43100	42800
17	39900	41300	40300	39600	43000	42600	54	39000	43500	42500
18	39900	41300	40300	39600	42800	43300	55	39500	42600	41400
19	39900	41300	40300	39700	42800	43600	56	39200	42600	43000
20	40000	41300	40300	39600	42800	42700	57	39000	42800	42800
21	40000	41300	40300	39600	42800	42800	58	38900	43200	43000
22	40000	41300	40300	39600	42900	43000	59	38000	43200	43300
23	40000	41300	40300	39700	42700	43000	60	39100	43500	42700
24	40000	41300	40400	39700	42700	43000	61	39000	43200	43500
25	40000	41300	40400	39600	43000	42600	62	39100	43600	43100
26	40000	41300	40400	39500	42500	42800	63	38800	41500	42900
27	40000	41300	40400	39600	43100	43300	64	38900	43200	42000
28	40000	41300	40400	39500	43100	41000	65	38800	43000	40800
29	40000	41300	40400	39600	43300	42900	66	39200	41800	41800
30	40000	41300	40400	39600	43900	2600	67	39100	42000	44800
31	40000	41300	40400	39600	43000	42700	68	39100	42000	44600
32	40000	41400	40400	39500	43100	41800	69	36500	42600	44800
33	40000	41400	40400	39600	43200	42700				
34	40000	41400	40400	39700	42100	41900				
35	40000	41400	40400	39700	42900	42800				
36	40000	41400	40400	39600	43100	41900				
37	40000	41400	40400	39600	42700	42300				

Tabla 23. Historial de corriente galvánica medida.

En la tabla 23 se observa que los especímenes VCPC1, VCPC2 y VCPC3 tienen únicamente 37 mediciones esto se debe a que las VCPC4 a la VCPC6 siguieron conectadas y se alcanzaron a tomar un total de 69 mediciones de corriente galvánica



5.3.2 Densidad de corriente

Por medio de la ley de Ohm se realizaron los cálculos para obtener la densidad de corrosión.

$$V=R*I$$

Donde:

V=voltaje (V)

R= resistencia (ohm)

I= intensidad de corriente (Amperios)

Datos:

$$V= [400, 413, 402, 392, 427,422] \text{ mV}$$

$$R=10\text{ohm}$$

$$VCPC 1: I = \frac{0.4 V}{10 \text{ ohm}} = 0.04 \text{ Amperios} = 40,000 \mu A$$

$$VCPC 2: I = \frac{0.413 V}{10 \text{ ohm}} = 0.0413 \text{ Amperios} = 41,300 \mu A$$

$$VCPC 3: I = \frac{0.402 V}{10 \text{ ohm}} = 0.0402 \text{ Amperios} = 40,200 \mu A$$

$$VCPC 4: I = \frac{0.392 V}{10 \text{ ohm}} = 0.0392 \text{ Amperios} = 39,200 \mu A$$

$$VCPC 5: I = \frac{0.427 V}{10 \text{ ohm}} = 0.0427 \text{ Amperios} = 42,700 \mu A$$

$$VCPC 6: I = \frac{0.422 V}{10 \text{ ohm}} = 0.0422 \text{ Amperios} = 42,200 \mu A$$



Los valores utilizados son los promedios de los valores obtenidos de la aplicación de corriente en las viguetas sometidas a corrosión acelerada, VCPC1, VCPC2 y VCPC3 correspondientes a 64 días; VCPC4, VCPC5 y VCPC6 correspondiente a 121 días de conexión.

Para obtener el valor de densidad de corriente aplicada al acero de pre-esfuerzo embebido en cada vigueta, los valores obtenidos de la corriente aplicada se dividieron entre el área corroída, dicha área se obtuvo una vez probadas las vigas a flexión .



Figura 43. Zona afectada por corrosión en el acero de pre-esfuerzo.

La figura 42 muestra las zonas dañadas por corrosión del acero de pre-esfuerzo de la viga VCPC5, se observa que la corrosión efectivamente se concentró en el tercio medio, extendiéndose unos centímetros más, pero generando el mayor daño del acero en la zona contaminada por NaCl.

La figura 43 muestra un acercamiento a la zona activada por corrosión, dejando ver la concentración del fenómeno en zonas específicas.



Figura 44. Zona Activa por corrosión en acero de pre-esfuerzo

Longitud del área afectada por corrosión en **VCPC 1** = 100 cm

Longitud total afectada por corrosión = 100 cm * 4 (no. de varillas)= 400 cm

Longitud del área afectada por corrosión en **VCPC 2** = 100 cm

Longitud total afectada por corrosión = 90 cm * 4 (no. de varillas)= 360 cm

Longitud del área afectada por corrosión en **VCPC 3** = 110cm

Longitud total afectada por corrosión = 110 cm * 4 (no. de varillas)= 440 cm

Longitud del área afectada por corrosión en **VCPC 4** = 125cm

Longitud total afectada por corrosión = 125 cm * 4 (no. de varillas)= 500 cm

Longitud del área afectada por corrosión en **VCPC 5** = 120cm

Longitud total afectada por corrosión = 120 cm * 4 (no. de varillas)= 480 cm

Longitud del área afectada por corrosión en **VCPC 6** = 94cm

Longitud total afectada por corrosión = 94 cm * 4 (no. de varillas)= 376 cm

Los valores anteriormente obtenidos se obtuvieron para estimar el área corroída para con ella obtener la densidad de corrosión como se muestra a continuación:



$$\text{Densidad de corrosión} = \frac{\text{Intensidad de corriente } (\mu A)}{\text{área afectada por corrosión } (cm^2)}$$

Donde:

Área afectada por corrosión= (longitud total afectada por corrosión)(perímetro de varilla)

Por lo tanto:

$$\text{Densidad de corrosión VCPC 1} = \frac{40000 \mu A}{628.3185 cm^2} = 63.66 \mu A/cm^2$$

$$\text{Densidad de corrosión VCPC 2} = \frac{41300 \mu A}{565.487 cm^2} = 73.03 \mu A/cm^2$$

$$\text{Densidad de corrosión VCPC 3} = \frac{40200 \mu A}{691.1504 cm^2} = 58.16 \mu A/cm^2$$

$$\text{Densidad de corrosión VCPC 4} = \frac{39,200 \mu A}{785.398 cm^2} = 49.91 \mu A/cm^2$$

$$\text{Densidad de corrosión VCPC 5} = \frac{42,700 \mu A}{753.982 cm^2} = 56.63 \mu A/cm^2$$

$$\text{Densidad de corrosión VCPC 6} = \frac{42,200 \mu A}{590.619 cm^2} = 71.45 \mu A/cm^2$$

Densidad de corrosión promedio (VCPC1, VCPC2, VCPC3) = $64.95 \mu A/cm^2$

Densidad de corrosión promedio (VCPC4, VCPC5, VCPC6) = $59.33 \mu A/cm^2$



La tabla 24 presenta los valores para i_{corr} en términos de vida útil, de acuerdo al Manual de la Red DURAR (1998):

$i_{corr} \left(\frac{\mu A}{cm^2} \right)$	Nivel de Corrosión
< 0.1	Despreciable
0.1 – 0.5	Moderado
0.5 - 1	Elevado
> 1	Muy elevada

Tabla 24. Clasificación de los valores i_{corr} en términos de vida útil.

Los valores obtenidos para la investigación son mayores a 1 por lo que se encuentran en un rango muy elevado de nivel de corrosión, sin embargo, la misma Red DURAR señala que en estudios de laboratorio se han encontrado resultados entre $100 - 200 \mu A/cm^2$ por lo que ambos resultados cumplen con esta última especificación mencionada.

5.3.3 Velocidad de corrosión

De acuerdo a la relación entre densidad de corriente y velocidad de corrosión mostrada en la tabla 7 (Conversión de velocidad de corrosión a densidad de corrosión.) donde se especifica que $1mm/y = 86.102 \mu A/cm^2$, se determina que la velocidad de corrosión promedio para las vigas VCPC1, VCPC2 y VCPC3 fue de 0.7543mm/ año, mientras que para VCPC4, VCPC5 y VCPC6 el promedio de la velocidad de corrosión fue 0.689 mm/año. Esto significa que en un año las barras de acero de pre-esfuerzo a la densidad de corriente que se aplicó perderán 0.75mm y 0.69 mm de radio.

De acuerdo al manual de la red DURAR (1998) los valores obtenidos indican que se encuentran en un alto riesgo debido a la corrosión. Además, una vez probadas las viguetas y extraído el acero de pre-esfuerzo se observó que la corrosión no fue homogénea, esto es que se presentó en zonas específicas por lo que se puede decir que es de tipo localizada, por lo que concuerda con lo especificado por Torres et al (2002) que estipulan sobre el incremento



y la concentración de esfuerzos causados por picaduras en el acero, como se observa en la imagen 43.

5.3.4 Pérdida de masa Faradaica

El cálculo de la pérdida de masa teórica (Faradaica) se realiza con la siguiente expresión (Torres Acosta, 1999):

$$\Delta W = 25 * I_p * t_{CRACK}$$

Donde:

W = Pérdida de masa teórica (g)

I_p = Corriente total aplicada (Amperios)

t_{crack} = Tiempo de durante el cual se aplicó la corriente (días)

- Para las vigas VCPC1, VCPC2 y VCPC3

$$\Delta W = 25 * 0.04 * 64 = 64 \text{ gramos}$$

Los 64 gramos se consideran por cada viga conectada, considerando una longitud total de acero afectado por corrosión de 400 cm en cada elemento, se tiene el siguiente cálculo para la pérdida de masa por metro lineal (Zalapa Damián, 2016)

Si se pierden 64 gramos en 400 cm, entonces en un metro se pierden

$$\text{Pérdida de masa teórica por metro lineal} = \frac{0.064 \text{ kg}}{4.0 \text{ m}} = 0.016 \text{ kg/ml}$$

Para las vigas VCPC4, VCPC5 y VCPC6 estudiadas en esta investigación

$$\Delta W = 25 * 0.04 * 121 = 121 \text{ gramos}$$



Siguiendo lo aplicado por Zalapa (2016) el resultado de 121 gramos se consideran por cada vigueta conectada pero ahora considerando un área afectada de 400 cm para cada elemento, se tiene lo siguiente por metro lineal:

La pérdida obtenida es de 121gr en 452 cm por lo que se tendría

$$\text{Pérdida de masa teórica por metro lineal} = \frac{0.121 \text{ kg}}{4.52 \text{ m}} = 0.027 \text{ kg/ml}$$

Este valor calculado se comparara con la pérdida de masa gravimétrica, lo cual se retomara más adelante, después de realizar las pruebas de flexión y haber recuperado el acero de pre-esfuerzo embebido en los especímenes.

5.4 Prueba de flexión a tres puntos

En la tabla 25 a 33 se muestran los resultados de las pruebas carga-deformación en el centro del claro de las vigas, previo a la fractura de los elementos se tomaron las deformaciones con la finalidad de no dañar el equipo empleado, el micrómetro de caratula fue colocado en el centro entre los apoyos. En la figura 44 se presenta la gráfica de las vigas correspondientes a la prueba.

VCPC 1							
Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)
0.10	79	2.10	544	4.10	894	6.10	1157
0.20	95	2.20	576	4.20	900	6.20	1162
0.30	125	2.30	583	4.30	940	6.30	1172
0.40	140	2.40	610	4.40	960	6.40	1181
0.50	167	2.50	642	4.50	974	6.50	1194
0.60	192	2.60	666	4.60	1000	6.60	1212
0.70	221	2.70	676	4.70	1000	6.70	1217
0.80	242	2.80	705	4.80	1000	6.80	1225
0.90	259	2.90	713	4.90	1015	6.90	1233
1.00	290	3.00	732	5.00	1029	7.00	1237
1.10	308	3.10	755	5.10	1036	7.10	1243
1.20	338	3.20	767	5.20	1052	7.20	1246
1.30	362	3.30	786	5.30	1064	7.30	1253
1.40	394	3.40	811	5.40	1082	7.40	1260
1.50	411	3.50	824	5.50	1087	7.50	1267
1.60	444	3.60	835	5.60	1100	7.60	1273
1.70	461	3.70	840	5.70	1111	7.70	1290
1.80	472	3.80	857	5.80	1125	7.80	1293
1.90	511	3.90	894	5.90	1134	7.90	1330
2.00	530	4.00	894	6.00	1135	8.00	1340

Tabla 25. Deformaciones medidas en el espécimen VCPC1.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA



VCPC 2							
Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)
0.10	71	2.10	516	4.10	936	6.10	1227
0.20	91	2.20	532	4.20	950	6.20	1249
0.30	93	2.30	579	4.30	967	6.30	1258
0.40	112	2.40	590	4.40	985	6.40	1260
0.50	126	2.50	619	4.50	996	6.50	1273
0.60	146	2.60	630	4.60	1022	6.60	1276
0.70	170	2.70	650	4.70	1046	6.70	1286
0.80	196	2.80	681	4.80	1070	6.80	1300
0.90	227	2.90	706	4.90	1074	6.90	1313
1.00	250	3.00	726	5.00	1087	7.00	1325
1.10	285	3.10	747	5.10	1103	7.10	1334
1.20	310	3.20	766	5.20	1118	7.20	1347
1.30	332	3.30	790	5.30	1141	7.30	1356
1.40	353	3.40	800	5.40	1146	7.40	1368
1.50	370	3.50	820	5.50	1150	7.50	1372
1.60	400	3.60	862	5.60	1165	7.60	1391
1.70	436	3.70	875	5.70	1177	7.70	1430
1.80	452	3.80	887	5.80	1191	7.80	1450
1.90	476	3.90	909	5.90	1198	7.90	1461
2.00	488	4.00	916	6.00	1216	8.00	1470

Tabla 26. Deformaciones medidas en el centro del espécimen VCPC2.

VCPC 3							
Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)
0.10	21	2.10	420	4.10	759	6.10	1000
0.20	30	2.20	444	4.20	772	6.20	1010
0.30	43	2.30	466	4.30	786	6.30	1020
0.40	61	2.40	482	4.40	800	6.40	1029
0.50	76	2.50	500	4.50	812	6.50	1037
0.60	100	2.60	522	4.60	828	6.60	1044
0.70	122	2.70	543	4.70	842	6.70	1058
0.80	143	2.80	560	4.80	853	6.80	1061
0.90	164	2.90	575	4.90	862	6.90	1070
1.00	186	3.00	594	5.00	873	7.00	1077
1.10	206	3.10	612	5.10	887	7.10	1085
1.20	230	3.20	626	5.20	900	7.20	1091
1.30	243	3.30	640	5.30	910	7.30	1099
1.40	263	3.40	655	5.40	924	7.40	1106
1.50	290	3.50	670	5.50	935	7.50	1112
1.60	311	3.60	685	5.60	949	7.60	1122
1.70	332	3.70	700	5.70	960	7.70	1128
1.80	359	3.80	718	5.80	968	7.80	1133
1.90	384	3.90	732	5.90	980	7.90	1143
2.00	400	4.00	744	6.00	989	8.00	1152

Tabla 27. Deformaciones medidas en el centro del espécimen VCPC3.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA



VCPC 4									
Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)
0.10	11	2.10	154	4.10	507	6.10	804	8.10	988
0.20	14	2.20	166	4.20	526	6.20	813	8.20	991
0.30	16	2.30	182	4.30	544	6.30	824	8.30	992
0.40	17	2.40	199	4.40	559	6.40	838	8.40	996
0.50	18	2.50	220	4.50	575	6.50	847	8.50	997
0.60	29	2.60	235	4.60	591	6.60	855	8.60	997
0.70	41	2.70	256	4.70	606	6.70	864	8.70	997
0.80	60	2.80	273	4.80	622	6.80	874	8.80	997
0.90	73	2.90	290	4.90	638	6.90	882	8.90	997
1.00	94	3.00	308	5.00	653	7.00	892	9.00	997
1.10	108	3.10	326	5.10	670	7.10	900		
1.20	124	3.20	345	5.20	684	7.20	908		
1.30	135	3.30	364	5.30	699	7.30	917		
1.40	135	3.40	381	5.40	715	7.40	928		
1.50	135	3.50	403	5.50	731	7.50	935		
1.60	135	3.60	419	5.60	741	7.60	947		
1.70	135	3.70	437	5.70	753	7.70	957		
1.80	135	3.80	458	5.80	764	7.80	964		
1.90	135	3.90	474	5.90	777	7.90	973		
2.00	143	4.00	489	6.00	788	8.00	982		

Tabla 28. Deformaciones medidas al centro del espécimen VCPC4.

VCPC 5							
Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)
0.10	280	2.10	740	4.10	1066	6.10	1268
0.20	311	2.20	759	4.20	1084	6.20	1273
0.30	331	2.30	777	4.30	1099	6.30	1280
0.40	353	2.40	794	4.40	1110	6.40	1285
0.50	383	2.50	809	4.50	1128	6.50	1292
0.60	406	2.60	827	4.60	1143	6.60	1295
0.70	428	2.70	841	4.70	1156	6.70	1300
0.80	453	2.80	856	4.80	1166	6.80	1304
0.90	480	2.90	870	4.90	1176	6.90	1308
1.00	502	3.00	890	5.00	1186	7.00	1312
1.10	524	3.10	903	5.10	1198	7.10	1316
1.20	549	3.20	917	5.20	1204	7.20	1321
1.30	570	3.30	932	5.30	1213	7.30	1324
1.40	590	3.40	945	5.40	1222	7.40	1329
1.50	614	3.50	963	5.50	1227	7.50	1333
1.60	637	3.60	978	5.60	1234	7.60	1337
1.70	659	3.70	997	5.70	1240	7.70	
1.80	683	3.80	1012	5.80	1246	7.80	
1.90	700	3.90	1030	5.90	1254	7.90	
2.00	719	4.00	1050	6.00	1258	8.00	

Tabla 29. Deformaciones medidas en el centro del espécimen VCPC5.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA



VCPC 6									
Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)
0.10	278	2.10	659	4.10	905	6.10	1089	8.10	1236
0.20	296	2.20	675	4.20	914	6.20	1097	8.20	1242
0.30	313	2.30	689	4.30	924	6.30	1104	8.30	1247
0.40	346	2.40	701	4.40	933	6.40	1109	8.40	1254
0.50	371	2.50	712	4.50	943	6.50	1117	8.50	1260
0.60	397	2.60	725	4.60	950	6.60	1126	8.60	1266
0.70	425	2.70	741	4.70	960	6.70	1134	8.70	1271
0.80	442	2.80	752	4.80	968	6.80	1143		
0.90	464	2.90	766	4.90	981	6.90	1154		
1.00	486	3.00	775	5.00	995	7.00	1158		
1.10	506	3.10	789	5.10	1008	7.10	1165		
1.20	523	3.20	802	5.20	1017	7.20	1169		
1.30	544	3.30	813	5.30	1026	7.30	1179		
1.40	556	3.40	824	5.40	1037	7.40	1189		
1.50	572	3.50	840	5.50	1046	7.50	1190		
1.60	587	3.60	852	5.60	1051	7.60	1194		
1.70	601	3.70	864	5.70	1061	7.70	1202		
1.80	617	3.80	875	5.80	1070	7.80	1207		
1.90	629	3.90	885	5.90	1076	7.90	1215		
2.00	645	4.00	894	6.00	1082	8.00	1228		

Tabla 30. Deformaciones medidas en el centro del espécimen VCPC6.

TEST 1					
Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)
0.10	65	2.10	598	4.10	1132
0.20	91	2.20	628	4.20	1165
0.30	117	2.30	652	4.30	1194
0.40	144	2.40	680	4.40	1230
0.50	168	2.50	704	4.50	1426
0.60	196	2.60	735	4.60	1448
0.70	218	2.70	777	4.70	1465
0.80	246	2.80	780	4.80	1483
0.90	271	2.90	814	4.90	1497
1.00	297	3.00	834	5.00	1506
1.10	322	3.10	866		
1.20	351	3.20	894		
1.30	375	3.30	920		
1.40	405	3.40	943		
1.50	431	3.50	969		
1.60	462	3.60	995		
1.70	493	3.70	1023		
1.80	516	3.80	1049		
1.90	542	3.90	1081		
2.00	568	4.00	1102		

Tabla 31. Deformaciones medidas en el centro del espécimen TEST1.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA



TEST 2							
Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)
0.10	79	2.10	570	4.10	1058	6.10	1513
0.20	109	2.20	600	4.20	1080	6.20	1528
0.30	136	2.30	622	4.30	1103	6.30	1619
0.40	166	2.40	657	4.40	1128	6.40	1634
0.50	190	2.50	673	4.50	1158	6.50	1645
0.60	217	2.60	694	4.60	1181	6.60	1660
0.70	246	2.70	711	4.70	1198	6.70	1673
0.80	274	2.80	730	4.80	1250	6.80	1688
0.90	293	2.90	758	4.90	1275	6.90	1705
1.00	308	3.00	780	5.00	1293	7.00	1715
1.10	332	3.10	813	5.10	1320	7.10	1728
1.20	360	3.20	835	5.20	1340	7.20	1741
1.30	390	3.30	863	5.30	1364	7.30	1751
1.40	417	3.40	890	5.40	1382	7.40	1765
1.50	440	3.50	912	5.50	1403	7.50	1776
1.60	455	3.60	938	5.60	1426	7.60	1785
1.70	477	3.70	962	5.70	1449	7.70	1797
1.80	495	3.80	980	5.80	1467	7.80	1810
1.90	521	3.90	1011	5.90	1478	7.90	1818
2.00	546	4.00	1033	6.00	1495	8.00	1825

Tabla 32. Deformaciones en el centro del espécimen TEST2.

TEST 3							
Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)	Deformación (mm)	Carga (kgf)
0.10	102	2.10	674	4.10	1243	6.10	1740
0.20	144	2.20	700	4.20	1305	6.20	1757
0.30	170	2.30	724	4.30	1336	6.30	1770
0.40	197	2.40	755	4.40	1353	6.40	1789
0.50	225	2.50	782	4.50	1425	6.50	1798
0.60	254	2.60	810	4.60	1451	6.60	1815
0.70	282	2.70	836	4.70	1476	6.70	1826
0.80	310	2.80	863	4.80	1496	6.80	1838
0.90	338	2.90	890	4.90	1516	6.90	1851
1.00	366	3.00	923	5.00	1531	7.00	1862
1.10	396	3.10	946	5.10	1550	7.10	1879
1.20	422	3.20	972	5.20	1576	7.20	1890
1.30	446	3.30	999	5.30	1600	7.30	1907
1.40	473	3.40	1039	5.40	1619	7.40	1919
1.50	502	3.50	1053	5.50	1639	7.50	1932
1.60	529	3.60	1085	5.60	1657	7.60	1948
1.70	560	3.70	1138	5.70	1678	7.70	1960
1.80	589	3.80	1171	5.80	1691	7.80	1972
1.90	615	3.90	1197	5.90	1708	7.90	1983
2.00	640	4.00	1214	6.00	1724	8.00	2004

Tabla 33. Deformaciones en el centro del espécimen TEST3.



Las tablas 31 a la 33 corresponden a las vigas testigo estos especímenes no fueron adicionadas con el NaCl y no fueron sometidas a ningún proceso de corrosión, por lo cual sirven de base comparativa entre los especímenes que fueron sometidos al fenómeno acelerado.

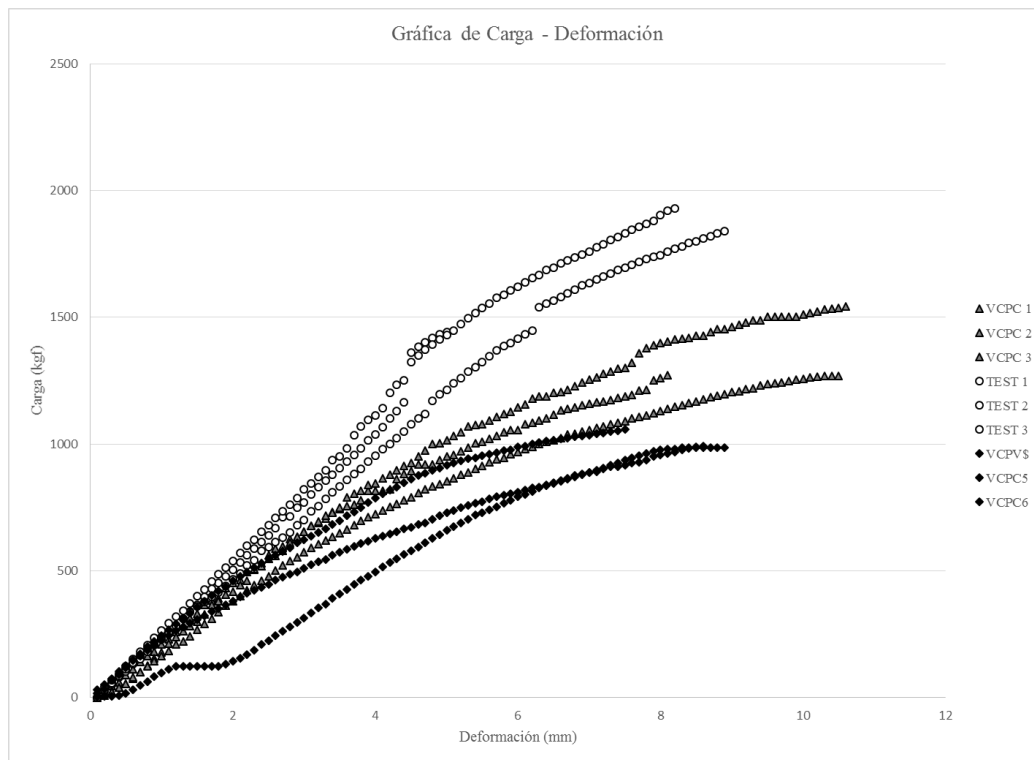


Figura 45. Deformaciones presentadas durante la prueba de flexión en vigas estudiadas.

5.4.1 Carga máxima obtenida en flexión

En la tabla 34 se presentan las cargas máximas soportadas por las vigas sometidas a corrosión acelerada, después de haber estado conectadas 64 días (VCPC1, VCPC2 y VCPC3) y 121 días (VCPC4, VCPC5 y VCPC6), además de las vigas testigo.



Especimen	Carga (kgf)	Carga promedio (kgf)
TEST 1	2588	2608
TEST 2	2556	
TEST 3	2681	
VCPC 1	1538	1543
VCPC 2	1698	
VCPC 3	1393	
VCPC 4	1126	1348.67
VCPC 5	1476	
VCPC 6	1444	

Tabla 34. Cargas últimas a flexión de especímenes estudiados.

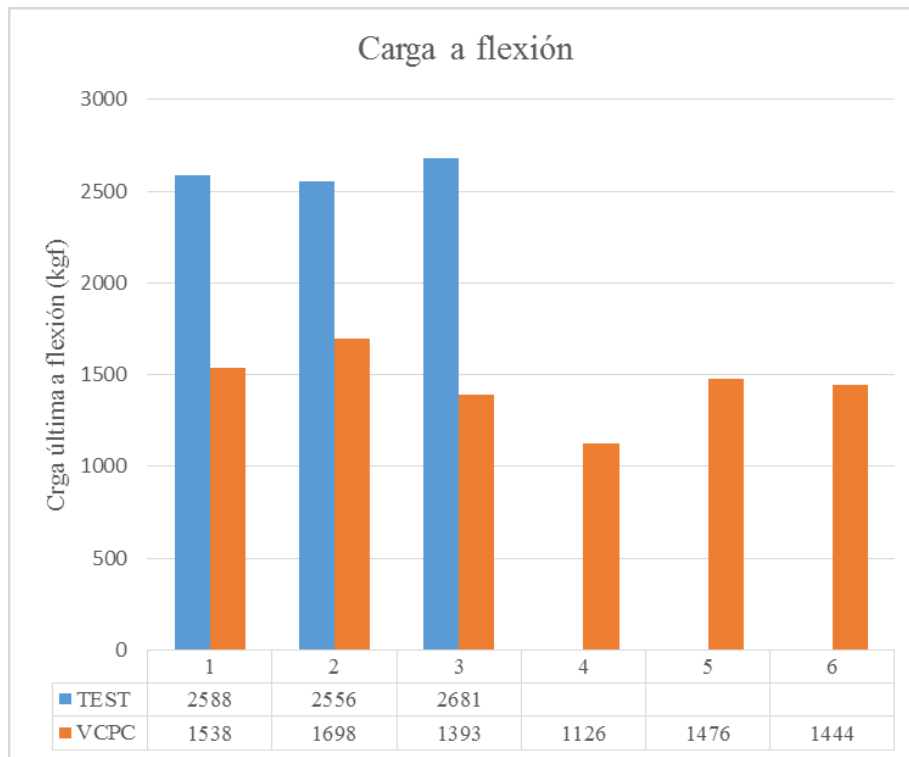


Figura 46. Grafica cargas últimas a flexión en especímenes estudiados.



5.5 Caracterización del acero de pre-esfuerzo extraído de las vigas

Posterior a la prueba de flexión en la cual se llevó a la falla las vigas se extrajo el acero de pre-esfuerzo para caracterizar y verificar el estado de corrosión de las barras embebidas en los especímenes.

En las tablas 35 a la 41 se muestran los resultados de la caracterización superficial del acero, el levantamiento se llevó a cabo en las varillas superiores que fungieron como cátodos y en las barras inferiores que se corroyeron (ánodos)

Factores como el diámetro efectivo el cual se midió una vez limpiado el elemento (corrosión y residuos de concreto adheridos) tomado en un aproximado de 5 mediciones por varilla a lo largo de la barra; con el resultado obtenido se calculó el área efectiva posterior a la corrosión.

Una vez obtenido el diámetro efectivo se obtuvieron muestras de las varillas de aproximadamente 15 cm para el cálculo de la pérdida de masa provocado por el proceso acelerado de corrosión, esta pérdida de masa fue dividida entre la longitud total del tramo evaluado y con ello se estimó la pérdida de masa por unidad de longitud.

ENSA YE No.	1	2	3	4	5	6
MUESTRA No.	VCPC 1, 2, 3,4,5,6 (CÁTODOS)					
DIÁMETRO NOMINAL (mm.)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
ÁREA NOMINAL (cm ²)	0.196	0.196	0.196	0.196	0.196	0.196
DIÁMETRO EFECTIVO (mm.)	5.20	5.00	4.70	4.90	5.00	5.00
ÁREA EFECTIVA (cm ²)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
MASA POR METRO LINEAL (kg/m)	0.154	0.153	0.154	0.155	0.153	0.153
SEPARACIÓN DE CORRUGACIONES (mm)	5.7	5.3	5.5	5.4	5.3	4.6
ALTURA DE CORRUGACIONES (mm)	0.8	0.7	1.0	0.2	0.2	0.2
ALTURA DE NERVADURAS (mm)	n	n	n	n	n	n
TIPO DE CORRUGACIÓN	diagonal	diagonal	diagonal	diagonal	diagonal	diagonal

Tabla 35. Caracterización de cátodos de los especímenes estudiados.



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA



ENSA YE No.	1	2	3
MUESTRA No.	VCPC 1 (ÁNODOS)		
DIÁMETRO NOMINAL (mm.)	5.00	5.00	5.00
ÁREA NOMINAL (cm ²)	0.196	0.196	0.196
DIÁMETRO EFECTIVO (mm.)	4.70	4.80	4.80
ÁREA EFECTIVA (cm ²)	0.19	0.17	0.18
MASA POR METRO LINEAL (kg/m)	0.146	0.136	0.138
SEPARACIÓN DE CORRUGACIONES (mm)	5.6	5.6	5.9
ALTURA DE CORRUGACIONES (mm)	0.0	0.0	0.0

Tabla 36. Caracterización de ánodos del espécimen VCPC1.

ENSA YE No.	1	2	3
MUESTRA No.	VCPC 2 (ÁNODOS)		
DIÁMETRO NOMINAL (mm.)	5.00	5.00	5.00
ÁREA NOMINAL (cm ²)	0.196	0.196	0.196
DIÁMETRO EFECTIVO (mm.)	4.74	4.65	4.70
ÁREA EFECTIVA (cm ²)	0.17	0.17	0.17
MASA POR METRO LINEAL (kg/m)	0.135	0.132	0.134
SEPARACIÓN DE CORRUGACIONES (mm)	5.5	5.5	5.5
ALTURA DE CORRUGACIONES (mm)	0.0	0.0	0.0
ALTURA DE NERVADURAS (mm)	n	n	n
TIPO DE CORRUGACIÓN	diagonal	diagonal	diagonal

Tabla 37. Caracterización de ánodos del espécimen VCPC2.

ENSA YE No.	1	2	3
MUESTRA No.	VCPC 3 (ÁNODOS)		
DIÁMETRO NOMINAL (mm.)	5.00	5.00	5.00
ÁREA NOMINAL (cm ²)	0.196	0.196	0.196
DIÁMETRO EFECTIVO (mm.)	4.90	4.70	4.70
ÁREA EFECTIVA (cm ²)	0.19	0.18	0.18
MASA POR METRO LINEAL (kg/m)	0.146	0.138	0.141
SEPARACIÓN DE CORRUGACIONES (mm)	5.8	5.5	5.5
ALTURA DE CORRUGACIONES (mm)	0.0	0.0	0.0
ALTURA DE NERVADURAS (mm)	n	n	n
TIPO DE CORRUGACIÓN	diagonal	diagonal	diagonal

Tabla 38. Caracterización de ánodos del espécimen VCPC3.



ENSA YE No.	1	2	3
MUESTRA No.	VCPC 4 (ÁNODOS)		
DIÁMETRO NOMINAL (mm.)	5.00	5.00	5.00
ÁREA NOMINAL (cm ²)	0.196	0.196	0.196
DIÁMETRO EFECTIVO (mm.)	4.63	4.60	4.40
ÁREA EFECTIVA (cm ²)	0.16	0.19	0.17
MASA POR METRO LINEAL (kg/m)	0.129	0.145	0.137
SEPARACIÓN DE CORRUGACIONES (mm)	NA	NA	NA
ALTURA DE CORRUGACIONES (mm)	0.0	0.0	0.0
ALTURA DE NERVADURAS (mm)	n	n	n
TIPO DE CORRUGACIÓN	diagonal	diagonal	diagonal

Tabla 39. Caracterización de ánodos del espécimen VCPC4.

ENSA YE No.	1	2	3
MUESTRA No.	VCPC 5 (ÁNODOS)		
DIÁMETRO NOMINAL (mm.)	5.00	5.00	5.00
ÁREA NOMINAL (cm ²)	0.196	0.196	0.196
DIÁMETRO EFECTIVO (mm.)	4.53	4.50	4.54
ÁREA EFECTIVA (cm ²)	0.16	0.19	0.15
MASA POR METRO LINEAL (kg/m)	0.124	0.137	0.117
SEPARACIÓN DE CORRUGACIONES (mm)	NA	NA	NA
ALTURA DE CORRUGACIONES (mm)	0.0	0.0	0.0
ALTURA DE NERVADURAS (mm)	NA	NA	NA
TIPO DE CORRUGACIÓN	diagonal	diagonal	diagonal

Tabla 40. Caracterización de ánodos del espécimen VCPC5.



ENSA YE No.	1	2	3
MUESTRA No.	VCPC 6 (ÁNODOS)		
DIÁMETRO NOMINAL (mm.)	5.00	5.00	5.00
ÁREA NOMINAL (cm ²)	0.196	0.196	0.196
DIÁMETRO EFECTIVO (mm.)	4.45	4.50	4.50
ÁREA EFECTIVA (cm ²)	0.19	0.16	0.17
MASA POR METRO LINEAL (kg/m)	0.146	0.138	0.141
SEPARACIÓN DE CORRUGACIONES (mm)	5.5	5.9	5.6
ALTURA DE CORRUGACIONES (mm)	0.1	0.2	0.2
ALTURA DE NERVADURAS (mm)	n	n	n
TIPO DE CORRUGACIÓN	diagonal	diagonal	diagonal

Tabla 41. Caracterización de ánodos del espécimen VCPC6.

En la figura 47 se muestran gráficamente las pérdidas de masa en los cátodos, como en los ánodos.

Los valores de pérdida de masa gravimétrica como se comentó anteriormente se compararon con la pérdida de masa teórica (Faradámica). Para los especímenes VCPC1 a la VCPC3 el cual la pérdida de masa teórica fue de 0.016kg/mL y la pérdida de masa gravimétrica de 0.0152 kg/mL. Se observa que son muy próximos entre sí.

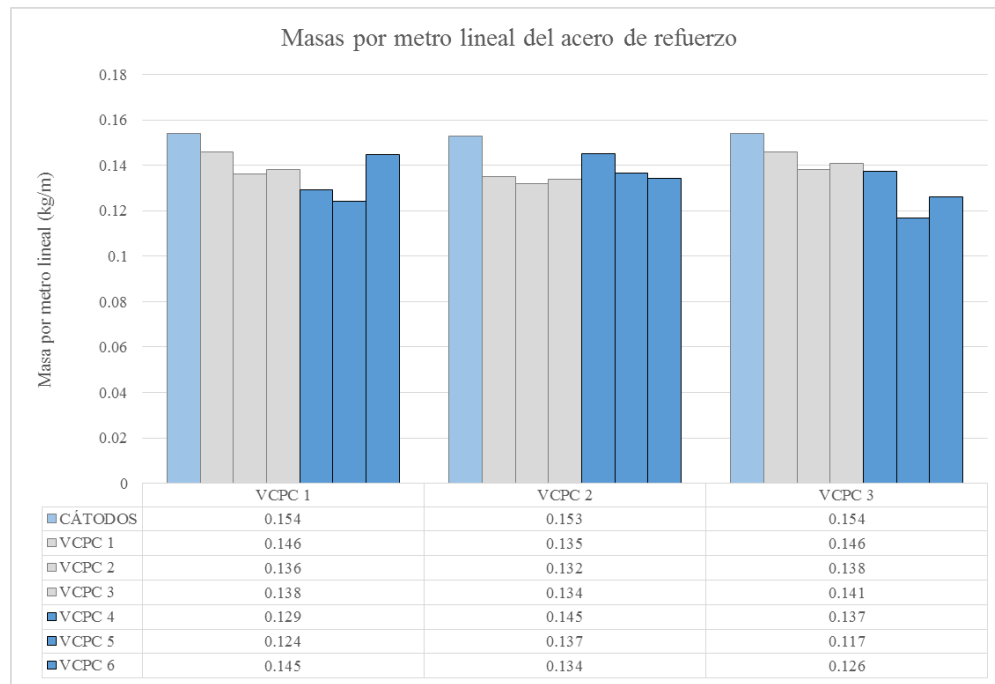


Figura 47. Masa por metro lineal del acero de pre-esfuerzo.

Especimen	Masa inicial (kg/m)	Masa final (kg/m)	Masa perdida (kg/m)	Promedio de masa perdida (kg/m)	Porcentaje de pérdida
VCPC 1	0.154	0.1400	0.0140	0.0152	9%
VCPC 2	0.153	0.1337	0.0193		13%
VCPC 3	0.154	0.1417	0.0123		8%
VCPC 4	0.154	0.1371	0.0169	0.0210	11%
VCPC 5	0.153	0.1259	0.0271		18%
VCPC 6	0.154	0.1350	0.0190		12%

Tabla 42. Pérdida de masa por metro lineal en el acero de pre-esfuerzo.

Se observa que los elementos correspondientes a VCPC4 a la VCPC6 presentan en general porcentajes más altos que las vigas VCPC1 a la VCPC3, esto porque el tiempo de conexión de las primeras fue mayor correspondiente a 121 días, los porcentajes de pérdida de masa podrían ser el reflejo del comportamiento a tensión del pre-esfuerzo.



5.6 Resistencia a la tensión del pre-esfuerzo

Para evaluar el comportamiento de las barras corroídas ante cargas de tensión y poder conocer si hubo un decremento en su capacidad de carga, se realizó la prueba de tensión en los tramos de acero de pre-esfuerzo obtenidos de las viguetas.

La prueba se desarrolló en los cátodos y en los ánodos para con ello poder comparar los resultados de las barras corroídas con los que no fueron sometidos al fenómeno de oxidación, en la tabla 43 se presentan los resultados obtenidos de la tabla, las cargas soportadas a tensión, el esfuerzo promedio y el porcentaje de pérdida de capacidad de carga

Elemento	Cargas de tensión (kgf)			Promedio de cargas de tensión (kgf)	Esfuerzo promedio a la tensión (kgf/cm ²)	Porcentaje de pérdida de capacidad (%)
Cátodo VCPC 1	4000			4000	20408	14
Ánodo VCPC 1	3664	3227	3438	3443	17566	
Cátodo VCPC 2	4017			4017	20495	16
Ánodo VCPC 2	3506	2733	3875	3371	17201	
Cátodo VCPC 3	4126			4126	21051	7
Ánodo VCPC 3	3971	n	3683	3827	19526	
Cátodo VCPC 4	3986			3986	20337	35
Ánodo VCPC 4	1835	2881	3080	2598.67	13259	
Cátodo VCPC 5	4029			4029	20556	34
Ánodo VCPC 5	2420	2645	2872	2645.67	13498	
Cátodo VCPC 6	3999			3999	20403	39
Ánodo VCPC 6	1911	2445	3016	2457.33	12537	

Tabla 43. Cargas aplicadas en la prueba de tensión en acero de pre-esfuerzo.

En la figura 48 se observa que algunos elementos probados a tensión mostraron una ruptura fuera del área de evaluación muy cerca a las mordazas que las sujetaban, sin embargo, al inspeccionar las barras se encontró que donde se dio la falla estaba afectado por corrosión localizada (picadura).

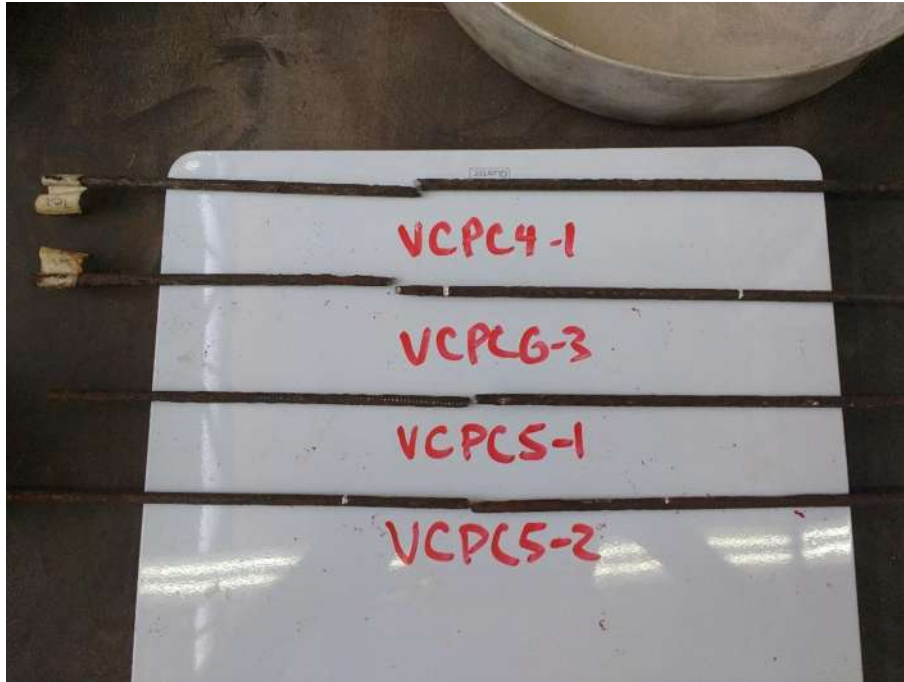


Figura 48. Falla presentada por picadura en elementos dañados por corrosión



6. Discusión de resultados

Los resultados en esta investigación serán incluidos en comparaciones con algunos obtenidos anteriormente en otras investigaciones, principalmente se dará continuidad del trabajo de Zalapa (2016). En otras investigaciones regularmente son utilizados especímenes de concreto reforzado por esto es que nace la inquietud de verificar las posibles diferencias de los resultados en la vida útil de elementos reforzados con los pre-esforzados.

6.1 Propagación de grietas durante la corrosión acelerada

La propagación de las grietas observadas durante el proceso de corrosión acelerada se analizó tanto en el incremento de su longitud como de su ancho a lo largo del tiempo de corrosión.

6.1.1 Incremento de longitud

De acuerdo a las tablas de incremento de longitud (tabla 11 a 17) se puede observar que no existe una tendencia en base a la cantidad de corrosión acelerada aplicada a las vigas, ya que las vigas con baja corrosión (VCPC1 a VCPC3) presentaron incremento de longitudes que van desde 0 hasta 45.53 cm, en comparación con las vigas con alta corrosión (VCPC4 a VCPC6) que presentaron incrementos de longitud de 0 hasta 31.25 cm.

Si comparamos ahora los promedios de incremento de longitud de las vigas de baja corrosión con las de alta corrosión se puede observar que las primeras alcanzaron valores promedio de 4.11 cm, y las segundas de 5.02 cm. Esto hace pensar que el parámetro de incremento de longitud de grieta por corrosión para este tipo de geometría de vigas no presenta diferencias importantes. Esto corrobora los datos obtenidos de pérdida de masa por corrosión el cual también presentó una diferencia relativamente pequeña entre el obtenido con baja corrosión (10% de pérdida de masa) comparada con alta corrosión (14% de pérdida de masa). Esto porque se hubiera esperado diferencias entre los valores de pérdida de masa de las vigas con corrosión alta y corrosión baja de más o menos el doble. Es decir, si las vigas de corrosión baja obtuvieron una pérdida de masa del 10%, las vigas de corrosión alta, que se les aplicó el doble de tiempo de corrosión acelerada, debieron de haber alcanzado valores promedio de



pérdida de masa del 20% y solo alcanzaron el 14% teniéndose así un eficiencia de apenas el 70%.

Uno esperaría que después de aplicarle corrosión acelerada de poco más del doble en las vigas VCPC4 a VCPC6 que a la aplicada a las vigas VCPC1 a VCPC3, las tres primeras deberían presentar longitudes mayores de grieta pero aparentemente la eficiencia de la corriente del sistema de corrosión acelerada fue disminuyendo conforme las grietas se generaron y no toda la corriente sirvió para corroer a las barras de pre-esfuerzo.

6.1.2 Incremento del ancho de grietas

Ahora analizando el incremento del ancho de las grietas por corrosión en las dos etapas de corrosión baja y corrosión alta, se puede observar una tendencia mejor definida que la obtenida con el análisis de los incrementos de longitud.

Para el caso de las vigas VCPC1 a VCPC3 (corrosión baja) se obtuvieron incrementos de ancho de grieta que van desde 0 hasta 0.22 mm, comparado con los valores obtenidos de las vigas VCPC4 a VCPC6 (alta corrosión) que fueron desde 0 hasta 1.92 mm.

Continuando con el análisis de propagación de grietas ahora con el promedio de incremento del ancho para las vigas de corrosión baja y alta se obtuvieron valores de 0.05 mm y 0.202 mm, lo que muestra que en el parámetro incremento de ancho si hubo diferencia entre las dos etapas de corrosión, teniéndose diferencias entre ellas de hasta 4 veces más. Esto hace pensar que el incremento de ancho de grieta podría ser un parámetro de medición indirecta al grado de corrosión del acero que produjo este incremento de grietas.

6.1.3 Mapeo de grietas

Una vez evaluado la propagación de las grietas tanto en su largo como en su ancho, se continuo con un análisis de la ubicación de las mismas mediante graficas detalladas donde se ubicaban éstas grietas y haciendo una síntesis de este fenómeno de propagación de cada una de las grietas levantadas.



En este mapeo se pueden observar la propagación tanto en longitud (figura 31 a 36) como en ancho (figura 37 a 42). En el caso de la propagación de la longitud se alcanza a ver un incremento en el número de grietas que modifican su longitud (salto en los valores de longitud de grieta en el tiempo, que corresponden a las gráficas insertadas en estas figuras) conforme la corrosión avanza. Se observa que las vigas con corrosión baja tuvieron estos cambios repentinos de longitud de grieta entre 4 y 7 eventos (6 eventos en promedio). Por su parte las vigas con corrosión alta presentaron entre 7 y 18 cambios repentinos de longitud de grieta o eventos (12 eventos en promedio). Esto nos da una idea de que existe una tendencia en cuanto a cambios repentinos de longitud en la propagación de las grietas, que es mayor cuando la corrosión va incrementándose en el tiempo.

En el caso de mapeo de la propagación del ancho de las grietas por corrosión se observa que para las vigas con corrosión baja los eventos de cambio de ancho conforme la corrosión va avanzando fueron muy leves comparados con las vigas con corrosión alta. Esto se observó con base a los resultados graficados en los insertos de las figuras 37 a 42, ya que las vigas VCPC1 a VCPC3 mostraron cambios de ancho en promedio de 11 eventos, en comparación con las vigas VCPC4 a VCPC6 que presentaron cambios de ancho promedio de 20 eventos. Otra diferencia importante que se observa en los mapeos de ancho de grieta vs tiempo es que las vigas de corrosión baja presentan únicamente un evento por grafica las que lo presentan, en cambio en las vigas de corrosión alta existen graficas que presentan más de 2 eventos de incremento de ancho de grieta. Esto hace pensar que si la corrosión es mayor los productos de corrosión se expanden con mayor facilidad, y esto hace que la propagación del ancho sea más notoria en el transcurso de dicha corrosión.

Al momento que se inicia la corrosión del acero los productos de corrosión se expanden en la interface acero-concreto, pero estos productos de corrosión se van acumulando y el concreto va comprimiendo estos productos hasta llegar a una presión de esta interacción tal que el concreto no resiste más las tensiones y éste se agrieta (o falla). Si el proceso de corrosión continua en esta zona donde la grieta se formó los productos de corrosión nuevos siguen empujando el concreto al grado que el volumen es tanto que de nuevo el concreto no opone resistencia a esa expansión y es cuando la grieta se hace más ancha liberándose así de nuevo la presión interna producida por los productos de corrosión.



Éste fenómeno de ensanchamiento de la grieta se va repitiendo hasta que dejen de ejercer presiones los productos de corrosión al concreto.

6.2 Propagación de la zona corroída del acero de pre-esfuerzo

Los resultados del análisis de la pérdida de masa de cada uno de los alambres de pre-esfuerzo dieron como resultado que se obtuvieran las dimensiones geométricas que se perdieron del acero de pre-esfuerzo por su corrosión. Este análisis se realizó utilizando los valores de pérdida de masa y área que mostraba óxido de cada uno de los alambres de pre-esfuerzo. Los cálculos realizados en la sección 5.3.2 dieron como resultado que las vigas con corrosión baja mostraron una pérdida de masa en promedio (12 alambres de pre-esfuerzo) del 10% y un área promedio (mismo número de alambres) que mostraba óxido de 628 cm². Para las vigas de corrosión alta la pérdida de masa y el área que mostraba óxido en promedio fue de 14% y 710 cm², respectivamente. Tomando en cuenta que el área total de los cuatro alambres de pre-esfuerzo dentro del concreto de estas vigas es de 1,256.7 cm² se tiene que el porcentaje de área que mostraba óxido para las vigas de baja y alta corrosión fue del 50% y 57%, respectivamente.

Es importante hacer notar que a pesar de que las vigas se intentaron corroer únicamente en el tercio central de las mismas donde se colocó la contaminación de NaCl, que corresponde a aproximadamente 415 cm² de área anódica o área por corroer de los cuatro alambres, se obtuvieron valores de zona anódica o zona corroída mayores: 628 cm² y 710 cm². Esto implica que se formaron áreas anódicas más grandes de lo que teóricamente se había planteado y posiblemente se debió a que al formarse las grietas por corrosión de esta zona por cloruros, la acidificación del concreto cercano a estas zonas corroyéndose hizo que se despacivara el acero de pre-esfuerzo aledaño, creándose así nuevas zonas anódicas que extendieron el área original por corroerse.

Esta modificación de la zona anódica genera que la corriente que se le aplica al alambre de pre-esfuerzo tenga que dividirse por un área mayor por lo que la pérdida de radio por corrosión pueda no incrementarse en la misma velocidad como se pensaba. Como la corriente anódica siguió siendo la misma durante todo el proceso de corrosión acelerada, al incrementarse el área obviamente el cambio de la pérdida de radio por corrosión fue



disminuyéndose conforme el área de la zona anódica fue incrementándose. Es por ello que aunque los valores de pérdida de masa fueron incrementándose entre las vigas de corrosión baja (VCPC1 a VCPC3, promedio 10%) y las vigas de corrosión alta (VCPC4 a VCPC6, promedio 14%), los valores de velocidad de corrosión calculados como pérdida de radio promedio por corrosión por unidad de tiempo, hayan cambiado de 0.75 mm/año a 0.69 mm/año. Aunque hubo un decremento en este valor de la velocidad de corrosión, experimentalmente son valores muy similares entre sí.

En la tabla 42 se presentan los valores promedio de pérdida de masa por parte de las barras de pre-esfuerzo. La pérdida de masa teórica de los especímenes VCPC1 a VCPC3 y VCPC4 a la VCPC6 fue igual a 0.016 kg/m y 0.027 kg/m, respectivamente, mientras que la pérdida de masa gravimétrica promedio resultó de 0.017 kg/m y 0.021kg/m, respectivamente. Con estos valores se calcula el porcentaje de eficiencia que resultó ser de 95% para las vigas de corrosión baja y 78% para las vigas de corrosión alta. La figura 49 muestra los valores promedio de pérdida de masa gravimétrica vs pérdida de masa faradaica. La línea diagonal corresponde a la proporción 1:1 que sería el 100% de eficiencia del sistema. Se puede observar que los valores de corrosión baja están más cercanos a esta línea que los valores de corrosión alta, y por ello la eficiencia disminuyó conforme la corrosión avanzó.

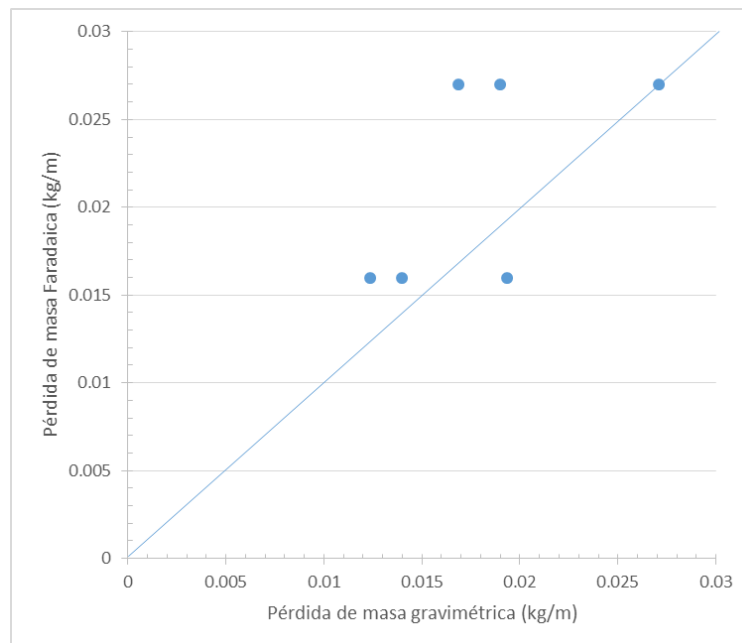


Figura 49. Relación de eficiencia entre Pérdida de masa teórica vs. Pérdida de masa gravimétrica.



Los factores que pudieron disminuir la eficiencia del sistema pudieron ser una acumulación de productos de corrosión en el acero que impidió que la corriente pudiera fluir más fácilmente. Otra posibilidad en esta pérdida de eficiencia pudiera ser que las grietas generadas en el concreto eviten el flujo iónico en el electrolito (concreto), y por lo tanto parte de la corriente se disipe en el transporte en la parte más tortuoso producto de estas grietas.

6.3 Pruebas de flexión

En la figura 44 se observa como las vigas que fueron sometidas a corrosión tuvieron una pérdida de carga- deformación menor que las vigas testigo, lo cual representa una pérdida en la rigidez en los elementos, ocasionada por la aparición de grietas debidas a corrosión en el acero de pre-esfuerzo. Otro aspecto a resaltar es que las vigas VCPC4 a VCPC6 estuvieron sometidas a corrosión en un tiempo de 121 días, casi el doble de tiempo que las vigas VCPC1 a VCPC3, por lo que presentan perdidas de carga mayores que estos últimos especímenes, concordando así con los resultados obtenidos por Torres et al (2004), donde se estudiaron vigas reforzadas, las cuales al corroerse presentaron también una disminución de su rigidez en comparación con vigas sin corrosión de las mismas características.

En la figura 45 se observa que los elementos sometidos a corrosión presentaron un decremento en la capacidad de carga, la disminución promedio para las vigas VCPC1 a la VCPC3 fue igual de 1065kgf, lo cual representa un 41% en la disminución promedio de la capacidad de carga del elemento, mientras que las vigas VCPC4 a la VCPC6 la disminución promedio fue de 1260 kgf, representando así un 48.30% en el comportamiento promedio de capacidad de carga, siendo factores para que esto ocurra, el agrietamiento formado por corrosión y el tiempo en el cual estuvieron en contacto con el galvanostato. Por lo cual entre las primeras vigas corroídas probadas y las segundas se tiene una diferencia de 7.4% aproximado en la pérdida de capacidad de carga.

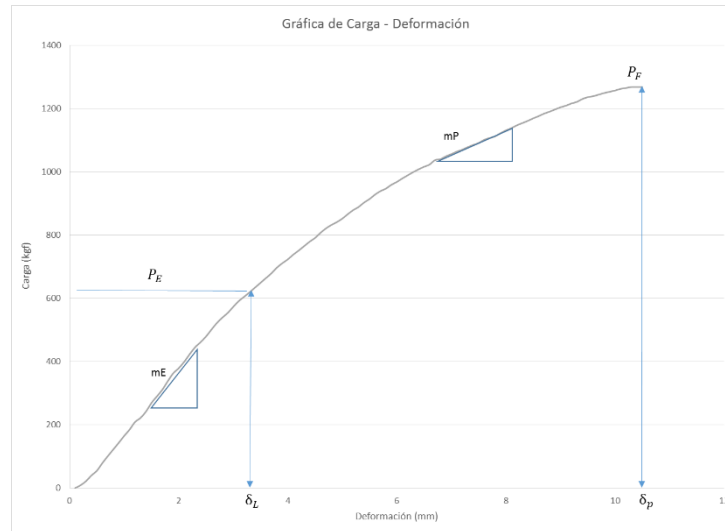


Figura 50. Criterio tomado para elaborar tabla 44.

	PE (kgf)	PT (kgf)	δ_L (mm)	δ_p (mm)	mP (kgf/mm)	mE (kgf/mm)
VCPC1	734	1271	3.4	8.1	215.88	114.26
VCPC2	999	1544	4.8	10.6	208.13	93.97
VCPC3	807	1268	4.6	10.4	175.43	79.48
VCPC4	766	986	5.8	8.9	132.06	70.97
VCPC5	863	1057	4.5	7.5	191.78	64.67
VCPC6	524	993	3.1	8.6	169.03	85.27
TES1	1165	1441	4.4	5	264.78	460
TES2	1449	1839	6.2	8.9	233.71	144.44
TES3	1251	1928	4.4	8.2	284.32	178.15

Tabla 44. Parámetros importantes de los diagramas Fuerza – Deformación de las vigas durante la prueba de flexión a tres puntos.

La Tabla 44 muestra un comparativo de los parámetros más importantes que se obtuvieron de los diagramas de Fuerza deformación de cada una de las pruebas de flexión obtenidas. En la Figura 50 se representan dichos parámetros que se refiere la Tabla 44.

Como puede observarse, los parámetros de la etapa elástica de los diagramas Fuerza-Deformación (P_E , m_E y δ_L) fueron mayores en las tres vigas testigo (TEST: P_E 1165 a 1449 Kgf; m_E 145 a 460 kgf/mm; δ_L 4.4 a 6.2 mm) en comparación con los valores de las vigas de baja corrosión (P_E 734 a 999 Kgf; m_E 79.5 a 114.3 kgf/mm; δ_L 3.4 a 4.8 mm) y alta corrosión (P_E 524 a 863 Kgf; m_E 64.5 a 85.3 kgf/mm; δ_L 3.1 a 5.8 mm).



Esto demuestra que las propiedades mecánicas de las vigas en la zona elástica son alteradas considerablemente por la corrosión de la zona de presfuerzo, y éstas disminuyen proporcionalmente según el grado de corrosión de este acero. Incluso se observa que la relación Fuerza – Deformación pierde la linealidad, por lo que las vigas corroídas se comportaron de una manera inelástica.

La zona plástica de los mismos diagramas Fuerza - Deformación también mostraron cambios significativos, como es el caso de la pendiente de la respuesta plástica, m_P , en donde los testigos mostraron valores entre 234 y 284 kgf/mm en comparación con los rangos de 175 a 215 kgf/mm y 132 a 191 kgf/mm para las vigas de baja y alta corrosión respectivamente. Es decir que las vigas con corrosión mostraron deformaciones mayores con mismas magnitudes de carga que las de los testigos. El mismo comportamiento se observó en lo respectivo a la carga de falla PF, en donde se observó una disminución de lo obtenido con las vigas testigo (entre 1441 y 1928 kgf) y las de baja corrosión (entre 1268 y 1544 kgf) y alta corrosión (986 y 1057 kgf).

6.4 Capacidad de carga Residual vs Pérdida de masa por corrosión

Para la obtención de la masa o radio perdido por corrosión se usó los valores obtenidos en la tabla 42 en donde se registró a través de la masa medida inicialmente y el valor obtenido una vez corroído el acero, con él se obtuvo la masa pérdida y posterior el porcentaje de masa perdida por metro lineal. La figura 50 está basada en el trabajo de Torres Acosta y Martínez Madrid (2003) en donde se plasma la relación entre la pérdida de radio producida por corrosión y la capacidad de carga remanente. En este trabajo en lugar de determinar la pérdida de radio que uso esta referencia, se consideró la pérdida gravimétrica de masa. Los valores en rojo son los representativos a los resultados obtenidos por Zalapa (2016) que corresponden a las vigas de corrosión baja (VCPC1 a VCPC3), y puede observarse que hay una similitud entre los elementos reforzados y los pre-esforzados en cuanto a la capacidad de carga y pérdida de acero por corrosión se refiere, ya que caen dentro del conjunto de datos de los elementos reforzados, lo que nos indica que no existe diferencia alguna, y que la fuerza de pre-compresión en los especímenes pre-esforzados no afecta el resultado final de capacidad de carga de las vigas estudiadas.

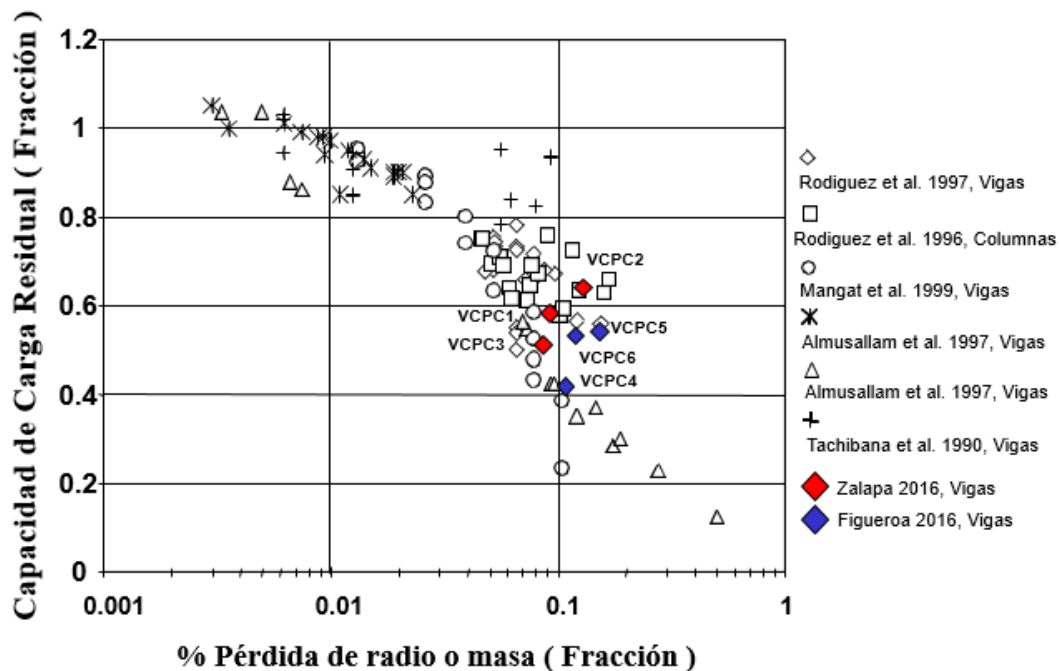


Figura 51. Capacidad de carga remanente vs pérdida de masa (Torres & Martínez, 2003)

Las vigas de esta investigación están representadas con rombos azules, y se observa que caen también dentro de la nube de datos al igual que los resultados de Zalapa (2016) marcados con rombos rojos. Sin embargo, aunque la masa perdida es muy similar entre lo obtenido por Zalapa (2016) y esta investigación, la capacidad de carga residual de esta investigación (rombos azules) fue menor que la obtenida por Zalapa (2016). Recordando que el área anódica para esta investigación fue mayor que el área anódica de Zalapa (2016), la disminución de masa no fue la única variable obtenida en los resultados de ambas investigaciones. Es por ello que no debe de tomarse únicamente en cuenta la pérdida de radio sino también el área anódica de estos experimentos.

6.5 Ancho máximo de grieta vs. Pérdida de masa por corrosión

A continuación se muestran los valores obtenidos al localizar el ancho máximo de grieta y la pérdida de masa los especímenes correspondientes a los rombos rojos (Zalapa, 2016) se



localizan dentro de los valores correspondientes a investigaciones realizadas anteriormente, con un desfase considerable en relación a los resultados obtenidos de especímenes de concreto reforzado. Los valores obtenidos en esta investigación (puntos color azul) también se localizan dentro de la nube de datos obtenida anteriormente por otros investigadores, sin embargo, el desfase es más notorio e incluso en relación por los puntos obtenidos por Zalapa (2016), esto nos indica que para la misma pérdida de masa resultado de la corrosión se obtuvieron anchos menores

En la figura 51 se observa la relación de la pérdida de masa contra el ancho máxima de grieta, en el grafico se compara lo obtenido en trabajos realizados por otros investigadores, los puntos rojos fueron valores obtenidos por Zalapa (2016) y en azul los resultados arrojados en esta investigación.

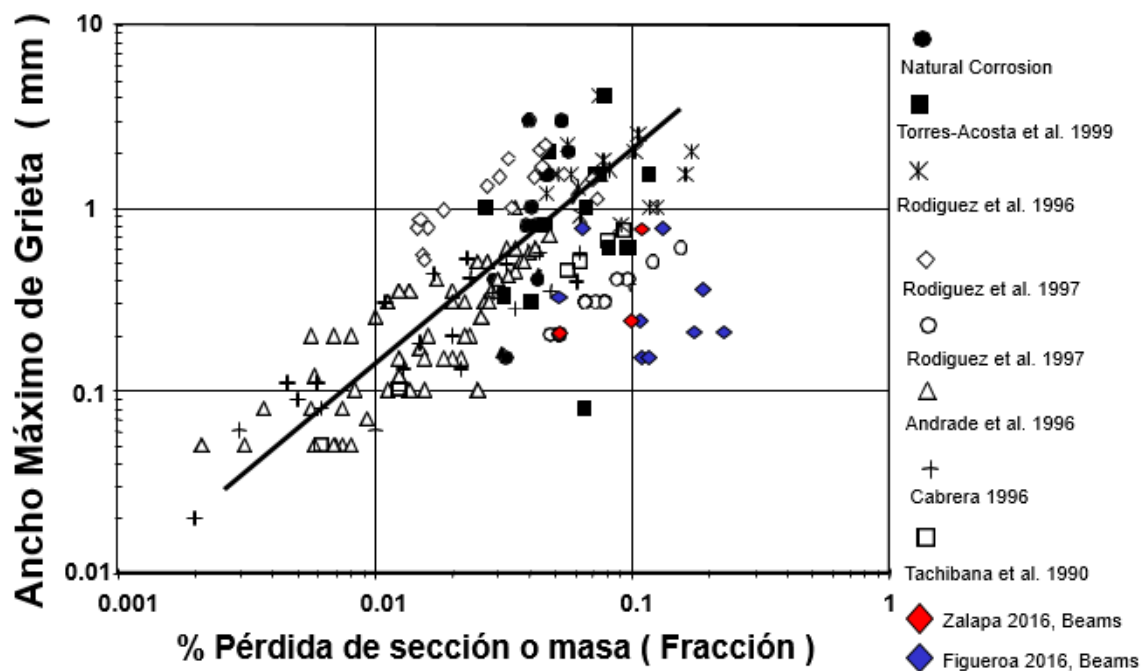


Figura 52. Relación Pérdida de masa vs. Ancho máximo de grieta (Torres y Martínez, 2003)

En la gráfica se observa como los puntos azules que corresponden a las vigas VCPC4 a la VCPC6 se localizan más al lado derecho lo que significa que tuvieron una mayor pérdida de masa esto debido a que estuvieron conectada al galvanostato el doble del tiempo, por lo que



la afectación por corrosión fue mayor, por consiguiente se presentan anchos máximos mayores a los obtenidos por Zalapa (2016), lo que significa que el acero al estar corroyéndose siguió expandiéndose generando mayores esfuerzos de tensión en el concreto. Sin embargo, como se observó en los gráficos individuales de incremento de ancho de grieta por cada viga, algunos agrietamientos se mantuvieron constantes, además los anchos máximos no fueron los mismos para todas las grietas esto hace referencia a que el acero de pre-esfuerzo no se corroyó de manera homogénea, presentando con ello el fenómeno de corrosión de forma localizada.

Cabe mencionarse que al comparar la relación de ancho máximo de grieta y pérdida de masa por corrosión entre elementos de concreto reforzado y pre-esforzados, se tiene que para los segundos se necesitan más productos de corrosión para presentar un ancho de grieta igual al que se obtendría en especímenes de concreto reforzado. Es por ello que para una pérdida de masa igual los elementos pre-esforzados muestran un ancho de grieta menor. Es de gran importancia este resultado debido a que al llevarse a cabo una inspección visual, se debe tener mayor cuidado en los elementos pre-esforzados, ya que el tener un ancho relativamente pequeño no significa que no se tenga un daño importante por corrosión.

6.6 Profundidad Máxima de picadura vs. X_{prom}

En la figura 52 se presenta la relación entre la profundidad máxima de picadura medida en las barras de acero pre-esforzado extraída de las vigas y la pérdida de radio promedio por corrosión. Los puntos azules graficados correspondientes a los resultados obtenidos en la investigación de Zalapa (2016) en este caso fueron graficado el promedio por espécimen y la profundidad máxima registrada por viga. En lo correspondiente a esta investigación se realizó tres barras por viga dejando una intacta para investigaciones futuras. Se observa que los puntos se localizan dentro de la nube de valores obtenida en investigaciones pasadas, se registró mayor profundidad de corrosión en las barras en comparación con la obtenida por Zalapa (2016) esto debido al tiempo que se mantuvo conectadas las vigas estudiadas en éste trabajo. Esto se basa en el trabajo de Torres Acosta y Martínez Madrid (2003). Cabe recalcar que el diámetro del pre-esfuerzo es 5 mm y se presentaron picaduras máximas promedio de 1.1mm, estas picaduras corroboran que el tipo de corrosión presentada fue de forma



localizada, esto se comprobó al realizar la prueba de tensión en el acero, donde la falla se dio donde se tenía los daños por picadura.

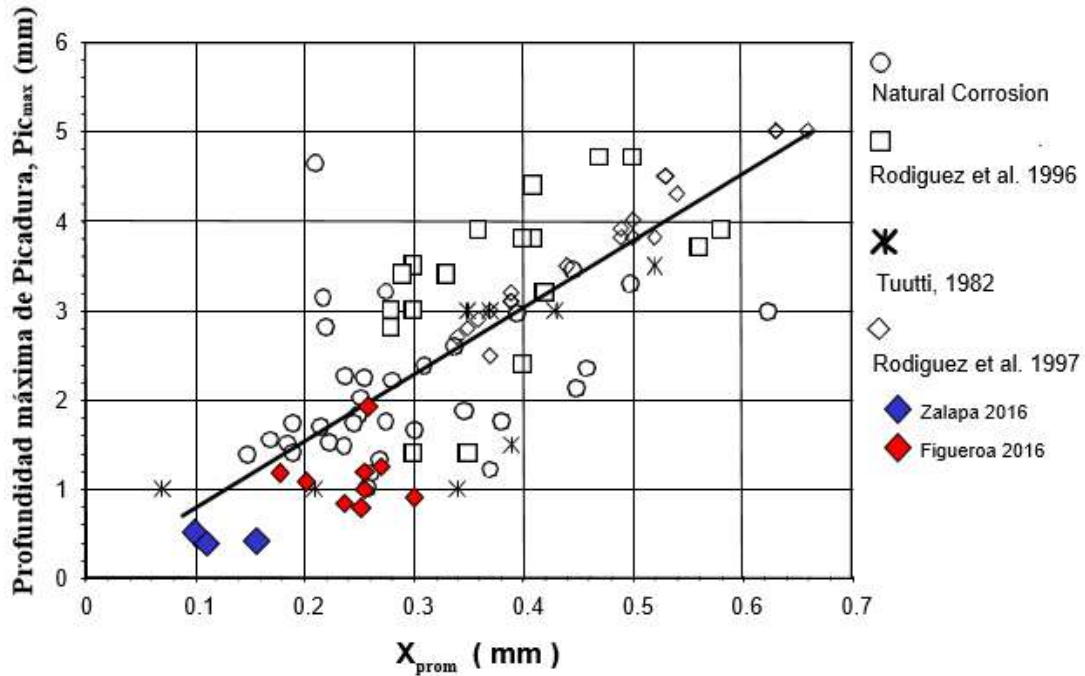


Figura 53. Relación entre Profundidad máxima de picadura vs. Pérdida de radio promedio por corrosión.



7. Conclusiones

Los agrietamientos aparecieron en la zona donde se encontraba el acero de pre-esfuerzo, en el tercio medio el cual fue contaminado a la hora de realizar el colado con NaCl se presentó un mayor número de aparición de grietas debido a que el cloruro concentró en la zona aún más la corrosión. Para esta investigación las vigas que permanecieron en contacto con la corriente presentaron también un mayor número de agrietamientos siendo así aproximadamente un 3.7 veces la aparición de grietas por corrosión.

Debido a la implementación del galvanostato fue que el proceso de corrosión se aceleró, manteniendo así una corriente galvánica directamente en los especímenes, afectando así el acero al incrementar su volumen y aumentando con ello la aparición de grietas por corrosión; debido a esto todo el elemento se vio afectado en el comportamiento de las vigas a flexión e individualmente en el resultado de la prueba de tensión. Durante los días que se mantuvo conectado los especímenes arrojaron una velocidad de corrosión de $59.33 \mu A/cm^2$ y 0.69 mm/año lo que representa una velocidad de corrosión relativamente alta.

La corrosión no afectó de forma uniforme al acero por lo que se pudo localizar las zonas de mayor injerencia de la corrosión sobre el acero, esto corresponde con lo encontrado en la literatura (Torres et al 2002) denominando así como “corrosión localizada”, acto por el cual al realizar la prueba de tensión de acero se presentó la falla en las zonas de picadura, en los especímenes correspondientes a esta investigación, durante la prueba de tensión se presentó la falla fuera de la zona marcada en las varillas, ruptura causada sobre un área afectada por la picadura.

Al realizar la prueba de flexión en las vigas y comparando los testigos (Vigas que no se sometieron a corrosión ni se adicionó NaCl) con los especímenes que se sometieron a la aplicación de la corriente galvánica se observó que disminuyó la relación carga-deformación, lo que nos indica una pérdida de la rigidez del elemento. La capacidad de carga se vio afectada al disminuir un 48.30% en comparación con la resistencia presentada por el testigo, y un 7.4% menos que la capacidad de carga presentadas por Zalapa (2016). Lo anterior debido al tiempo de conexión que fue más prolongado generando con ello afectaciones en los especímenes por aparición de grietas.



Debido a la aplicación de la corriente por medio del galvanostato el acero presentó una pérdida de masa en el rango de 11 al 18%, siendo así una pérdida mayor de masa en comparación con los mostrados por Zalapa (2016) donde el rango fue de 8-12%. Con ello se corrobora que aquellos elementos que presentaron una pérdida de masa mayor arrojaron una menor capacidad ante esfuerzos de tensión e incluso la falla en alguno de los elementos se presentó fuera del área de estudio, debido a las picaduras encontradas en ese sitio.

En cuanto a la relación entre la carga residual y el porcentaje de pérdida de masa de los elementos pre-esforzados coinciden con lo expuesto por Torres y Martínez (2003) resultados obtenidos en especímenes reforzados. La carga residual es menor que lo registrado por Zalapa (2016), sin embargo, los valores se mantienen en la nube de datos por lo que se corrobora lo concluido en dicha investigación “el pretensado de las varillas no afecta o mejora la capacidad de carga del elemento”.

Los anchos máximos de grieta y la pérdida de masa por corrosión se relacionaron con lo obtenido por Torres y Martínez (2003) en donde se encontró que para una misma pérdida de masa por corrosión se tienen anchos de grieta variados, en cuanto al acero de pre-esfuerzo se refiere se obtuvieron menores anchos de grieta en comparación con los registrados en elementos reforzados, lo cual nos indica que se debe tener mayor cuidado al realizar inspecciones visuales en agrietamientos de elementos pre-esforzados, ya que al observar un ancho de grieta relativamente pequeña no implica que el elemento no presente un daño significativo.

Al relacionar la profundidad máxima de picadura y la pérdida promedio de radio por corrosión se observó que para el pre-esforzado se tuvo menor profundidad por corrosión en contraste con lo mostrado por Torres y Martínez (2003), cabe mencionar que el diámetro de las barras fue de 5mm y en promedio la penetración de corrosión estuvo aproximadamente de 1.1 mm lo que representa un daño significativo, esto provocó que las fallas en la prueba de tensión se dieran en la zona más afectada por corrosión localizada; provocando incluso que en algunas barras la falla se presentara fuera del área de estudio que fue donde se encontraba más afectado el elemento.



Finalmente es importante mencionar que las varillas que en los especímenes trabajaron como cátodos no sufrieron ningún daño por corrosión e incluso en aquellas zonas contaminadas por NaCl, lo que comprueban que dentro de la celda electroquímica formada por las vigas dichas barras recibieron los electrones migrados de los ánodos, manteniendo así su estado original.



8 Bibliografía

- Aguirre, A. R. (2013). Durability of reinforced concrete exposed to aggressive conditions. *Materiales de construcción*, 63 (309), 7-38.
- Aïtcin, P. (2008). *Binders for Durable and Sustainable Concrete*. New York: Taylo & Francis.
- Aïtcin, P. C. (2008). *Binders for Durable and Sustainable Concrete*. Ney York, E.U.A.: Taylor & Francis.
- Alonso Guzmán, E., Martínez, L., Martínez Molina, W., & Villaseñor, L. (2002). Mechanical properties of concrete elaborated with igneous aggregates. *Cement and concrete research*. 317-321.
- Böhni, H. (2000). *Corrosion in reinforced concrete structures*. Inglaterra: Woodhead Publishing Limited.
- Cuevas, Ó. G., & Fernández, F. R. (2010). *Aspectos fundamentales del Concreto Reforzado*. Mexico, DF: LIMUSA.
- Denison, E., & Stewart, I. (2014). *CÓMO LEER PUENTES. Un apasionante recorrido a lo largo de la historia (J.M. Gómez Acosta, Trad)*. Madrid, España: Akal.
- DURAR, R. (1998). *Manual de inspección. Evaluación y Diagnóstico de corrosión en estructuras de Concreto Armado segunda ed*. Río de Janeiro: CYTED program.
- Eduardo, R. A., Mario, R., & Rafael, B. R. (2000). *Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Pre-esforzadas*. ANIPPAC, Instituto de Ingenieria UNAM.
- Gambhir, M. (2004). *Concrete Technology*. Ed. McGraw-Hill, tercera edición.
- Garcia, M. (1995). *Aportaciones al comportamiento resistente de estructuras de hormigón armado afectadas por la corrosion de sus armaduras*. . Madrid: Escuela Técnica Superior de Arquitectura, Universidad Politécnica de Madrid.
- García, R., López, J., Carrión, F., Pérez, M., Hernández, A., Quintana, J., . . . Montes, M. (2013). *Análisis de deterioro por fatiga en torones de pre-esfuerzo utilizados en*



- puentes*. Publicación Técnica, Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Queretaro.
- González Fernández, J., & Miranda Vidales, J. (2007). *Corrosión de las estructuras de hormigón armado*. Madrid, España: Consejo Superior de Investigaciones Científicas.
- Harmsen, T. (2005). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado (cuarta ed)*. Perú : Fondo Editorial de la pontifica Universidad Católica del Perú.
- Houston, J., Atimtay, E., & Ferguson, P. (1972). *Corrosion of reinforcing steel Embedded in Structural Concrete*. Reserach Report 112-1F, Center for Highway Research, , The University of Texas at Austin.
- Kosmatka S., K. B. (2004). *Diseño y Control de Mezclas de Concreto (1ed)*. Portland Cement Association.
- López, R. P. (2006). Durabilidad de la infraestructura de concreto reforzado expuesta a diferentes ambientes urbanos de México.
- Martínez I., M. C. (2006). Comportamiento mecánico de concreto fabricado con agregados reciclados. *INGENIERÍA investigacion y tecnología VII.3.*, 151-164.
- Martínez Molina, W., Medina Olvera, S., Rojas Guriérrez, E., Torres Acosta, A., Alonso Guzmán, E. M., & Lara Gómez, C. (2010). Avances en la síntesis y caracterización de recubrimientos geopoliméricos inorgánicos-orgánicos, utilizados como recubrimientos anticorrosivos en concreto reforzado de resistencia media. *Congreso Internacional NACE, Mexican sector 1-12*.
- Martínez Molina, W., Torres Acosta, A., Jáuregui, J., Chávez García, H., Alonso Guzmán, E., Graff, M., & Arteaga Arcos, J. (2014). *Predicting concrete Compressive Strength and Modulus of Rupture Using Different NDT Techniques*. *Advances in Materials Science and Engineering*.
- Moore, D., Klodt, D., & Hansen, J. (1970). *Protection of Steel in Prestressed Concrete Bridge*. NCHRP report 90.



- Mullins, G., R., S., A, G., K.S., S., N., P., A., M., & A.A, T. A. (2001). *Lateral Capacity of Corroded Pile Bent.* . Final Report to Florida Department of Transportation, COnttract Grant No BC353.
- Muñoz Noval, A. (NOVIEMBRE de 2009). TESIS DOCTORAL:COMPORTAMIENTO DE VIGAS HIPERESTÁTICAS DE HORMIGON ARMADO CORROÍDAS Y REPARADAS CON MORTERO,PERDIDA DE PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO DE REFUERZO Y FISURACION DEL RECUBRIMIENTO DE HORMIGON POR CORROSIÓN. MADRID, ESPAÑA .
- Neville Adam M., B. J. (2010). *Concrete Technology.* Pearson.
- Neville, A. M. (1999). *Tecnología del concreto. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.* Mexico, Distrito Federal.
- NMX-B-293-CANACERO-2012. (2012). Industria Siderúrgica-Alambre de acero, sin reco¿ubrimiento con revelado de esfuerzos para usarse en concreto presforzado-Especificación y mérodos de prueba. México DF: CANACERO.
- Pancorbo, F. (2013). *Corrosión, degradación y envejecimiento de los materiales empleados en la edificación.* México, D.F.: Alfaomega.
- Perenchio, W., & Fraczek, J. (1989). *Corrosion protection of Prestressing Systemsin Concrete Bridges.* NCHRP Report 313.
- Pérez Quiroz, J. T., Ramirez Reyes, J. L., Terán Guillén, J., & Lomelí González, G. (2011). *Evaluación Electroquímica de Cables Postensados con Aplicación.* Publicación Técnica No. 248, Instituto Mexicano del Transporte , Sanfandila, Queretaro.
- Poston, R. (1984). *Improving Durability of Bridge Decks by Transverse Prestressing.* The University of Texas at Austin.
- S.C, O. N. (2004). NMX-C-414-ONNCCE-2004 INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN-CEMENTOS HIDRÁULICOS-ESPECIFICACIONES Y METODOS DE PRUEBA. MEXICO.



- Song, G. &. (1998). Corrosion of steel in concrete: causes, detection and prediction state-of-review. *ARRB Transport Research Ltd* .
- Torres Acosta, A. (1999). *Cracking induced by localized corrosion of reinforcement in chloride contaminated concrete*. Tesis Doctoral, University of south Florida, Tampa, Florida.
- Torres Acosta, A., & Martínez Madrid, M. (2003). *Residual Life of Corroding Reinforced Concrete Structures in Marine Environment*. *Journal of Materials in Civil Engineering*.
- Torres Acosta, A., Fabela Gallegos, M., Vázquez Vega, D., Hernández Jiménez, J., Martínez Madrid, M., & Muñoz Noval, A. (2002). *Cambios en la rigidez y resistencia a la flexión de vigas de concreto dañadas por corrosión del refuerzo*. Instituto Mexicano del Transporte, Querétaro.
- Torres, A., del Valle, A., Martines, M., & Pérez, J. (2010). *Plan de evaluación de puentes federales, libres de peaje dañados por corrosion (2000-2005). Una cuantificación de resultados, prouyectos y colaboraciones*. Publicación tecnica 327, Instituto Mexicano del Transporte, Sanfandila, Queretaro.
- Villabona Ortiz, A., C., T. T., & Villabona Durán, Y. (2014). *Evaluation of corrosion in reinforced concrete cylindrical specimens*. ingenium.
- Villabona, O., Tejeda, T., & Villabona, D. (2013). *Determinación Electroquímica de la corrosion en hormigón armado en solucion salina*. Ingenium.
- Zalapa Damián, A. (2016). Tesis de maestría: Evaluación de capacidad portante de elementos estructurales presforzados dañados por corrosión: caso Vigas. morelia, Michoacán, México.



ANEXOS



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA



Viga VCPC4 - 9 días de conexión (233 días de edad).

medición	grieta 1		ancho de grieta	medición	grieta 2		ancho de grieta	medición	grieta 3		ancho de grieta	medición	grieta 4		ancho de grieta	medición	grieta 5		ancho de grieta	medición	grieta 6		ancho de grieta	
	x	y			x	y			x	y			x	y			x	y			x	y		x
27	67.5	5	0.08	27.3	68.25	10.5	0.08	30.3	75.75	4.5	0.08	43	107.5	5.2	0.08	47	117.5	5.6	0.308	44	110	6.8	0.08	
28	70	5.5	0.08	28	70	10	0.08	31	77.5	5	0.08	44	110	5.2	0.08	48	120	5.5	0.1	45	112.5	6.8	0.08	
29	72.5	6	0.08	29	72.5	9.7	0.08	31.5	78.75	5.2	0.08		0			48.8	122	5.8	0.08	45.7	114.25	6.8	0.08	
30	75	6	0.08	30	75	9.7	0.08	32	80	5.5	0.08		0			49	122.5	6.3	0.08		0			
	0			31	77.5	9	0.1	33	82.5	5.3	0.08		0			50	125	7	0.08		0			
	0			31.5	78.75	9	0.08	34	85	5.3	0.08		0			51	127.5	6.8	0.08		0			
	0				0			35	87.5	5.1	0.08		0				0				0			
	0				0			36	90	5.1	0.08		0				0				0			
	0				0			37	92.5	4.9	0.08		0				0				0			
	0				0			38	95	5.3	0.1		0				0				0			
	0				0			39	97.5	4.9	0.1		0				0				0			
	0				0			40	100	4.8	0.1		0				0				0			
	0				0			41	102.5	4.8	0.1		0				0				0			
	0				0			42	105	4.9	0.1		0				0				0			
	0				0			42.7	106.75	4.3	0.08		0				0				0			
	0				0				0				0				0				0			
	0				0				0				0				0				0			
	0				0				0				0				0				0			
	0				0				0				0				0				0			
	0				0				0				0				0				0			
	0				0				0				0				0				0			
	0				0				0				0				0				0			
	0				0				0				0				0				0			
	0				0				0				0				0				0			
	0				0				0				0				0				0			
	0				0				0				0				0				0			
	0				0				0				0				0				0			

Viga VCPC4 121 días de conexión (363 días de edad)

medición	grieta 1		ancho de grieta	medición	grieta 2		ancho de grieta	medición	grieta 3		ancho de grieta	medición	grieta 4		ancho de grieta	medición	grieta 5		ancho de grieta	medición	grieta 6		ancho de grieta	medición	grieta 7		ancho de grieta	medición	grieta 8		ancho de grieta
	x	y			x	y			x	y			x	y			x	y			x	y			x	y			x	y	
25.9	64.75	5.2	0.08	22.3	55.75	11.5	0.08	30.2	75.5	5.2	0.08	42.5	106.25	4.5	0.08	46.2	115.5	5.2	0.08	43.7	109.25	7.1	0.08	4.5	11.25	12	0.4	20	50	1.3	0.08
26	65	5.4	0.08	22.5	56.25	11.6	0.08	30.3	75.75	4.5	0.08	43	107.5	5.2	0.2	46.5	116.25	5.5	0.08	43.9	109.75	6.9	0.08	5	12.5	12	0.4	20.7	51.75	1.9	0.08
26.3	65.75	4.8	0.08	22.6	56.5	11.5	0.08	31	77.5	5	0.15	44	110	5.2	0.2	47	117.5	5.6	0.2	44	110	6.8	0.08	6	15	11.5	0.8	21	52.5	1	0.08
27	67.5	5	0.1	23	57.5	11	0.2	31.5	78.75	5.2	0.15	44.3	110.75	5.2	0.2	48	120	5.5	0.25	45	112.5	6.8	0.15	7	17.5	11	1	22	55	1.2	0.1
28	70	5.5	0.15	24	60	10.1	0.2	32	80	5.5	0.15	45	112.5	5	0.2	48.8	122	5.8	0.2	45.7	114.25	6.8	0.08	8	20	10.3	1	22.5	56.25	1	0.1
29	72.5	6	0.15	25	62.5	10.1	0.2	33	82.5	5.3	0.15	45.5	113.75	5.2	0.2	49	122.5	6.3	0.2		0			9	22.5	10.5	1	23	57.5	0.5	0.15
30	75	6	0.15	26	65	9.9	0.25	34	85	5.3	0.2	46	115	4.8	0.2	50	125	7	0.25		0			10	25	10.9	1	23.8	59.5	1.5	0.25
30.8	77	5.8	0.08	27	67.5	10.2	0.3	35	87.5	5.1	0.25	46.6	116.5	4.8	0.08	51	127.5	6.8	0.25		0			11	27.5	11.6	1	24	60	1.5	0.25
30.9	77.25	5.8	0.08	27.3	68.25	10.5	0.3	36	90	5.1	0.25	46.8	117	4.9	0.08	51.3	128.25	7.1	0.1		0			11.5	28.75	12	1	24.9	62.25	2.8	0.25
31	77.5	5.5	0.08	28	70	10	0.3	37	92.5	4.9	0.25		0			51.5	128.75	7.1	0.1		0			11.8	29.5	12	1.25	25	62.5	2.8	0.33
31.1	77.75	5.5	0.08	29	72.5	9.7	0.3	38	95	5.3	0.33		0			51.6	129	7.1	0.08		0			12	30	12	1.25	26	65	3	0.15
	0			30	75	9.7	0.3	39	97.5	4.9	0.33		0			0					0			12.2	30.5	12	1.25	27	67.5	3.1	0.6
	0			31	77.5	9	0.4	40	100	4.8	0.33		0			0					0				0			28	70	3.1	0.25
	0			31.5	78.75	9	0.4	41	102.5	4.8	0.33		0			0					0				0			28.1	70.25	3.1	0.08
	0			32	80	9	0.4	42	105	4.9	0.25		0			0					0				0			28.2	70.5	3.1	0.08
	0			33	82.5	9.1	0.4	42.7	106.75	4.3	0.25		0			0					0				0			28.5	71.25	2.6	0.08
	0			34	85	9.8	0.33	43	107.5	4.3	0.08		0			0					0				0			0			
	0			35	87.5	9.1	0.33		0				0			0					0				0			0			
	0			36	90	9.5	0.33		0				0			0					0				0			0			
	0			37	92.5	9.5	0.33		0				0			0					0				0			0			
	0			38	95	9	0.08		0				0			0					0				0			0			
	0			38.5	96.25	9	0.08		0				0			0					0				0			0			
	0				0				0				0			0					0				0			0			
	0				0				0				0			0					0				0			0			
	0				0				0				0			0					0				0			0			
	0				0				0				0			0					0				0			0			
	0				0				0				0			0					0				0			0			
	0				0				0				0			0					0				0			0			



EVALUACIÓN DE VIGAS DE CONCRETO PRE-ESFORZADAS (PRETENSADAS) DAÑADAS POR CORROSIÓN ACELERADA



Viga VCPC4 121 días de conexión (363 días de edad)

medición	grieta 20			medición	grieta 21			medición	grieta 17b			medición	grieta 22			medición	grieta 17c			medición	grieta 23			medición	grieta 24			medición	grieta 25		
	x	y	ancho de grieta		x	y	ancho de grieta		x	y	ancho de grieta		x	y	ancho de grieta		x	y	ancho de grieta		x	y	ancho de grieta		x	y	ancho de grieta		x	y	ancho de grieta
17.8	44.5	3	0.08	19	47.5	1.8	0.08	8	20	2	0.08	46.3	115.75	9.8	0.08	8	20	2.1	0.8	16.7	41.75	7	0.08	50.5	126.25	9.3	0.08	14.9	37.25	4.1	0.08
18	45	2.8	0.08	19.7	49.25	1.9	0.08	9	22.5	1.5	0.08	47	117.5	9.2	0.1	9	22.5	2.1	0.08	17	42.5	6.9	0.08	51	127.5	9	0.1	16	40	3.8	0.08
18.3	45.75	3	0.2	20	50	2	0.3	10	25	1	0.08	48	120	9.5	0.15	9.3	23.25	2.1	0.1	19	47.5	6.9	0.08	52	130	9.1	0.1	17	42.5	4	0.08
19	47.5	3	0.2	21	52.5	2	0.4	10.3	25.75	0.6	0.08	49	122.5	9.3	0.15	10	25	2.5	0.4	19	47.5	6.8	0.08	53	132.5	10	0.08	18	45	4	0.08
20	50	3	0.25	22	55	2	0.4					50	125	9.5	0.15	10.8	27	2.2	0.1					53.2	133	12	0.08	18.9	47.25	3	0.08
20.3	50.75	3	0.25	22.3	55.75	2	0.4					50.4	126	9.5	0.08																
20.5	51.25	3.5	0.08	23	57.5	2	0.3																								
	0			24	60	2.1	0.3																								
	0			24.7	61.75	2.1	0.1																								
	0			25	62.5	2.5	0.5																								
	0				0																										
	0				0																										
	0				0																										
	0				0																										
	0				0																										
	0				0																										
	0				0																										
	0				0																										
	0				0																										
	0				0																										
	0				0																										
	0				0																										
	0				0																										
	0				0																										
	0				0																										

Viga VCPC5 -9 días de conexión (233 días de edad)

medición	grieta 1			medición	grieta 2			medición	grieta 3			medición	grieta 4			medición	grieta 5		
	x	y	ancho de grieta		x	y	ancho de grieta		x	y	ancho de grieta		x	y	ancho de grieta		x	y	ancho de grieta
29.5	73.75	7.5	0.08	30.5	76.25	6.8	0.08	35	87.5	4.9	0.08	48.3	120.75	10	0.08	51.4	128.5	8.8	0.08
30	75	7.3	0.08	31	77.5	7	0.08	35.8	89.5	4.2	0.08	49	122.5	10.2	0.15	52	130	9	0.08
30.3	75.75	7.3	0.08	32	80	7.1	0.1					50	125	10	0.2	53	132.5	9.8	0.08
	0			33	82.5	6.2	0.08					51	127.5	9.8	0.2	53.3	133.25	9.5	0.08
	0			33.2	83	6.3	0.08					51.8	129.5	9.8	0.1				
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						
	0				0								0						

