



REVISTA INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA UAS



- **Caracterización Estructural Experimental de Tapas de Concreto Polimérico Sujetas a Flexión**
Experimental Structural Characterization of Polymeric Concrete Lids Subjected to Bending
Cortés Hernández Guadalupe del R. y Badillo Almaraz Hiram
- **Estructuras de Concreto Reforzado Afectadas por Mecanismos de Corrosión: Casos de Estudio**
Reinforced Concrete Structures Under Corrosion: Case Studies
Guzmán Marcelo, Palazzo Gustavo, Roldan Víctor y Calderón Francisco
- **Procedimiento de Evaluación Sísmica y Refuerzo Estructural Aplicados a un Edificio Escolar**
Seismic Assessment and Structural Retrofit Procedure Applied to a School Building
Palazzo Gustavo, Guzmán Marcelo, Roldan Víctor y Calderón Francisco

REVISTA INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA UAS

Órgano de difusión de la Facultad de Ingeniería, UAS

Dr. Juan Eulogio Guerra Liera
Rector

Dr. Jesús Madueña Molina
Secretario General

LAE Y MA. Manuel de Jesús Lara
Salazar
Secretario de Administración y Finanzas

Dr. Fernando García Páez
Presidente del Colegio de Ingeniería y
Tecnología

Dr. Mario Nieves Soto
Director General de Investigación y Posgrado

Dra. Ilda Elizabeth Moreno Rojas
Directora de Editorial UAS

EDITOR

Dr. Edén Bojórquez Mora, Coordinador del Posgrado en Ciencias de la Ingeniería, Facultad de Ingeniería Culiacán, Calzada de las Américas y Universitarios, s/n, Ciudad Universitaria, 80040 Culiacán Rosales, Sinaloa Culiacán Rosales, Sin., E-mail: eden@uas.edu.mx

Equipo Editorial

Lic. Karla Verónica López Ley, Coordinadora y Responsable de Maquetación.

Ing. Simón René Ávila López, Gestor del sitio web.

MTE. Alan Gabriel Lazcano Beltrán, diseño y fotografía.

Comité Editorial

Dr. Alfredo Reyes Salazar

Universidad Autónoma de Sinaloa,
México

Dr. Edén Bojórquez Mora

Universidad Autónoma de Sinaloa,
México

Dr. Eduardo René Fernández
González

Universidad Autónoma de Sinaloa,
México

Dr. Fernando García Páez

Universidad Autónoma de Sinaloa,
México

Dr. Jorge Luis Almaral Sánchez
Universidad Autónoma de Sinaloa,
México

Dr. Amador Terán Gilmore

Universidad Autónoma Metropoli-
tana, México

Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro

Universidad Nacional Autónoma de
México, México

Dr. Francisco L. Silva González

Universidad Nacional Autónoma de
México, México

Dr. Julián Carrillo

Universidad Militar de Nueva Gra-
nada, Colombia

Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

Universidad Nacional Autónoma de
México, México

Dr. Gustavo Palazzo

Universidad Tecnológica Nacional
de Argentina, Argentina

Dr. Antonio Formisano

University of Naples Federico II,
Napoli, Campania, Italia

Dr. Francisco López Almansa

Universidad Politécnica de Catalu-
ña, Barcelona, España

Dr. Ivano Iovinella

University of Naples Federico II,
Napoli, Campania, Italia

Dra. Yu Jiao

Tokyo Institute of Technology, Japón

Dr. Julián Londono

University of Exeter, Reino Unido

Notas del Presidente del Colegio de Ingeniería y Tecnología

Estimados lectores

Para la Universidad Autónoma de Sinaloa es muy satisfactorio presentar este número de la Revista Ingeniería y Tecnología UAS con el apoyo de la Dirección de Editorial y de investigadores de la Facultad de Ingeniería de la propia Institución. Esta propuesta está basada en las políticas institucionales del Plan de Consolidación global 2021 en lo relacionado al eje 6 denominado Extensión con Compromiso Social y en forma específica la acción 6.1 que hace referencia a otorgar apoyo a la difusión y extensión de la ciencia como parte fundamental del quehacer universitario.

Es una revista científica que difunde las investigaciones en el área de las ingenierías tanto de esta universidad como de otras instituciones de educación superior nacionales y del extranjero, pretende ser un instrumento de comunicación



abierta a toda la comunidad de investigadores interesados en esta área de la ciencia. El principal objetivo es contribuir a la difusión del trabajo científico y de calidad, para ello el consejo editorial de la misma cuenta con la colaboración de expertos reconocidos en la materia y cuidadosos de establecer criterios de calidad. Por ello, en cada ejemplar publicado se hará una revisión exhaustiva y anónima por parte de

investigadores con reconocida solvencia académica.

La revista tendrá una periodicidad semestral con acceso abierto y gratuito permitiendo la transferencia de conocimiento al mundo académico y a la sociedad en general, nace la revista con resultados de investigaciones llevadas a cabo por investigadores de la Facultad de Ingeniería.

Confiamos en que los contenidos de este número sean de su interés y que les resulten de utilidad para estudios y publicaciones futuras. Así mismo, los invito a participar en próximos números y a registrarse como usuarios de la misma, la convocatoria está abierta. Bienvenidos sean todos.

Muchas gracias.

Dr. Fernando García Páez
Presidente del Colegio de
Ingeniería y Tecnología.

Agradecimientos

Los miembros de la Revista RIT-UAS queremos agradecer a las personas e instituciones que han hecho posible esta nueva revista electrónica.

Debemos nuestra gratitud ante todo al **Dr. Juan Eulogio Guerra Liera**, Rector de la Universidad Autónoma de Sinaloa, a la **Dra. Ilda Elizabeth Moreno Rojas**, Directora de Editorial UAS y al **Dr. Mario Nieves Soto**, Director General de Investigación y Posgrado, por su apoyo al inicio del proceso de la preparación y creación de esta revista.

Agradecemos al **Centro de Computo Universitario** por el espacio que nos han brindado en sus servidores. Además, apreciamos las horas de trabajo y la ayuda técnica de la **Lic. Yamel Adriana Cárdenas Aragón** y la **Lic. Jazmin Jacobo Cota** en diseño y fotografía.

A todos ellos, ¡**gracias!** por hacer posible la publicación de la revista RIT-UAS.

Perfil del Editor

Dr. Eden Bojórquez Mora

Profesor Investigador de Tiempo Completo Titular C de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Sinaloa. Obtuvo el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil por la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Sinaloa con mención honorífica. Posteriormente cursó estudios de Maestría y Doctorado en Ingeniería en el Instituto de Ingeniería de la UNAM donde obtuvo el grado con mención honorífica. **PREMIO** a la mejor tesis Doctoral en el sexto Concurso Nacional de Tesis de Doctorado (2009) otorgado por la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. **PREMIO** por el artículo más sobresaliente de la Revista de Ingeniería Sísmica (Revista Científica de Excelencia por CONACYT) durante el periodo 2009-2010 como autor único, otorgado por el Presidente de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica Dr. Jorge Aguirre González. **PREMIO** por dirigir la mejor tesis de Posgrado a nivel Estado otorgado por INAPI 2013-2014 y las mejores tesis de Licenciatura a nivel nacional relacionadas a la Ingeniería Estructural por la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. Realizó una estancia Posdoctoral en el Departamento de Ingeniería Estructural de la Universidad de Nápoles Federico II en Italia. Profesor-Investigador repatriado por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Sinaloa (2008-2009). **Es miembro del Sistema Nacional de Investigadores**, y miembro honorífico del Sistema Sinaloense de Científicos y Tecnólogos, así como del **Cuerpo Académico Consolidado de Estructuras y Mecánica Básica**. Autor de más de 250 artículos en Revistas Científicas y Congresos Nacionales e Internacionales. Ha sido director de 60 tesis de Licenciatura, Maestría y Doctorado, actualmente dirige varias tesis de Maestría y de Doctorado incluyendo estudiantes de distintas



universidades, y ha supervisado a más de 20 estudiantes durante veranos de la investigación científica. Es revisor de las revistas Earthquakes and Structures, Earthquake Spectra, Bulletin of Earthquake Engineering, Engineering Structures, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Wind and Structures, Journal of Civil Engineering de Korean Society of Civil Engineering KSCE, Ingeniería, Investigación y Tecnología editada por la Facultad de Ingeniería de la UNAM e Ingeniería Civil Sostenible, DYNA Colombia entre otras, así como Revisor de artículos para el 15th World Conference on Earthquake Engineering y Moderador en eventos académicos. Miembro del Comité Científico del 16th World Conference on Earthquake Engineering, ha dado varias conferencias incluyendo magistrales en países como Emiratos Árabes Unidos (en Dubai). Es miembro del Registro CONACYT de Evaluadores Acreditados RCEA y de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. Ha participado en la evaluación de proyectos de investigación de ciencia básica del CONACYT, así como en la evaluación de proyectos de investigación del Programa de Fomento y Apoyo a Proyectos de Investigación PROFAPI de la Dirección General de Investigación y Posgrado de la Universidad Autónoma de Sinaloa. Es revisor de proyectos para asignar fondos a grupos de investigación por parte del **Ministerio Italiano de**

Educación. Coordinador de la apertura de la Maestría y Doctorado en Ciencias de la Ingeniería en la Facultad de Ingeniería Culiacán de la Universidad Autónoma de Sinaloa 2009. Participó en la elaboración de los Proyectos de Maestría y Doctorado en Ciencias de la Ingeniería para su incorporación al Programa Nacional de Posgrados de Calidad del CONACYT (ambos pertenecen al Padrón de excelencia del CONACYT). **Actualmente, es el Coordinador de la Maestría y Doctorado en Ciencias de la Ingeniería en la unidad Culiacán y es miembro del Comité Académico y Núcleo Académico Básico de dichos Programas.** Es el **Editor de la Revista de Ingeniería Sísmica** de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica la más prestigiosa en el mundo en su área escrita en español. En 2016 fue Galardonado con el Premio **Ingeniero Civil del Año** otorgado por el Colegio de Ingenieros Civiles del Estado de Sinaloa 2016-2017. Fungió como **VICEPRESIDENTE** de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica durante 2016 y 2017.

Entre sus aportaciones científicas destaca la *creación de una nueva medida de intensidad sísmica (Intensidad IB) representativa del potencial destructivo de un terremoto*, la cual está siendo reconocida por investigadores de las instituciones más prestigiadas a nivel mundial tales como las Universidades de Stanford en Estados Unidos, Imperial College de Londres, Bolonia, Pavía y Nápoles en Italia, Grenoble Francia, entre otras. Actualmente, el Dr. Bojórquez está trabajando en la generación de registros sísmicos, de viento, mapas de peligros naturales, fragilidad de estructuras, edificios con disipadores de energía, diseño sismo-resistente sustentable y otros temas encaminados al futuro desarrollo de un Reglamento de Construcción específico para los Municipios del Estado de Sinaloa.

Índice de Contenido

7 Caracterización Estructural Experimental de Tapas de Concreto Polimérico Sujetas a Flexión

Experimental Structural Characterization of Polymeric Concrete Lids Subjected to Bending

Cortés Hernández Guadalupe del R. y Badillo Almaraz Hiram

17 Estructuras de Concreto Reforzado Afectadas por Mecanismos de Corrosión: Casos de Estudio

Reinforced Concrete Structures Under Corrosion: Case Studies

Guzmán Marcelo, Palazzo Gustavo, Roldan Víctor y Calderón Francisco

33 Procedimiento de Evaluación Sísmica y Refuerzo Estructural Aplicados a un Edificio Escolar

Seismic Assessment and Structural Retrofit Procedure Applied to a School Building

Palazzo Gustavo, Roldan Víctor, Guzmán Marcelo y Calderón Francisco

Caracterización Estructural Experimental de Tapas de Concreto Polimérico Sujetas a Flexión

Experimental Structural Characterization of Polymeric Concrete Lids Subjected to Bending

Cortés Hernández Guadalupe del R.¹ y Badillo Almaraz Hiram^{2*}

RESUMEN

En este estudio se analizan las propiedades y el desempeño del concreto polimérico llevando a cabo una evaluación experimental de las propiedades del material en estado endurecido. Los especímenes que se analizan corresponden a tapas de concreto polimérico similares a las que se utilizan en alcantarillas y ductos de cableado con el fin de evaluar las propiedades mecánicas en flexión. Los especímenes se ensayaron en un dispositivo hasta llevarlos a la falla para de obtener la respuesta lineal y no lineal de dichos elementos. De los principales resultados obtenidos del análisis experimental, se encontró que los especímenes cumplen con la resistencia especificada por el fabricante. Se observó una pérdida considerable de rigidez ante cargas cíclicas. Así mismo, se encontró que los especímenes fallan por cortante. Finalmente, se recomienda revisar los valores de falla por flexión dado que de acuerdo con los ensayos realizados en este estudio dichos valores se sobre estiman en la literatura encontrada.

Recibido: septiembre 2018
Aceptado: enero 2019
Publicado: febrero 2019

Palabras Clave:

Flexión, Tapas de Concreto,
Concreto polimérico

Keywords:

Bending, Concrete Lids, Poly-
meric Concrete

ABSTRACT

This study analyzed the properties and performance of polymeric concrete through an experimental testing of the properties of the hardened material. The analyzed specimens correspond to polymeric concrete lids such as those used in culverts and wiring ducts in order to evaluate the mechanical properties when subjected to flexural bending. The specimens were tested until failure was reached in order to obtain the linear and non-linear response of each element. Among the main results obtained from the experimental analysis, it was found that the specimens satisfy with the strength specified by the manufacturer. A considerable loss of stiffness was observed when the specimens were subjected under cyclic loads. Likewise, it was found that the specimens fail by shear. Finally, it is recommended to review the values of failure due to bending since they are overestimated according to the results obtained in this study.

1. INTRODUCCIÓN

La utilización de elementos de concreto polimérico se ha incrementado en sustitución de elementos metálicos (acero, cobre, aluminio, latón, etc.) en obras públicas y privadas en los últimos años, especialmente en aquellas que se encuentran expuestas en la vía pública. Lo anterior se debe a varias razones, entre las que se pueden destacar las siguientes: alta resistencia mecánica, bajo peso, bajo costo de mantenimiento, largo ciclo de vida, y a que no son tan susceptibles al robo o al vandalismo como los elementos de metal usualmente utilizados,

*Autor para correspondencia.
Badillo Almaraz Hiram: hbadillo.civil@uaz.edu.mx

¹ Ingeniero Civil, Programa de Ingeniería Civil, Unidad Académica de Ingeniería I, Universidad Autónoma de Zacatecas, Av. Ramón López Velarde No. 801, 98060, Zacatecas, Zac., México, Teléfono: (492) 9239407 ext. 1501, 1601

² Docente Investigador, Programa de Ingeniería Civil, Unidad Académica de Ingeniería I, Universidad Autónoma de Zacatecas, Av. Ramón López Velarde No. 801, 98060, Zacatecas, Zac., México, Teléfono: (492) 9239407 ext. 1501, 1601

entre otros. A pesar de las aparentes ventajas que este tipo de elementos ofrecen, se han encontrado pocos estudios que determinen la capacidad estructural de los elementos antes mencionados. En este estudio se analizan las propiedades y el desempeño de elementos de concreto polimérico llevando a cabo una evaluación experimental de las propiedades de especímenes comerciales. Los especímenes que se analizan corresponden a tapas de concreto polimérico similares a las que se utilizan en alcantarillas y ductos de cableado con el fin de evaluar las propiedades mecánicas en flexión para compararlas con las especificaciones dadas por los fabricantes de los especímenes.

2. CARACTERÍSTICAS DE LOS CONCRETO POLIMÉRICOS

Composición y Propiedades

El concreto polimérico es una mezcla de resinas poliméricas (poliéster, acrílicas, epóxicas, furánicas), cargas minerales (arenas, cuarzos, carbonatos, sílicas), fibra de vidrio y aditivos (pigmentos humectantes). La mezcla permite un rápido curado y una alta resistencia mecánica y presenta una mínima absorción de agua. Dentro de las ventajas que los concretos poliméricos ofrecen es que éstos presentan una alta resistencia mecánica, alta resistencia al rayado, alta resistencia química, alta resistencia a los rayos UV; además, el material es totalmente impermeable. Debido a sus

Tabla 1. Comparación de los valores teóricos de las propiedades mecánicas del concreto convencional y los concreto poliméricos

| Características | Concreto Convencional | Concreto Polimérico |
|---------------------------------------|-----------------------|---------------------|
| Peso Volumétrico (kg/m ³) | 2200 - 2400 | 1500 - 2400 |
| Resistencia. Compresión (MPa) | 10 - 45 | 50 - 150 |
| Resistencia Tensión (MPa) | 1.0 - 4.5 | 5 - 25 |
| Resistencia Flexión (MPa) | 5 - 40 | 15 - 55 |
| Módulo elástico (GPa) | 14 - 29.5 | 10 - 45 |
| Resistencia al Corte (kg/cm) | 8.4 - 9.1 | 45.6 - 49.2 |

características químicas, los concretos poliméricos ofrecen la posibilidad de extender la vida útil de las construcciones, protegiéndolas de la corrosión, la abrasión y los disolventes y que éstas poseen una gran resistencia a la humedad por su baja absorción (menor al 1%). Por otro lado, estos presentan una alta resistencia al impacto, así como una gran estabilidad en condiciones de congelación.

Los concretos poliméricos presentan una resistencia y una rigidez mayores que los obtenidos en concretos convencionales, debido a una distribución homogénea entre el concreto y las fibras que lo componen, lo que da lugar a módulos de elasticidad más altos que en concretos convencionales. En la Tabla 1 se presenta una comparación de los valores teóricos de las propiedades mecánicas del concreto convencional (resistencia a la compresión de 10 y 45 MPa) y los concreto poliméricos (resistencia a la compresión de 50 y 150 MPa).

Una de las características que más sobresalen es que el concreto polimérico tiene un bajo costo de mantenimiento y largo ciclo de vida. Los elementos de concreto polimérico son más ligeros y hasta cinco veces más resistentes que elementos de igual tamaño hechas de metal. En el caso específico de las tapas de concreto polimérico que aquí se analizan tienen una ventaja cuando son colocadas en la vía pública, ya que, a diferencia de las tapas o cubiertas metálicas éstas no

son reciclables, por lo que no son tan susceptibles al robo.

3.METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

Descripción del Espécimen

Las tapas que se utilizaron en este análisis experimental de acuerdo con la información proporcionada por el fabricante corresponden a un concreto polimérico de alta resistencia. Están fabricadas a base de un material plástico compuesto por resina poliéster y agregados minerales en distintos tipos de granulometrías y corresponden a especímenes comerciales utilizados como tapas de registros de telefonía. El material del que están compuestos los especímenes forma una matriz tridimensional que al ser catalizada da como resultado un compuesto sólido el cual es impermeable, resistente a los ataques químicos, aislante térmico y eléctrico. Además, las tapas de concreto polimérico poseen una película fina de fibra de vidrio en la parte inferior de 1 mm de espesor. La finalidad de la fibra de vidrio es el aportar capacidad estructural con muy poco aumento del peso de la estructura.

Las dimensiones de los especímenes son 50x60x5.5 cm y tienen un peso aproximado es de 35.5 kg. En las Figuras 1 y 2 se presenta una representación gráfica de las tapas analizadas y las dimensiones de estas respectivamente.



Figura 1. Tapa de concreto polimérico tipo

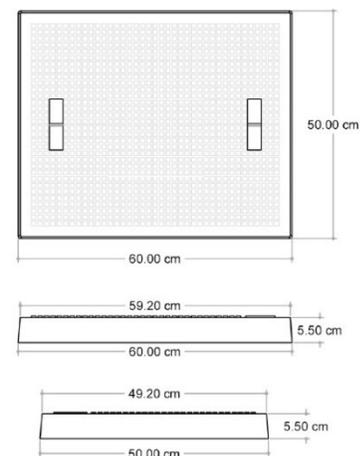


Figura 2. Dimensiones del espécimen ensayado

De acuerdo con información proporcionada por el fabricante, los elementos están diseñados para alcanzar una resistencia última a la flexión de 9.5 Toneladas.

Descripción de la Configuración Experimental

Para la evaluación experimental que se presenta se tomaron en cuenta los lineamientos sobre la determinación de la resistencia a flexión del concreto usando una viga simple con carga en los tercios del claro (flexión en cuatro puntos) conforme a la norma Mexicana NMX-C-191-ONNCCE-2004. Una representación de

las condiciones de contorno a la que fueron sometidos los especímenes se muestra el diagrama de la Figura 3.

La aplicación de la carga se realizó mediante la máquina hidráulica universal con carga aplicada en dos puntos a una velocidad constante de 58 kg/s. El registro de esta se llevó a cabo mediante un microprocesador para la medición de carga de compresión en marcos (CONTROLS-DIGIMAX PLUS). Se colocó un dispositivo para medir la deflexión a la mitad de la placa. Dicho dispositivo consistía en una barra la cual hacía de brazo extensor y de un extensómetro digital conectado a un microprocesador para adquisición de

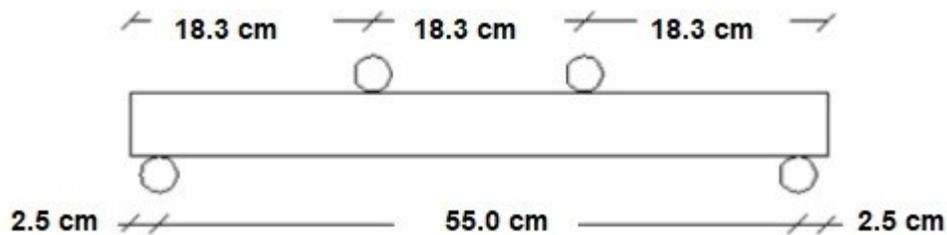


Figura 3. Condiciones de contorno del ensayo experimental



Figura 4. Tapa colocada sobre dispositivo en flexión



Figura 5. Dispositivo para medir la deflexión al centro del espécimen

datos (CONTROLS-DATALOG). La carga y la deformación se midieron de manera sincronizada. La configuración de los ensayos experimentales se muestra en las Figuras 4 y 5.

Ensayo Experimental de los Especímenes

Como parte de la caracterización estructural experimental de tapas de concreto polimérico sujetas a flexión se ensayaron dos especímenes CPFV-1 y CPFV-2 de acuerdo a las especificaciones mencionadas en los párrafos anteriores.

El primer espécimen ensayado, CPFV-1, se sometió a dos ciclos de carga con la finalidad de observar el comportamiento carga-descarga. En el primer ciclo de carga se sometió al espécimen hasta alcanzar un 60% de la carga de diseño especificada por el fabricante. Posteriormente, se retiró completamente la carga y se le sometió nuevamente a un ciclo hasta llevar a la ruptura. En el caso del segundo espécimen, CPFV-2, éste se ensayó únicamente con una carga monotónica hasta llevarlo a su carga máxima de ruptura.

4. RESULTADOS

En este apartado se presentan los resultados obtenidos experimentalmente en términos de carga máxima

resistida por los especímenes y curvas de capacidad estructural.

Especímen CPFV-1

En el primer ciclo de carga aplicado a este espécimen se llegó hasta una carga de 52.97 kN (5.4 Ton) aproximadamente para después descargarlo por completo. En el segundo ciclo de carga se obtuvo una carga máxima de ruptura de 103.7 kN (10.57 Ton). En la Figura 6 se presentan las curvas de capacidad del espécimen CPFV-1 para los dos ciclos de carga.

Durante la realización de la prueba se observó que una vez que se retiró la carga sobre el espécimen, éste recuperó su forma inicial casi por completo, ya que se había flexionado de manera curva debido a la aplicación de esta. Visualmente no se detectaron grietas ni daño externo.

De la curva de capacidad obtenida del primer ciclo aplicado se calculó un módulo de elasticidad promedio de 31.9 GPa. De la curva de capacidad obtenida del segundo ciclo aplicado al espécimen se observa una reducción en la resistencia de fluencia del espécimen (de 31.6 kN a 15.7 kN, aproximadamente) y se obtuvo un módulo de elasticidad promedio de 22.6 GPa. Así mismo, se observa una pérdida considerable de la rigidez, por lo que se infiere un comportamiento deficiente

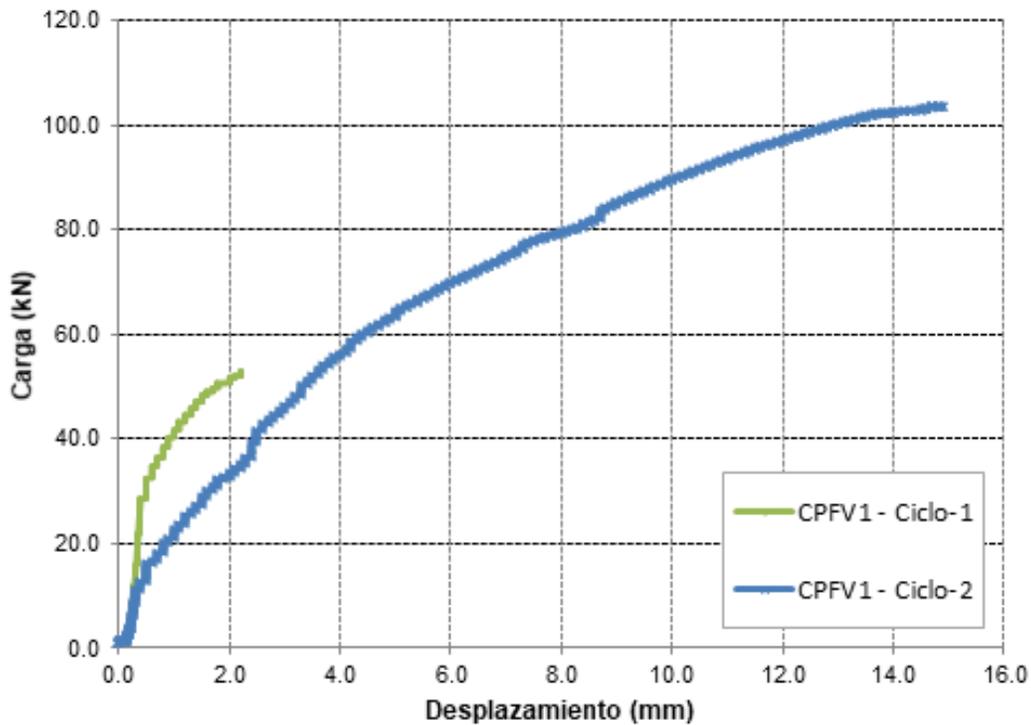


Figura 6. Curva de capacidad espécimen CPFV-1

del material ante cargas cíclicas. De la misma curva se puede observar que el comportamiento que presenta el material es elástico para bajos niveles de carga con una deformación inelástica pronunciada hasta alcanzar su carga máxima de ruptura. La energía de deformación obtenida para el segundo ciclo de carga del este espécimen es de 1058 J (1058 N-m).

En las Figuras 7 y 8 se presenta el daño del espécimen una vez terminada la prueba. En las imágenes se observa visualmente que el espécimen falla en uno de los lados exactamente en uno de los tercios extremos del claro. También se aprecia que desprendimiento parcial de la capa de fibra de vidrio en el lado inferior del espécimen. Además, se observaron agrietamientos menores en la parte central del espécimen.

Especimen CPFV-2

Este fue ensayado en un solo ciclo de carga hasta llevar la placa a la ruptura. En la Figura 9 se presenta la curva carga-desplazamiento obtenida del ensayo ex-

perimental en el cual se obtuvo una carga máxima de ruptura de 111.83 kN (11.4 Ton).

De la curva de capacidad obtenida del segundo espécimen se observa que la resistencia de fluencia alcanzada es de 40 kN aproximadamente. El módulo de elasticidad promedio del espécimen se calculó en 49.2 GPa. La energía de deformación obtenida en este espécimen es de 1038 J (1038 N-m). De la misma curva se puede observar que el comportamiento que presenta el material es elástico para niveles medios de carga con una rigidez por endurecimiento bastante marcada después de alcanzar la carga de fluencia hasta alcanzar su carga de ruptura.

En las Figuras 10 y 11 se observa el daño que presenta el espécimen una vez terminada la prueba. En las imágenes se observa visualmente que CPFV-2 falla, al igual que CPFV-1, en uno de los lados; exactamente en uno de los tercios externos del claro. También se aprecia que desprendimiento parcial de la capa de fibra de vidrio en el lado inferior del espécimen.



Figura 7. Plano de falla espécimen CPFV-1



Figura 8. Desprendimiento de capa de fibra de vidrio espécimen CPFV-1

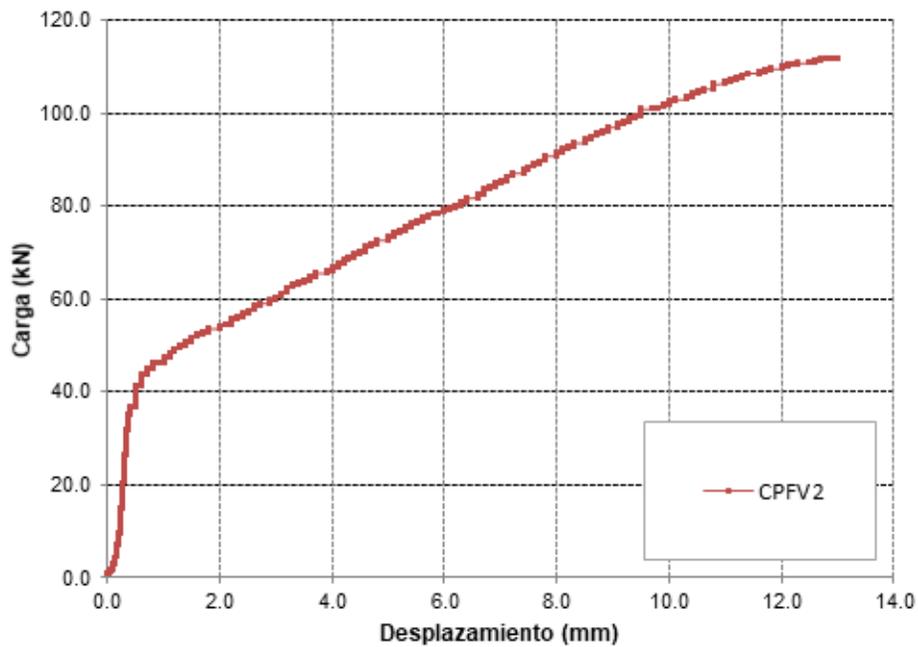


Figura 9. Curva de capacidad espécimen CPFV-2

5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En la Figura 12 se presentan las curvas carga-desplazamiento obtenidas del ensayo experimental de los dos especímenes, y se observa que ambos presentan un comportamiento similar en las etapas iniciales de carga en el rango elástico y rango inelástico (curvas CPFV1 – Ciclo-1 y CPFV2). Así mismo, se aprecia que la rigidez post-fluencia de los especímenes es bas-

tante parecida, por lo que se concluye que el endurecimiento por deformación se mantiene constante a pesar de la degradación de rigidez inicial en el segundo ciclo de carga del espécimen CPFV1.

6. CONCLUSIONES

En el presente estudio se analizaron experimentalmente dos especímenes de concreto polimérico co-



Figura 10. Plano de falla espécimen CPFV-2



Figura 11. Desprendimiento de capa de fibra de vidrio espécimen CPFV-2

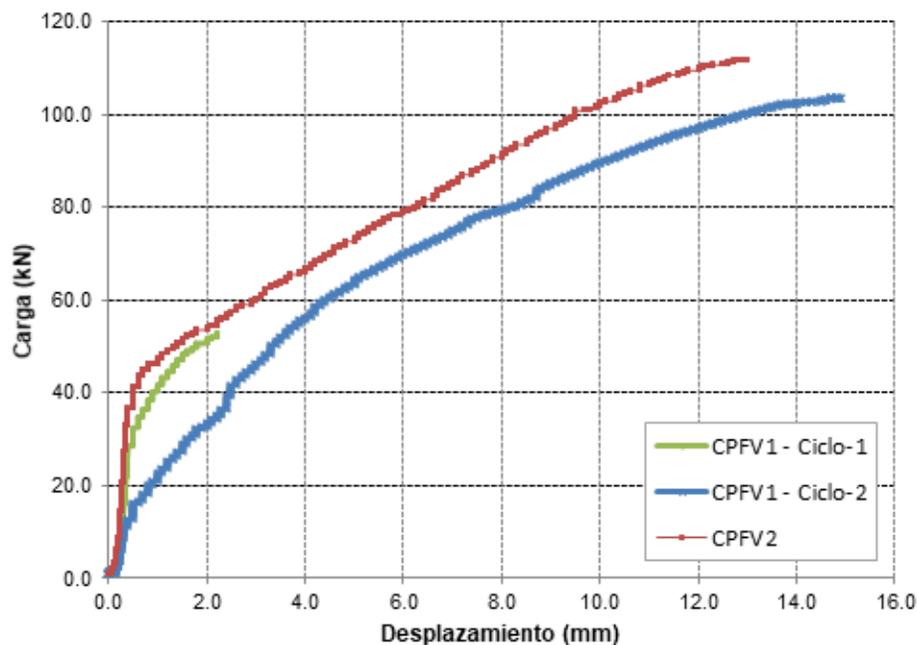


Figura 12. Curva de capacidad espécimen CPFV-2

merciales como los utilizados como tapas de registros de telefonía en la vía pública. La evaluación experimental consistió en la determinación de la resistencia a flexión con carga en los tercios del claro y soporte en los extremos del elemento (flexión en cuatro puntos).

El primer espécimen ensayado, CPFV-1, se sometió a dos ciclos de carga con la finalidad de observar el comportamiento carga-descarga. En el primer ciclo de carga se sometió a CPFV-1 hasta alcanzar un 60% de la carga de diseño especificada por el fabricante, mientras que en el segundo se llevó el espécimen hasta la falla.

El segundo caso, CPFV2, se sometió a carga monofónica hasta llevarlo a la falla en un solo ciclo de carga.

De acuerdo con los resultados obtenidos se puede decir que el comportamiento de las tapas de concreto polimérico es aceptable en términos de resistencia, ya que ambos especímenes cumplen con la resistencia especificada por el fabricante de 9.5 Ton.

De las curvas de capacidad resultantes en los dos ciclos de carga aplicados a CPFV1 se obtuvo una resistencia fluencia de 31.6 kN y 15.7 kN, en el primer y segundo ciclo de carga respectivamente, por lo que se aprecia una reducción considerable en dicha resistencia. Se observa también una reducción en los módulos de elasticidad correspondientes de 31.9 GPa a de 22.6 GPa. Así mismo, se observa una pérdida considerable la rigidez de elástica, por lo que se infiere un comportamiento deficiente del material ante cargas cíclicas, aunque por la limitación del número de pruebas realizadas se recomienda hacer un estudio amplio al respecto.

De la curva de capacidad obtenida en el segundo ciclo se puede observar que el comportamiento que presenta el material es elástico para bajos niveles de carga con una deformación inelástica pronunciada hasta alcanzar su carga máxima de ruptura. La energía de deformación obtenida del espécimen es de 1058 J (1058 N-m). De la curva de capacidad obtenida del segundo espécimen se observa que la resistencia de fluencia alcanzada es de 40 kN aproximadamente. El módulo de elasticidad promedio se calculó en 49.2 GPa. La energía de deformación obtenida en este espécimen es de 1038 J (1038 N-m). De la misma curva se puede observar que el comportamiento que presenta el material es elástico para niveles medios de carga, con una rigidez por endurecimiento bastante marcada después de alcanzar la fluencia hasta alcanzar su carga de ruptura. Los módulos de elasticidad obtenidos corresponden adecuadamente a los encontrados en la literatura.

Finalmente, de acuerdo con las imágenes que se presentan se aprecia desprendimiento parcial de la capa de fibra de vidrio en el lado inferior del espécimen. También se observa visualmente que el espécimen falla en uno de los tercios extremos del claro con una falla por cortante. Por lo anterior se concluye que este tipo de elementos no falla en flexión sino en cortante debido al refuerzo proporcionado por la fibra de carbono en el lecho inferior. Se recomienda revisar los valores encontrados en la literatura de falla por flexión ya que en los experimentos realizados en este estudio dichos valores se sobre estiman.

REFERENCIAS

Abdel A. (1996), "Ciencia del concreto polimérico", vol. 36, núm. 24, pp. 2973-2977.

Abdel A. (1999), "Flexural behaviour of polymer concrete", pp. 253-262.

Czarnecki L. (1999), "Optimization of polymer concrete composites: final report", NIST Interagency/Internal Report (NISTIR), 64 pp.

Basta A.H. (1998), "Preparation, characterization and properties of paper sheets made from chemically modified wood pulp treated with metal salts", International Journal of Polymeric Materials and Polymeric Biomaterials, vol. 42, pp.

Blackley D.C., (1997) "Polymer Latices. Science and technology Volume 2: Types of lattices", Springer Netherlands, 2a Ed., 592 pp.

Bobadilla S.E., Martínez B.G., Brostow, W. y Dastashvili T. (2009), "Effects of polyester fibers and gamma irradiation on mechanical properties of polymer concrete containing CaCO₃ and silica sand", Express Polymer Letters, vol. 3, núm. 10, pp. 615-620.

Brescia F., Arents J., Meislch H. y Turk A. (1976), "Fundamentos de química. Una moderna introducción", Editorial: C.E.C.S.A., México, 684 pp.

Edvardsen C. (1999), "Water permeability and autogenous healing of cracks in concrete", Materials Journal, vol. 96, núm. 4, pp. 448-454.

Gálligo J. (1990), "Hormigón de alta resistencia estado actual de conocimientos", Centro de estudios y experimentación.

Hollaway L. (1994), "Handbook of polymer composites for engineers", L.C. Hollaway Eds., 1st Edition, 352 pp.

Helmut W. y Sieghart K. (1974), "Hormigones ligeros armados", Editorial Gustavo Gili, pp. 122-124

Martinez R.S., Zamarad A., Thompson G.E. y Moore B. (2002), "Organic and inorganic concrete

under SO₂ pollutant exposure", Building and Environment, vol. 37, núm. 10, pp. 933-937.

Padilla Ramirez, A., Galindo Castro, G., Morelos, L.M., Contreras G. (2010) "Materiales compuestos en la construcción", Segundo congreso internacional de poliformas plásticas, Acapulco, Gro.

Estructuras de Concreto Reforzado Afectadas por Mecanismos de Corrosión: Casos de Estudio

Reinforced Concrete Structures Under Corrosion: Case Studies

Guzmán Marcelo^{1,2}, Palazzo Gustavo^{1,2*}, Roldan Víctor^{1,3}, Calderón Francisco³

RESUMEN

La corrosión de la armadura de refuerzo en el concreto consiste en la oxidación destructiva del acero, y la misma ocurre como resultado de la formación de una celda electroquímica en la cual el concreto húmedo es el electrolito donde se genera una corriente eléctrica. Aunque en la mayoría de los ambientes el concreto reforzado es un material muy durable, en aquellos contaminados con cloruros, o cuando las edades exceden 50 años, se puede producir la corrosión de las armaduras, y con ello, la degradación del concreto. Este mecanismo de deterioro es uno de los mayores problemas que afectan a las estructuras de concreto reforzado, lo cual implica elevados costos para la reparación de las mismas. Por ello, el diagnóstico preliminar de esta patología resulta de suma importancia. En el presente trabajo de investigación, se estudian tres casos de estructuras de concreto reforzado afectadas por corrosión. En cada caso, las condiciones ambientales a las que estaban expuestas cada estructura fue distinta (rural, urbana e industrial). Para la evaluación y diagnóstico, fueron utilizadas diversas técnicas de ensayos tanto in-situ como en laboratorio. Esto permitió la interpretación de los resultados obtenidos, y con ello, un adecuado diagnóstico de la situación.

Recibido: septiembre 2018
Aceptado: enero 2019
Publicado: febrero 2019

Palabras Clave:

Corrosión, Concreto reforzado, barras de acero

Keywords:

Corrosion, Reinforced Concrete, Steel Bars

ABSTRACT

The corrosion of the reinforcement in the concrete consists of the destructive oxidation of steel. It occurs as a result of the creation of an electrochemical cell in which wet concrete is the electrolyte and an electric current is generated. Although reinforced concrete is a very durable material in most environments, it does not apply when the environment is contaminated with chlorides, or when its age exceeds 50 years. In these cases, corrosion of the reinforcement and degradation of the concrete are both possible. This corrosion mechanism is one of the main problems that affect reinforced concrete structures, and it implies high repairing costs. Therefore, an early detection of this pathology is extremely important. In this paper, three reinforced concrete structures affected by corrosion are studied. The environmental condition for each structure was different: rural, urban and industrial. This allowed the interpretation of the results and as a consequence an adequate diagnostic of the structures.

1. INTRODUCCIÓN

La corrosión de las armaduras embebidas en concreto consiste en la oxidación destructiva del acero; la misma ocurre como resultado de la formación de una celda electroquímica en la cual el concreto húmedo es el electrolito en donde se genera una corriente eléctrica debido al flujo de iones en un medio acuoso.

El concreto confiere al acero una protección de doble naturaleza: por un lado, es una barrera física que lo separa del medio ambiente y por otro, el líquido encerrado en los poros del concreto es un electrolito que puede formar un óxido protector (pasivación) de forma duradera.

*Autor para correspondencia.

Dirección de correo electrónico: Palazzo Gustavo, gpalazzo@firm.utn.edu.ar

(1) Doctor en Ingeniería, (2) Ingeniero en Construcciones; gpalazzo@firm.utn.edu.ar

(1) Doctor en Ingeniería, (2) Ingeniero en Construcciones; (3) Ingeniero Civil, SOLIDUS ingenieros Consultores.

La corrosión de armaduras es un problema frecuente en las estructuras de concreto reforzado, éste fenómeno afecta la vida útil de las mismas, causando el deterioro de las estructuras y/o de sus componentes y como consecuencia fallas inesperadas.

Las principales causas que inician una corrosión activa en las barras de acero embebidas en concreto son la carbonatación y el ingreso de iones cloruro. De hecho las reglamentaciones actuales abordan los problemas de corrosión tratando de mitigar estas causas ya que tienen consecuencias económicas y sociales muy importantes, no sólo por la necesidad de destinar fondos para la reparación sino también que en muchas ocasiones se deben cerrar las instalaciones para los trabajos de reparación y rehabilitación, esto tiene mayor impacto en costosas estructuras de concreto.

Si bien, el concreto reforzado resulta ser un material muy durable en la mayoría de los ambientes. Es importante mencionar que en aquellos contaminados con cloruros o cuando las edades exceden 50 años, se puede producir la corrosión de la armadura y con ello la degradación del concreto.

A partir de un estudio realizado en Argentina por Di Maio et al, [1] sobre un total de 177 estructuras evaluadas, se indica que el porcentaje de estructuras afectadas por procesos de corrosión de sus armaduras alcanzó aproximadamente el 16 %.

De un análisis de 1512 casos de diagnóstico con diferentes patologías en el sur de Brasil, Dal Molin [2] determinó que la incidencia de la corrosión de armaduras representa el 40 % del total de los daños.

Esto muestra como los problemas de degradación de las estructuras de concreto reforzado asociados a la corrosión de la armadura resultan ser muy significativos, y frente a ello, los elevados costos que implica la reparación de estas estructuras afectadas.

En el presente trabajo de investigación, se estudian tres casos de estructuras de concreto reforzado afectadas por corrosión. En cada caso, las condiciones ambientales a las que estaba expuesta cada estructura fueron distintas (rural, urbana e industrial). Para la evaluación y diagnóstico fueron utilizadas diversas técnicas de ensayos tanto in-situ como en laboratorio. Esto permitió la interpretación de los resultados obtenidos, y con ello, un adecuado diagnóstico de la situación.

2. PROCESO DE CORROSIÓN DEL ACERO EMBEBIDO EN EL CONCRETO

El concreto le confiere a la barra de acero embebida, una doble protección. Por un lado, es una barrera física que la separa del medio ambiente y, por

otro lado, el líquido contenido en sus poros capilares, el cual presenta una elevada alcalinidad ($\text{pH} \sim 12.5$), permite formar una película pasiva sobre su superficie (capa de óxido muy adherente, compacta e invisible) [3]. Esta película pasiva impide la disolución del hierro, imposibilitando la corrosión de las armaduras, incluso, en presencia de humedad y oxígeno. Sin embargo, la película puede destruirse localmente o en toda la superficie de la barra debido a la disminución de la alcalinidad de la solución de poros del concreto de recubrimiento, ya sea por carbonatación o bien por una concentración elevada de cloruros. Frente a ello, las armaduras se encuentran en condiciones de iniciar el proceso corrosivo siempre y cuando exista humedad y oxígeno en cantidades suficientes.

El proceso electroquímico de corrosión en una barra de acero embebida en el concreto (Figura 1), implica la formación de una zona anódica y otra catódica. En el ánodo los iones ferrosos (Fe^{++}) se disuelven y los electrones se liberan (Ecuación 1). Estos electrones se desplazan hacia el cátodo a través de la barra donde forman hidroxilos (OH^-) con el agua que se encuentra en los poros del concreto y el oxígeno disponible (Ecuación 2).

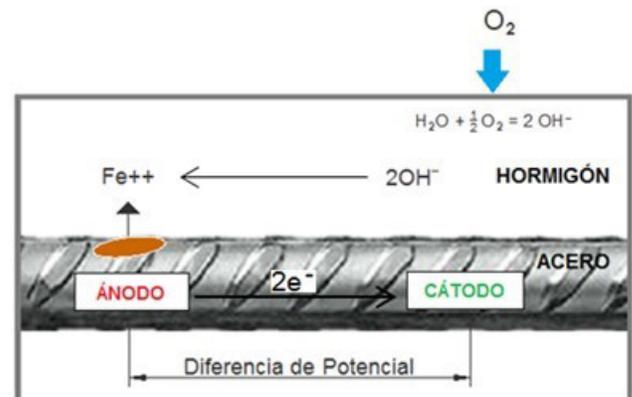
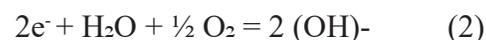


Figura 1. Proceso de corrosión en armaduras



Las Ecuaciones 1 y 2 muestran la reacción anódica y catódica respectivamente, y sólo son el primer paso en el proceso de producción de la corrosión. Se originan varias etapas más para que se forme “óxido”, y

su aparición puede expresarse de varias maneras. Una forma típica es cuando el hidróxido ferroso (ecuación 3) se convierte en el hidróxido férrico (ecuación 4) y luego se convierte en el óxido férrico hidratado u óxido (ecuación 5), comúnmente llamado herrumbre.



Cuando ocurre la corrosión, los productos de la oxidación incrementan el volumen con respecto a la barra de acero en su condición inicial no oxidada, dando lugar a esfuerzos internos de tracción dentro del concreto que no son capaces de ser resistidos, ocasionando así la fisuración y desprendimiento del mismo (Figura 2).

3. MECANISMOS DE CORROSIÓN

Para que el proceso de corrosión pueda iniciarse, debe necesariamente producirse la rotura de la película

pasiva formada sobre la barra, lo cual se vincula con la pérdida de alcalinidad del concreto de recubrimiento ya sea por carbonatación o bien por la presencia de elevadas concentraciones de cloruros en el concreto en contacto con las armaduras.

Reducción de la alcalinidad por carbonatación

El hidróxido de calcio, $\text{Ca}(\text{HO})_2$, formado durante la hidratación del cemento y disuelto en la red de poros capilares del concreto, junto con los álcalis del cemento y de los agregados, otorga al líquido de poros un pH comprendido entre 12.5 y 13.5.

El dióxido de carbono del aire, CO_2 , y que ingresa a la masa de concreto a través de sus poros, y en presencia de agua, transforman al hidróxido de calcio en carbonato de calcio, CaCO_3 , originando con ello una reducción en los niveles de pH del concreto, alcanzado valores de 9 e incluso menores.

Para que se produzca la reacción es necesaria la presencia de agua, siendo la situación preferencial una humedad relativa comprendida entre el 50 y el 60 %. Cuando el concreto tiene sus poros saturados, el CO_2 no puede ingresar y consecuentemente no se origina la carbonatación, situación que también ocurre cuando dicha red de poros se encuentra totalmente seca.

Experimentalmente se ha determinado que el espesor carbonatado es función directa de las características intrínsecas del concreto de recubrimiento y del



Figura 2. Fisuración y desprendimiento del concreto por corrosión del acero

tiempo de exposición. Estos parámetros se vinculan mediante la siguiente Ecuación:

$$d_c = K_c * t^{1/2} \quad (6)$$

donde d_c es la profundidad que alcanza el frente carbonatado, t el tiempo de exposición y K_c la constante que engloba las variables del concreto y del medio ambiente.

Experimentalmente el sector carbonatado del concreto se determina mediante la técnica colorimétrica de teñido con fenolftaleína diluida al 1 % en una solución de alcohol etílico. El concreto no carbonatado adopta una tonalidad de color violeta-rojizo, en tanto que el carbonatado no cambia su tonalidad original (Figura 3).



Figura 3. Determinación del frente de carbonatación mediante fenolftaleína

Acción de 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 del concreto (p.e., áridos contaminados, agua de mar o agua 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, la exposición a los ambientes marinos, presencia de cloruros en sustancias químicas que puedan atacar al concreto, entre otros [4].

Los iones cloro penetran el concreto a través de la solución en la red de poros, y se distribuyen como cloruros enlazados y cloruros libres. Los primeros corresponden a aquellos que se enlazan químicamente al reaccionar con el aluminato tricálcico (C_3A) presente en la pasta cementicia, formando así cloroaluminatos cálcicos los cuales quedan fijados y no resultan ser una amenaza para el proceso de corrosión del acero.

En los hormigones en contacto con atmósferas, aguas y/o suelos contaminados con cloro, el ingreso de estos se da principalmente por el mecanismo de transporte de difusión. En este proceso, los Cl se trasladan a través de los poros capilares del concreto húmedo con movimientos aleatorios en el sentido de las concentraciones decrecientes. Los iones Cl que se difunden en el concreto endurecido permanecen no combinados (cloruros libres), aunque una parte muy pequeña de estos puede fijarse al reaccionar con el hidróxido de calcio.

Al igual que en la carbonatación, puede plantearse que la velocidad de avance de los cloruros es, en general, una función de la raíz cuadrada del tiempo:

$$d_{cl} = K_{cl} * t^{1/2} \quad (7)$$



Figura 4. Determinación de la concentración del ion Cl mediante RCT

donde d_{cl} es la profundidad alcanzada por los cloruros, t el tiempo de exposición y K_{cl} la constante que depende del concreto y del medio ambiente. Sin embargo, debe plantearse que el cálculo riguroso de la profundidad de ingreso de cloruros es más complejo y para su solución se emplea la segunda Ley de Fick.

La concentración del ion Cl presente en el concreto, puede ser determinado in-situ mediante la técnica de ensayo del RCT (Rapid Cloro Test) (Figura 4).

4. INFLUENCIA DE LA ATMÓSFERA SOBRE LA CORROSIÓN

El concreto reforzado es un material que al igual que otros interacciona con la atmósfera circundante modificando sus características originales. El tipo, intensidad y momento en que se desarrolla la interacción atmósfera-estructura, depende de las características del material puesto en obra, la tipología estructural y la agresividad atmosférica.

Las propiedades de las barras de acero son características intrínsecas del material, mientras que la resistencia a la corrosión depende también de la interrelación con el medio que la rodea. Por lo tanto un material puede ser resistente a la corrosión en una atmósfera y no serlo para otra.

Las atmósferas en las cuales se emplazan las estructuras pueden ser clasificadas en cuatro tipos básicos: rurales, urbanas, marinas e industriales [3]. La clasificación de las atmósferas se basa generalmente en la velocidad de deposición del dióxido de azufre y de los cloruros.

La temperatura modifica la velocidad de reacción, duplicándose por cada $10^{\circ}C$ que se aumenta la temperatura ambiente. Pero también, esta influencia de la temperatura sobre el proceso corrosivo depende de la humedad relativa ambiente. En ambientes secos, un aumento de la temperatura hace disminuir el electrolito y se dificulta el proceso de corrosión, mientras que en ambientes húmedos, prevalece el efecto acelerante antes indicado.

5. NIVELES DE DAÑO DE ACUERDO A LA EVOLUCIÓN DE LA CORROSIÓN

Siendo la corrosión el principal mecanismo de deterioro o degradación del concreto, se utiliza para la clasificación del nivel de daño la propuesta por el Comité Eurointernacional du Béton [5] el cual califica a los daños de la siguiente forma:

- Nivel A: signos iniciales de corrosión (manchas de óxido)
- Nivel B: manchas de óxido y fisuras de espesor $< 0,4$ mm
- Nivel C: desprendimientos del recubrimiento y fisuras de mayor espesor
- Nivel D: reducción de la sección de las barras
- Nivel E: flexión y pandeo de elementos estructurales con reducción de la sección de las barras mayor al 10%

6. CASOS DE ESTUDIO

Estructura de soporte de tanque elevado: atmósfera rural

El presente caso evaluado (Figura 5), corresponde al de una estructura de concreto reforzado que sirve de sustento a un tanque elevado de igual material, y que es utilizado para almacenamiento de agua. Dicho sistema estructural, está constituido por seis columnas las cuales se encuentran arriostradas a determinadas alturas por vigas.



Figura 5. Estructura de concreto reforzado para sostenimiento de tanque elevado

El relevamiento geométrico llevado a cabo permitió establecer que el tanque presenta una capacidad aproximada de 30 m^3 , con un diámetro de la cuba de 4.45 m, una altura de 2.70 m, y un espesor de las paredes de 0.20 m. La altura total del sistema estructural de sostén, es de 11.6 m, presentando tanto las columnas como las vigas, una sección transversal de $0.20 \times 0.20 \text{ m}$. La antigüedad de la construcción de acuerdo a los datos recabados es de aproximadamente 50 años.

El sistema estructural se encuentra emplazado al exterior, en una zona de clima árido donde la temperatura media anual es de aproximadamente 15° , registrando una máxima absoluta de 43° y una mínima absoluta de -8° . En verano la temperatura media es de 24° y en invierno es de 6° . En cuanto a las precipitaciones, estas alcanzan los 192 mm anuales.

Si bien el Reglamento CIRSOC 2016 es de aplicación a estructuras de concreto por construir, a modo de referencia y fundamentado en el mismo, por las condiciones climáticas antes indicadas y de acuerdo con las características de los elementos estructurales, se establece una clase de exposición designada como A2, donde el tipo de proceso de degradación a desarrollarse corresponde al de corrosión de la armadura por carbonatación.

Para estas condiciones de agresividad y para garantizar una vida útil de 50 años, entre otros requisitos de durabilidad, la resistencia característica a compresión del concreto debiera ser de 25 MPa, con un recubrimiento mínimo de las armaduras de 30 mm.

Luego del relevamiento geométrico, se procedió a la evaluación del estado de conservación y descripción de patologías observables. En general se observó un importante avance de procesos corrosivos tanto en las armaduras vigas como de columnas (Figura 6), situación que motivo la degradación del concreto. Dicho mecanismo de degradación ha ocasionado en algunos casos fisuras en el concreto, así como agrietamiento en algunas zonas, llegando a producirse el desprendimiento del concreto y del revoque.

Este mecanismo de degradación presente en el concreto, se debe a las condiciones de exposición a las cuales estuvieron sujetos los elementos estructurales a lo largo del tiempo. Dichas condiciones han estado asociadas a la despasivación de la armadura, a elevados contenidos de humedad en el concreto, y a la penetración de oxígeno en el mismo, permitiendo así el desarrollo del mecanismo indicado.

Al respecto, el medio ambiente ha aportado las condiciones necesarias para la despasivación de la



Figura 6. Proceso corrosivo en armaduras. Degradación del concreto

armadura (carbonatación), y a para la penetración de oxígeno, en tanto que las filtraciones de agua propias del tanque, han constituido el aporte de humedad necesario para el desarrollo del proceso electroquímico de corrosión.

A efecto de caracterizar el concreto constituyente del sistema estructural, se procedió a la realización de ensayos no destructivos y semi-destructivos. Estos ensayos y su respectiva correlación, permitieron inferir la calidad del concreto en términos de resistencia.

En cuanto a la caracterización de la armadura, se procedió a la inspección visual de la armadura expuesta, así como, a la realización de sondeos en aquellos sectores no visibles a simple vista. Al mismo tiempo, se procedió a la evaluación del nivel de avance del frente de carbonatación en el concreto a efectos de establecer si la armadura se encontraba en condición despasivada.

En primer lugar se procedió a inferir la resistencia a tracción superficial del concreto, utilizando para ello

el equipo de Pull-Off ELCOMETER 106 Scale 6 (Figura 7). Se siguió el protocolo de ensayo establecido en la Norma ASTM C 15837.

De los ensayos realizados tanto en columnas como en vigas, se pudo inferir una resistencia a la tracción del concreto del orden de 1.0 MPa.

Por otra parte, y con el objetivo de inferir la resistencia superficial a compresión del concreto, se procedió a la realización de ensayos de esclerometría, utilizando para ello el equipo ELCOMETER 181 (Figura 8). Este ensayo permite inferir la calidad del concreto en términos de resistencia a la compresión. Se siguió el protocolo de ensayo establecido en la Norma ASTM C 8058.

De los ensayos realizados, se obtuvo un índice esclerométrico medio del orden de 30. Esto permitió inferir que la resistencia a compresión del concreto, correlacionada a la resistencia correspondiente a probetas cilíndricas y teniendo en cuenta el avance del



Figura 7. Ensayo de Pull-Off

frente de carbonatación, resultó ser de aproximadamente 17 MPa. Este frente carbonatado fue determinado mediante el ensayo con la técnica colorimétrica de teñido con fenolftaleína (Figura 9).

Los resultados obtenidos indicaron un avance del frente de carbonatación de aproximadamente 15 mm, medido desde la superficie del sustrato de concreto (habiendo retirado revoque) hacia el interior del mismo. En cuanto a la ubicación de la armadura con respecto

a la misma referencia antes indicada, en los casos de mayor compromiso esta resultó de aproximadamente unos 10 mm, por lo que el frente de carbonatación ya había alcanzado a la armadura, y en consecuencia despasivandola. Otros sectores en cambio, presentaron recubrimientos de la armadura del orden de los 20 mm, por lo que aún mantenían su pasivación.

Aplicando la ecuación 6 y de acuerdo a los parámetros obtenidos en la evaluación, K_c resulta ser de



Figura 8. Ensayo de esclerometría



Figura 9. Ensayo de carbonatación



Figura 10. Puente vial evaluado

2.12 mm/año^{1/2}. Por lo tanto de no aplicar medidas que morigeren la velocidad de avance del frente de carbonatación, el tiempo t que deberá transcurrir desde la fecha de evaluación hasta que las armaduras actualmente pasivadas se despasiven, será de aproximadamente unos 6 años.

De la evaluación llevada a cabo, se puede establecer como diagnóstico que en varios sectores de los elementos estructurales hay un avanzado proceso de corrosión en las armaduras, motivado por la conjunción de varias razones, tales como las condiciones ambientales, la baja calidad del concreto, el humedecimiento de las superficies por filtraciones, y por la falta de mantenimiento preventivo. Por otra parte en aquellos sectores en donde aún no se manifiesta degradación, de no intervenir en el corto plazo, los mismos se verán afectados en el transcurso de unos pocos años.

Ante ello, el nivel de daño asignado al sistema estructural corresponde al del Nivel C. Por lo tanto, el sistema estructural evaluado requiere de una inmediata intervención a fin de restituir su capacidad estructural, y con ello, evitar riesgo en la estabilidad estructural del tanque elevado.

Puente vial: atmósfera urbana

El siguiente caso evaluado (Figura 10), corresponde al de un puente vial de tres vanos. Los tableros de concreto reforzado se apoyan en un sistema estructural constituido por catorce columnas de igual material.

De los antecedentes recopilados, se pudo establecer que el puente en estudio fue construido en el año 1960, presentando a la fecha de la evaluación una edad aproximada de 57 años desde su puesta en servicio. El

puente se encuentra emplazado en una zona de clima húmedo y templado, con una humedad relativa ambiente elevada y con temperaturas medias que oscilan entre los 10° y los 23°. Se registran precipitaciones medias anuales superiores a los 1000 mm.

De acuerdo al Reglamento CIRSOC 2016, ante las condiciones climáticas indicadas y de acuerdo con las características de los elementos estructurales, se establece una clase de exposición designada como A3 donde el tipo de proceso de degradación a desarrollarse corresponde al de corrosión de la armadura por carbonatación. Para estas condiciones de agresividad, entre otros requisitos de durabilidad, la resistencia característica a compresión del concreto debiera ser de 30 MPa, con un recubrimiento mínimo de las armaduras de 45 mm.

Como parte inicial de la evaluación, se procedió en sectores seleccionados a la detección de las armaduras, utilizando para ello el equipo PROCEQ Profometer 650 AI (Figura 11). Una vez localizada las armaduras tanto en columnas como en tableros, en algunos de estas localizaciones se hicieron sondeos mecánicos a fin de evaluar visualmente las características y estado de las armaduras (Figura 12).

En algunos sectores de la parte inferior del tablero y dadas las condiciones de degradación a las cuales se encontraba sujeto el concreto, las armaduras se encontraba a la vista debido al desprendimiento de su recubrimiento (Figura 13).

A fin de inferir la resistencia a compresión del concreto, se utilizaron diversas técnicas de ensayos no destructivos tales como esclerometría y ultrasonido, y también ensayos destructivos a partir de la extracción



Figura 11. Detección de armaduras en columna

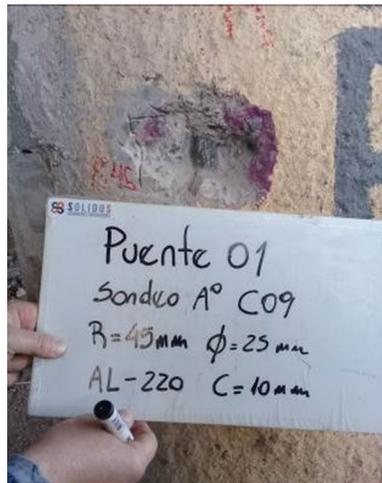


Figura 12. Sondeo mecánico de armaduras en columna y en tablero

de testigos de concreto. Para los ensayos de ultrasonido se utilizó el PROCEQ Pundit PL-2 siguiendo el protocolo de ensayo establecido en la Norma Americana ASTM C 5979 (Figura 14).

Para la valoración de la resistencia a tracción superficial del concreto, se llevaron a cabo ensayos de Pull-Off, aprovechando en la extracción de los “dollys” a realizar ensayos de carbonatación (Figura 15).

La determinación in-situ del potencial de corrosión de las armaduras, fue llevado a cabo mediante el dispositivo PROCEQ Profometer 650 AI (Figura 16). En tanto que en laboratorio y sobre testigos de concreto, se evaluaron parámetros de durabilidad tales como resistividad eléctrica [10] (PROCEQ Canin) y velocidad de succión capilar [11], mientras que también parámetros asociados a la calidad del concreto

tales como velocidad del pulso de onda y resistencia a compresión (Figura 17).

A partir de la interpretación de los resultados obtenidos en los diversos ensayos llevados a cabo para el caso analizado, se pudo diagnosticar que las columnas presentan un adecuado nivel de conservación, no presentando al momento de la evaluación un mecanismo de degradación cuya evolución y/o velocidad haya puesto en compromiso el monolitismo primario. Se pudo establecer que los hormigones presentan una adecuada resistencia y una muy buena homogeneidad (de acuerdo a los ensayos de resistencia mecánica y de ultrasonido). Por otra parte, los ensayos de succión capilar mostraron una baja velocidad de penetración del agua, indicando ello también una baja permeabilidad del concreto. De los ensayos de resistividad eléctrica llevados a cabo, se observó que el concreto presenta



Figura 13. Degradación del concreto por corrosión de armaduras



Figura 14. Determinación de la velocidad del pulso de onda (ensayo de ultrasonido)



Figura 15. Extracción de dollys para ensayo de tracción. Ensayo de carbonatación



Figura 16. Evaluación del potencial de corrosión en armaduras de tablero



Figura 17. Ensayos en testigos de concreto extraídos

características propicias para el desarrollo de un proceso corrosivo de la armadura, siempre y cuando se den condiciones de penetración de humedad y oxígeno al concreto. Aunque cabe destacar que del avance del frente de carbonatación medido, así como del espesor de recubrimiento de las armaduras, estas se

encontrarían pasivadas, dando lugar a un mecanismo de protección frente a la corrosión.

En cuanto a los tableros, se presentan en los mismos anchos de fisuras importantes en gran parte de su superficie. Se observó un matriz superficial no cerrado del concreto, debido a su rugosidad, la cual favorece

el ingreso desde el exterior de agentes agresivos. En cuanto a la homogeneidad del concreto, la misma es inadecuada debido a la presencia generalizada de fisuras. Las armaduras presentaron distintos niveles de recubrimiento, desde armaduras expuestas naturalmente por desprendimiento del recubrimiento, hasta recubrimientos aún existentes del orden de los 40 mm. En general, las armaduras ubicadas en la parte inferior del tablero presentaban una corrosión casi generalizada, dando lugar a este mecanismo de degradación a distintos niveles de daño observables visualmente. En algunas de las barras de acero y en algunos sectores, se observó una delaminación significativa de la armadura, dando lugar a una reducción importante o pérdida casi total de la sección de la barra. Esto último ha motivado el desprendimiento del concreto de recubrimiento. Ante ello, el nivel de daño asignado a los tableros corresponde al del Nivel D. Por lo tanto, los tableros evaluados requieren de una inmediata intervención a fin de restituir su capacidad estructural, y con ello, evitar riesgo en la estabilidad de los mismos ante las cargas de servicio que lo solicitan.

Sistema de fundación y losa de entrepiso de nave: atmósfera industrial

El último caso evaluado (Figura 18), corresponde al de las bases y pedestales, así como también, de una losa de concreto reforzado de una nave industrial. En dicha nave se empaqueta un producto final obtenido de un proceso industrial, que da lugar a una elevada concentración de cloruros, los cuales son propios del producto procesado.



Figura 18. Bases y losa de concreto reforzado evaluadas en el sector industrial

De los antecedentes recopilados, se pudo establecer que la nave industrial en estudio fue construida en el año 1997, presentando a la fecha de la evaluación

una edad aproximada de 20 años desde su puesta en servicio. En el interior de dicha construcción, y debido a las condiciones propias del proceso industrial, se presentan húmeda y temperatura ambiente elevadas. Los registros de humedad ambiente resultaron ser del orden del 56%, en tanto que la temperatura, del orden de los 24°.

De acuerdo al Reglamento CIRSOC 2016, ante las condiciones ambientales indicadas y de acuerdo al tipo de proceso industrial (elevadas concentraciones de Cl), la clase de exposición corresponde a CL donde el tipo de proceso de degradación a desarrollarse es el de corrosión de la armadura por penetración de cloruros. Para estas condiciones de agresividad, entre otros requisitos de durabilidad, la resistencia característica a compresión del concreto debiera ser de 35 MPa, con una relación a/c menor o igual a 0.45, con una velocidad de succión capilar menor o igual a los 4 g/m² s^{1/2}, y con un recubrimiento mínimo de las armaduras de 45 mm.

Las estructuras a evaluar correspondieron a bases y pedestales de concreto reforzado que sustentan a columnas metálicas (Figura 19), así como también, a una losa de entrepiso de concreto reforzado la cual sustenta una máquina centrífuga (Figura 20).

Se procedió in-situ a establecer los espesores de recubrimiento de las armaduras de bases y pedestales (Figura 21), así como también, de las armaduras de la losa de entrepiso. Estas determinaciones fueron llevadas a cabo utilizando detector de armadura y sondeos mecánicos. En general los recubrimientos de las armaduras de bases y pedestales estuvieron en el orden de los 70 mm, en tanto que las armaduras de la losa presentaron un recubrimiento del orden de los 20 mm.

De los sondeos mecánicos llevados a cabo (Figuras 22) y de los testigos extraídos, se pudo establecer que la armadura de las bases no presentaba corrosión; en cuanto a los pedestales, la armadura por encima del nivel de contrapiso tampoco presentaba corrosión, sí en cambio presentaba un cierto nivel de corrosión la armadura ubicada por debajo de dicho contrapiso. En tanto que las armaduras de la losa presentaba un avanzado proceso de corrosión.

Por otra parte, mediante el ensayo de RCT (Figura 23) se procedió a la determinación in-situ de la concentración de ion cloruros totales presentes en el concreto mediante extracción ácida y posterior medición del potencial eléctrico.

De las evaluaciones llevadas a cabo, se pudo inferir que el concreto de las bases presentaba una adecuada calidad en términos de homogeneidad y resistencia. En cuanto a los pedestales, por debajo del contrapiso presentaban fisuras en el interior de la masa



Figura 19

a) Base de concreto reforzado.



b) Pedestal de columna metálica



Figura 20. Losa de entepiso de concreto reforzado. Apoyo de centrifugadora



Figura 21. Detección de armadura en pedestal



a) Pedestal



b) Losa de entepiso

Figura 22. Sondeos de armadura



Figura 23. Preparación de muestra para determinación de ion Cl mediante RCT

de concreto obedeciendo las mismas a un incipiente estado de corrosión de sus armaduras. Los pedestales por encima del contrapiso, presentaban fisuras en el concreto debidas al proceso de corrosión que afecta a las pletinas de vinculación entre la columna metálica y el pedestal. Ante ello, los pedestales presentan un nivel de daño entre tipo B y C, requiriendo su pronta intervención.

En cuanto a la losa de entpiso, esta presentaba un mal estado de conservación producto del avanzado estado de corrosión de sus armaduras, lo cual ha ocasionado fisuras, desprendimiento y en algunos casos, la pérdida material del concreto de recubrimiento. Por otra parte, este estado de corrosión ha motivado pérdida en la sección original de la armadura de refuerzo. Frente a ello, la losa presenta un nivel de daño del tipo E, donde su recuperación mediante alguna técnica de intervención no resultaría viable, proponiéndose entonces su demolición y posterior restitución.

7. CONCLUSIONES

Como se sabe, la corrosión es el mecanismo de degradación que con mayor frecuencia se presenta en las estructuras de concreto reforzado. Si bien la velocidad con la cual se desarrolla dicho proceso está condicionada por la agresividad del medio ambiente al cual se encuentra expuesta la estructura, el mecanismo de corrosión se presenta independiente de las atmósferas (rural, urbana, industrial).

La determinación del estado de conservación, y con ello del nivel de daño de una estructura de concreto reforzado, requiere de la valoración mediante la utilización de diversas técnicas de ensayos disponibles, tanto in-situ como en laboratorio.

Por ello, la evaluación y el diagnóstico constituyen el paso más importante, puesto que con su definición vendrá la decisión acerca del procedimiento de rehabilitación. Acertar en el diagnóstico representa así el éxito de la inversión, y por supuesto, en la solución de las patologías causantes del problema.

REFERENCIAS

[1] Di Maio A., Sota J., Traversa L., 1999. "Patología de estructuras de hormigón. Análisis de algunos casos más relevantes ocurridos en la Argentina en los últimos años", III Congreso Iberoamericano de Patología de la Construcción y V Congreso Iberoamericano de Control de Calidad, La Habana, Cuba.

[2] Dal Molin D., 1988. "Fisuras en estructuras de concreto armado: Análisis das manifestacoes típicas e levantamento de casos ocurridos no Estado do Rio Grande do Sul", Universidad Federal de Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil.

[3] Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, 2001. "Durabilidad del Hormigón Estructural", AATH, La Plata, Bs. As., Argentina.

[4] Aguirre A. y Gutiérrez R., 2013. "Durabilidad del hormigón armado expuesto a condiciones agresivas", Materiales de Construcción, Vol. 63. 309, 7-38.

[5] Comité Eurointernacional du Béton (CEB). Bulletin N° 162.

[6] CIRSOC 201, 2005. "Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón", INTI CIRSOC, Bs. As., Argentina.

[7] ASTM C1583 / C1583M-13, 2013. "Standard Test Method for Tensile Strength of Concrete Surfaces and the Bond Strength or Tensile Strength of Concrete Repair and Overlay Materials by Direct Tension (Pull-off Method)", ASTM International.

[8] ASTM C805 / C805M-13a, 2013. "Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete", ASTM International, West Conshohocken, PA.

[9] ASTM C597-16, 2016. “Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete”, ASTM International.

[10] UNE-83988-2, 2008. “Durabilidad del hormigón. Determinación de la resistividad eléctrica. Parte 2: Método de las cuatro puntas”, Madrid, España.

[11] IRAM 1871, 2004. “Hormigón. Método de ensayo para determinar la capacidad y la velocidad de succión capilar de agua del hormigón endurecido”. IRAM.

Procedimiento de Evaluación Sísmica y Refuerzo Estructural Aplicados a un Edificio Escolar

Seismic Assessment and Structural Retrofit Procedure Applied to a School Building

Palazzo Gustavo^{1*}, Roldan Víctor², Guzmán Marcelo³, y Calderón Francisco⁴

RESUMEN

En regiones con peligrosidad sísmica se tienen muchos edificios existentes que podrían sufrir daño o colapso ante un evento sísmico de importancia. Entre esos edificios, se encuentran los edificios que albergan centros educativos. En ellos es necesario desarrollar un procedimiento de evaluación sísmica y en los casos que se requiera, proponer estrategias de refuerzo. El desarrollo de esta temática es el objetivo del presente trabajo. Para ello se estudia un edificio escolar en particular, y se presenta la evaluación sísmica aplicada, con base en el código ASCE/SEI 7-10 y el reglamento argentino INPRES-CIRSOC 103-13. Con este procedimiento se definen las deficiencias estructurales de la construcción. Además, se plantea una estrategia de rehabilitación, que incluye el uso del refuerzo mediante polímero combinado con fibra de carbono (por sus siglas en inglés, FRP, Fiber Reinforced Polymer) y riostras metálicas. En las conclusiones se destacan las ventajas y limitaciones del procedimiento aplicado.

Recibido: septiembre 2018
Aceptado: enero 2019
Publicado: febrero 2019

Palabras Clave:

Evaluación Sísmica, Refuerzo Estructural, Fibra de Carbono, Polímero, Riostras Metálicas

Keywords:

Seismic Assessment, Structural Retrofit, Carbon Fiber, Polymer, Steel Braces

ABSTRACT

There are many existing buildings that could suffer damaged or collapse in a major seismic event in regions under seismic hazard. Among those buildings, we can find the educational centers. The aim of this work is to develop a seismic assessment and structural retrofit procedure applied to school buildings. A two story school building is studied to applied the proposed procedure, which is based on the ASCE / SEI 7-10 code and the Argentine standard INPRES-CIRSOC 103-13. The procedure defines the structural deficiencies of the selected school building. Then a retrofit strategy is considered, which includes the use of fiber reinforced polymer (FRP) and steel braces. The conclusions highlight the advantages and limitations of the procedure applied.

1. INTRODUCCIÓN

Las construcciones existentes en zonas con peligrosidad sísmica podrían ser vulnerables, ya sea porque fueron diseñadas y construidas sin reglamentos sísmorresistentes o con reglamentos desactualizados. En estos casos es necesario tener una estrategia para realizar tanto la evaluación sísmica como el refuerzo estructural. Especial atención requiere este estudio en edificios de importancia pública como son las escuelas. Por tal motivo, en este trabajo se presenta una metodología de evaluación sísmica y refuerzo estructural basado en la norma americana ASCE/SEI 7 (2017) y en los requerimientos del reglamento argentino INPRES – CIRSOC 103 (2013).

*Autor para correspondencia.

Dirección de correo electrónico: Palazzo Gustavo, gpalazzo@frm.utn.edu.ar

1 y 3 Ingeniero en Construcciones, PhD; 2 Ingeniero Civil, PhD; 4 Ingeniero Civil, Universidad Tecnológica Nacional – Facultad Regional Mendoza, Argentina, y SOLIDUS Ingenieros Consultores.

La metodología general se implementa en un edificio escolar de planta rectangular que tiene 2 niveles, con una superficie cubierta por planta de 362.40 m², y una superficie cubierta total de 724.80 m². El primer nivel posee un diafragma rígido compuesto por un sistema de losa aligerada, y el segundo un diafragma flexible conformado por una cubierta metálica.

El sistema de cimentación está constituido por 45 zapatas aisladas casi cuadradas, de 2.00 m x 2.10 m, desplantadas a 1.20 m desde el terreno natural. Los muros están desplantados sobre cimientos de 0.30 m de ancho por 0.80 m de profundidad.

La estructura sismorresistente se compone de:

(i) En la dirección longitudinal

PB (planta baja)

Un plano estructural de muro encadenado de ladrillo cerámico macizo (fachada sur), interrumpido por marco en zona de ingreso; un plano estructural de marco con relleno parcial de muro no estructural de ladrillo cerámico macizo (límite norte de aulas); y un plano de marco (límite norte de galería). Los muros tienen un espesor de 0.18 m; y originan en los dos primeros planos estructurales antes mencionados el fenómeno de columna corta, dada la posición de las ventanas (según se observa en Figuras 1 y 2). Las columnas de encadenado tienen 0.20 m x 0.40 m.

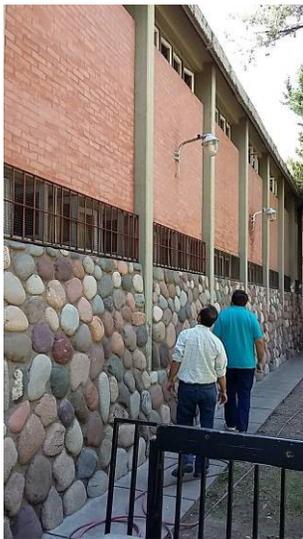


Figura 1 (a). Edificio escolar (fachada y sector galería)



Figura 1 (b). Edificio escolar (muro perimetral este)

PA (planta alta)

Dos planos estructurales de columnas aisladas con relleno parcial de muro no estructural de bloques huecos cerámicos (límite norte y sur de aulas); y un plano de marco (límite norte de galería). Los muros tienen un espesor de 0.18 m; los cuales no originan el fenómeno de columna corta, debido a la cubierta metálica en este nivel. Las columnas de encadenado también tienen 0.20 m x 0.40 m.

(ii) En la dirección transversal

PB: Quince planos estructurales con dos muros encadenados de 0.30 m de espesor en los límites este y oeste, cinco muros de encadenado de 0.18 m de espesor que cubren completamente el vano, y ocho marcos (los muros están constituidos por ladrillos cerámicos macizos).

PA (planta alta): Quince planos estructurales con dos muros encadenados de 0.30 m de espesor en los límites este y oeste, seis muros de encadenado de 0.18 m de espesor que cubren completamente el vano, y siete columnas aisladas (los muros también están constituidos por ladrillos cerámicos macizos). Adicionalmente, dos escaleras que se conectan con la estructura del edificio principal mediante dos vigas de concreto reforzado que cumplen también las funciones de barandas. Estas vigas tienen apoyos de tipo simple sobre la viga del marco en la galería.

La cubierta metálica del patio que se muestra en la Figura 1, fue construida con posterioridad a la estruc-

tura principal. Las correas principales de esta cubierta apoyan sobre el capitel de las columnas de PA.

Con el propósito de lograr los objetivos de este trabajo, se presentan en las secciones siguientes los estudios dirigidos a evaluar la calidad de los materiales que integran la estructura (sección 2); una metodología de evaluación sísmica (sección 3); un procedimiento de refuerzo estructural (sección 4). En la sección final de conclusiones (sección 5), se destacan las fortalezas y debilidades de las metodologías implementadas.

2. EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DE LOS MATERIALES DE LA ESTRUCTURA

2.1 Concreto

Los estudios de la construcción se iniciaron con la evaluación de la calidad del concreto que conforma la estructura sismorresistente. Estos estudios, que se mencionan a continuación, se realizaron considerando el manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado (Rincón et al., 1998). El manual de rehabilitación de estructuras de hormigón (Helene y Pereira, 2007), y la Guía para la durabilidad del hormigón del Comité ACI 201 (ACI 201.2R, 2001).

(i) Esclerometría

La esclerometría se realizó, como se observa en la Figura 2, para estimar la resistencia a compresión del concreto estructural. Se utilizó un equipo Controls N° LE-187, de acuerdo con el procedimiento indicado en la Norma IRAM 1694 (1989).



Figura 1 (c). Edificio escolar (escalera)



Figura 2. Ensayo de esclerometría

(ii) Carbonatación

La evaluación del frente de carbonatación, como el que se muestra en la Figura 3, se realizó con fenof-taleína.



Figura 3. Ensayo de carbonatación

(iii) Ultrasonido

Se realizó el ultrasonido según la Norma IRAM 1683 (1990), con un equipo Controls Modelo 48 N° 21046, tal como se observa en la Figura 4.



Figura 4. Ensayo de ultrasonido

(iv) Extracción de testigos

Se extrajeron 4 testigos de concreto, como lo indica del reglamento argentino CIRSOC 201 (2005): uno en columna de PA, dos en columnas de PB, y uno en zona de escalera.

Las consideraciones resultantes de estos estudios fueron:

El frente de carbonatación tenía un avance de aproximadamente 20 mm, alcanzando la ubicación de la armadura. No obstante, la armadura se encontraba íntegra, sin un proceso de corrosión en evolución.

En cuanto a los resultados de los ensayos esclerométricos, se pudo estimar que el concreto presentaba, en general, la misma calidad en términos de dureza superficial. No se encontraron dispersiones significativas entre los distintos resultados obtenidos. De acuerdo con la correlación prevista entre el índice esclerométrico, la profundidad del avance del frente de carbonatación, y la resistencia a compresión del concreto, se pudo estimar que la calidad del concreto de las columnas en términos de resistencia a compresión sería del orden de los 20 + 6 MPa. Mientras que la resistencia a compresión obtenida según los 4 testigos fue de 12.35, 20.56, 23.01 y 28.32 MPa, respectivamente.

En lo que respecta a los ensayos de ultrasonido, la velocidad del pulso resultó, en términos generales, del orden de los 3.0 km/s, lo cual correspondería a un concreto de calidad de regular a bueno.

Para las simulaciones computacionales se consideró para el concreto una resistencia especificada a la compresión f'_c de 20.00 MPa, y un módulo de elasticidad longitudinal E de 21019.00 MPa.



Figura 5. Ensayo de detección de armadura con pachómetro



Figura 6. Estudio de verificación de armadura

2.2 Armadura

Con la utilización de pachómetro se procedió a la identificación de presencia y ubicación de armadura longitudinal y transversal en distintos elementos estructurales (Figura 5). También, en algunas zonas, se verificó la armadura existente, eliminando el recubrimiento de la misma, según se observa en Figura 6.

La armadura longitudinal estaba conformada por acero nervado estirado en frío, ADM 520; mientras un acero liso, del tipo AL 220, constituía la armadura transversal.

2.3 Mampostería

La mampostería maciza se supuso integrada por ladrillo cerámico macizo, clase B; y mortero de resistencia normal; con resistencia básica a la compresión de 1.5 MPa y resistencia básica a corte de 0.25 MPa. Se consideró un módulo de elasticidad longitudinal de 1700.00 MPa, y módulo de corte de 510.00 MPa.

Como no se realizaron pruebas en este material, los valores indicados se tomaron del reglamento argentino INPRES – CIRSOC 103 (2018).

La mampostería hueca se supuso integrada por bloque hueco portante cerámico, clase B; y mortero de resistencia normal; con resistencia básica a la compresión de 1.2 MPa y resistencia básica a corte de 0.20 MPa. Se consideró también un módulo de elasticidad longitudinal de 960.00 MPa, y módulo de corte de 288.00 MPa. Como en el caso de la mampostería con ladrillo macizo, los parámetros mecánicos se obtuvieron del reglamento argentino antes mencionado.

2.4 Suelo

Según los estudios realizados, y los antecedentes de la zona, se constató que existe un perfil muy similar y homogéneo en toda la fundación de la edificación. Con base en la velocidad media de la onda de corte ($V_{sm} = 182.60$ m/s), y al número de golpes medio del ensayo de penetración normalizado ($N_m = 4.0$), se consideró un sitio Tipo 3 – SE – Suelo cohesivo blando de baja plasticidad (según INPRES-CIRSOC 103, 2013).

Los parámetros promedios obtenidos entre la cota -0.90 a -1.60 fueron: presión máxima neta (última) del suelo natural 128.90 kN/m² para cimientos y 187.00 kN/m² para bases aisladas; cohesión 0.013 MPa; ángulo de fricción interna $\phi 15^\circ$; densidad natural húmeda/seca $\gamma 14.30/15.88$ kN/m³; y módulo de deformación E_o (a 1.2 m de profundidad) 2000.00 kN/m².

3. EVALUACIÓN SÍSMICA

Con el modelo computacional que se muestra en la Figura 7 se realizó la evaluación sísmica de la construcción existente, mediante un programa comercial

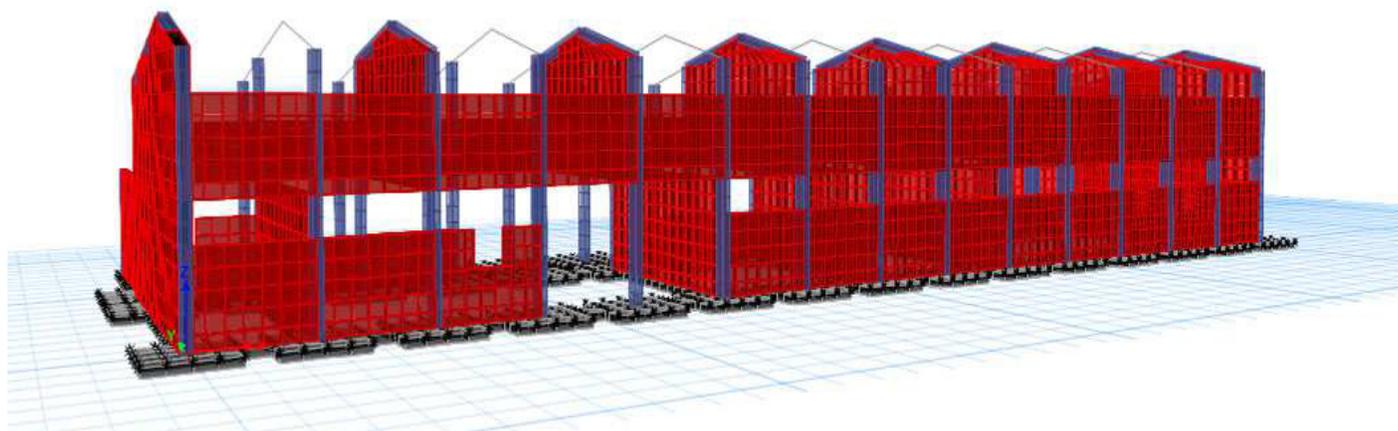


Figura 7. Modelo computacional del edificio escolar

de elementos finitos. Los elementos estructurales lineales (vigas y columnas) fueron representados con elementos tipo frame de dos nodos, en tanto que los elementos estructurales y no estructurales planos (muros y bases) fueron representados con elementos tipo shell de cuatro nodos.

Para la estructura fse utilizaron como método de análisis modal: el método estático y el método dinámico (procedimiento de respuesta lineal en el tiempo) según el INPRES-CIRSOC 103 (2013). Como demanda sísmica se consideró el sismo de diseño del reglamento argentino, modificado en función del factor de riesgo correspondiente a escuelas.

Las evaluaciones de los requerimientos reglamentarios del INPRES-CIRSOC se tabularon tomando como referencia el procedimiento 1 del ASCE/SEI 41-17, para determinar con mayor facilidad el cumplimiento de los requisitos de diseño para la estructura. Una muestra de esta evaluación se presenta en la Tabla 1, ejemplificado para el caso de las verificaciones relativas a los encadenados de los muros resistentes. En esa Figura, una X en la columna “C” indica que el requisito se cumple, en la columna “NC” que no cumple, en la “NA” que no es aplicable, y en la “D” que la respuesta es desconocida.

Del análisis estructural, para el modelo del edificio original con un corte basal de 2571.00 kN en dirección longitudinal y de 2126.00 kN en la transversal, se destaca: (i) la demanda máxima en columnas cortas de fachada fue de 123.00 kN; (ii) la demanda máxima de corte en muros exteriores en la dirección transversal fue de 492.00 kN; y (iii) la distorsión horizontal máxima para las columnas cortas en la dirección longitudinal fue del 1.36%.

En función del estudio antes descrito se determinaron las siguientes deficiencias en la estructura primaria:

—Capacidad a corte insuficiente del sistema sismorresistente longitudinal.

—Capacidad a corte insuficiente de columnas cortas.

—Estribos insuficientes en columnas aisladas.

Con base en las consideraciones anteriores, se concluyó que la estructura existente en su estado actual era sísmicamente vulnerable, siendo necesario diseñar un sistema de refuerzo.

Se destaca que el presente estudio no contempló una evaluación detallada de la vulnerabilidad sísmica de elementos no estructurales.

4. REFUERZO ESTRUCTURAL

4.1 Características generales del refuerzo

La estructura existente original se mantuvo completa. No se reforzaron planos estructurales en la dirección transversal, ya que la capacidad sismorresistente de la estructura original fue superior a la demanda sísmica.

Como estrategia de refuerzo se consideró:

—Un sistema de refuerzo local, materializado con polímeros reforzados con fibra (FRP), para aumentar la capacidad a corte de las columnas cortas, y contribuir a la restricción lateral de armadura longitudinal en las columnas aisladas; y

—Un sistema de refuerzo global de la capacidad sismorresistente, constituido por un sistema de riostras que se incorporaron en los extremos de los planos estructurales de fachada, en la dirección longitudinal. Este refuerzo fue diseñado según la norma americana ACI 440.2R (2008).

No fue necesario reforzar las cimentaciones de la estructura original; aunque se agregó un nuevo sistema de cimentación para el sistema de riostras, conformado por una viga y dos pozos para cada grupo de diagonales.

El mecanismo de colapso buscado en la dirección longitudinal consistió en lograr: una eventual formación de zonas de plastificación de riostras; y rótulas plásticas en base y capitel de columnas cortas (sin falla de corte).

De esta manera, el refuerzo propuesto no modificó la regularidad estructural de la obra primaria.

Del análisis estructural, para el modelo del edificio rehabilitado con un corte basal de 2126.00 kN en ambas direcciones, se destaca: (i) la demanda máxima en columnas cortas de fachada fue de 61.00 kN; (ii) la demanda máxima de corte en muros exteriores en la dirección transversal fue de 503.00 kN; y (iii) la distorsión horizontal máxima para las columnas cortas en la dirección longitudinal fue de 0.80%. Con el nivel de demanda que resulta de la simulación computacional se verificó el cumplimiento de los requerimientos del reglamento argentino INPRES – CIRSOC 103 (2013).

En las secciones siguientes se muestran detalles del proceso constructivo de ambas estrategias de refuerzo.

4.2 Refuerzo con FRP

Como metodología implementación del refuerzo con FRP se consideró: la limpieza del sustrato, reparación de las zonas dañadas del mismo, preparación del

Tabla 1. Ejemplo de tabulación de requisitos reglamentarios del INPRES-CIRSOC 103 (2013)

| Ítem | C | NC | NA | D |
|--|---|----|----|---|
| Ubicación de las vigas de encadenado (4.1.4.) | X | | | |
| Ubicación de las columnas de encadenado (4.1.5.) | X | | | |
| Inexistencia de columnas cortas | | X | | |
| Resistencia mínima del concreto para los encadenados La mínima resistencia especificada a la compresión del concreto a utilizar en la ejecución de los encadenados de concreto reforzado será de 20 MPa (4.2.1.) | X | | | |
| Armadura longitudinal mínima y separación máxima en encadenados (4.4.4. y 4.5.4.) | X | | | |
| Armadura transversal (4.4.5. y 4.5.5.) El diámetro mínimo de los estribos, y la separación máxima cumple 4.4.5. y 4.5.5. tanto para: Las zonas críticas (en una longitud de 600 mm medida a partir del borde interno del elemento correspondiente, y para nudos de encadenado), como para las zonas normales (longitud de viga comprendida entre zonas críticas). | X | | | |
| Clase de Acero para los encadenados Para las barras longitudinales y estribos de los encadenados de concreto reforzado podrán utilizarse los siguientes tipos de acero: ADN 420 y ADN 420 S (4.2.2.) | X | | | |
| Resistencia de diseño axial > resistencia requerida en encadenados (4.4.2. y 4.5.2.) | X | | | |
| Capacidad de vigas de encadenado en cubierta flexible Deberán diseñarse tanto para las acciones contenidas en el plano del muro como en el plano perpendicular al muro de acuerdo con el Capítulo 8 de la parte III (4.1.4.2.-c). | | | X | |

adhesivo y su colocación, y aplicación del tejido FRP impregnado del adhesivo. Las tareas mencionadas se muestran en la Figura 8.

4.3 Refuerzos con riostras

Para el refuerzo con riostras se consideró, como se presenta en la Figura 9: excavación de cimentaciones, armado y llenado de viga de cimentación y bases, instalación de marco metálico anclado en estructura de concreto reforzado, y colocación de las riostras.



Figura 8 (a). Sistema de refuerzo con FRP (limpieza del sustrato en concreto reforzado)



Figura 8 (b). Sistema de refuerzo con FRP (limpieza del sustrato en mampostería)



Figura 8 (c). Sistema de refuerzo con FRP (reparación del sustrato dañado)



Figura 8 (d). Sistema de refuerzo con FRP (preparación del adhesivo y colocación)

Figura 8 (e). Sistema de refuerzo con FRP (colocación del sistema FRP + adhesivo)





Figura 8 (f). Sistema de refuerzo con FRP (colocación de conectores)

5. CONCLUSIONES

La vulnerabilidad sísmica de construcciones existentes en regiones de moderada y alta peligrosidad, así como las posibles estrategias de refuerzo estructural, constituyen un problema a nivel mundial. Entre estas construcciones se debe prestar especial atención a los edificios escolares, dada la función particular que ellos tienen. Si bien, se tienen normas internacionales que presentan procedimientos para la evaluación sísmica, tal como el ASCE/SEI 41 -17, en este trabajo se propuso una metodología de evaluación inicial basada en el primer nivel desarrollado en la norma americana, pero adaptado a los requerimientos del reglamento argentino (INPRES-CIRSOC 103, 2013). Este procedimiento permite realizar una evaluación inicial para detectar las principales deficiencias que presenta la construcción, la cual se completa con una evaluación mediante la simulación computacional del edificio sometido a la demanda sísmica correspondiente al lugar donde se emplaza la obra (considerada en forma estática y dinámica).

Para poder realizar una evaluación completa, es necesario ampliar la metodología propuesta a la consideración de los elementos no estructurales (no considerados en este trabajo). Además, considerando que el procedimiento de evaluación preliminar podría implementarse en varios edificios, sería conveniente obtener una cuantificación que permita establecer un orden de construcciones según su nivel de vulnerabilidad.

La metodología de rehabilitación adoptada en este trabajo se materializó mediante dos estrategias: una local y la otra global.

La local consistió en la aplicación de tejido de FRP para aumentar la capacidad a corte de columnas cortas, y para suplir la falta de estribos necesarios para evitar el pandeo de armadura en columnas. Si bien, esta metodología implica un costo alto de materiales y de mano de obra especializada, pudo concretarse con la escuela en funcionamiento. Se evitó así sacar de servicio al edificio, y los costos y complicaciones asociados a esa acción. Aunque, en el reglamento argentino esta estrategia de refuerzo no está incluida, el organismo que contrala de la obra no indicó objeciones, ya que la documentación técnica del refuerzo incluyó la normativa internacional, y bibliografía que avala su eficiencia.

La estrategia de refuerzo global consistió en la incorporación de riostras metálicas para reducir principalmente los desplazamientos de piso del edificio. Para evitar la concentración de esfuerzos en la zona de vínculo de la riostra a la estructura existente, las diagonales metálicas se vincularon a un marco metálico anclado a la estructura en todo su perímetro. Como todos los elementos que integran esta estrategia de refuerzo se realizaron en taller, los tiempos de implementación en obra fueron reducidos, contribuyendo también a lograr una metodología de refuerzo realizada en poco tiempo, y con la escuela en funcionamiento.



Figura 8 (g). Sistema de refuerzo con FRP (columnas cortas de fachada)



Figura 8 (h). Sistema de refuerzo con FRP (refuerzo de columna corta en extremos)



Figura 8 (h). Sistema de refuerzo con FRP (columnas aisladas con refuerzo)



Figura 9 (a). Sistema de refuerzo con riostras (viga de cimentación y bases).



Figura 9 (b). Sistema de refuerzo con riostras (viga de cimentación y base).



Figura 9 (c). Sistema de refuerzo con riostras (preparación de anclajes en losa)



Figura 9 (d). Sistema de refuerzo con riostras (marco metálico anclado)

En investigaciones futuras es necesario considerar estrategias de diseño, con baja relación costo – eficiencia, que puedan implementarse en varios edificios escolares con tipologías estructurales similares. También es necesario desarrollar estrategias de reducción de vulnerabilidad de los elementos no estructurales que comúnmente integran un edificio escolar.

Se destaca que, si bien la metodología de evaluación sísmica y refuerzo propuesto necesita mejoras, constituye un procedimiento inicial eficiente para considerar la vulnerabilidad de edificios escolares existentes, con una propuesta de refuerzo que considere dos deficiencias comunes en estos edificios, como son las columnas cortas y la cantidad de estribos insuficientes en columnas.



Figura 9 (e). Sistema de refuerzo con riostras (riostroas instaladas)



Figura 9 (f). Sistema de refuerzo con riostras (riostroas instaladas)

REFERENCIAS

ACI 201.2R (2001). Guía para la Durabilidad del Hormigón. Comité ACI 201.

ACI 440.2R (2008). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. American Concrete Institute.

ASCE/SEI 7 (2017). Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers

CIRSOC 201 (2005). Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón. INTI - CIRSOC.

Helene, P.; y Pereira, F. (2007). Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón: Reparación, refuerzo, y protección. CYTED.

INPRES-CIRSOC 103 (2013). Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte I: Construcciones en general. INTI - CIRSOC.

INPRES-CIRSOC 103 (2018). Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes. Parte III: Construcciones de mampostería. INTI - CIRSOC.

IRAM 1694 (1989). Hormigón de cemento pórtland. Método de ensayo de la dureza superficial del hormigón endurecido mediante la determinación del número de rebote empleando el esclerómetro de resorte. Instituto Argentino de Normalización y Certificación.

IRAM 1683 (1990). Hormigón de cemento pórtland. Método para la determinación de la velocidad de pulsos ultrasónicos. Instituto Argentino de Normalización y Certificación.

Rincón, O; Carruyo, A.; Andrade, C; Helene, P.; y Díaz, I. (1998). Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado. CYTED. ISBN 980-296-541-3.

SURSUM VERSUS

