



ALCONPAT Internacional

Miembros Fundadores:

Liana Arrieta de Bustillos – **Venezuela**
Antonio Carmona Filho - **Brasil**
Dante Domene – **Argentina**
Manuel Fernández Cánovas – **España**
José Calavera Ruiz – **España**
Paulo Helene, **Brasil**

Junta Directiva Internacional:

Presidente de Honor

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

Presidente

Carmen Andrade Perdriz, **España**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

José Iván Escalante García, **México**

Vicepresidente Técnico

Enio Pazini Figueiredo, **Brasil**

Vicepresidente Administrativo Luis

Álvarez Valencia, **Guatemala**

Gestor

Paulo Helene, **Brasil**

Revista ALCONPAT

Editor en Jefe:

Dr. Pedro Castro Borges
Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del Instituto
Politécnico Nacional, Unidad Mérida (CINVESTAV IPN –
Mérida)
Mérida, Yucatán, **México**

Co-Editor en Jefe:

Dr. Fernando Branco
IST - Universidad de Lisboa
Lisboa, **Portugal**

Editor Ejecutivo:

Dr. José Manuel Mendoza Rangel
Universidad Autónoma de Nuevo León, Facultad de Ingeniería
Civil
Monterrey, Nuevo Leon, **México**

Editores Asociados:

Dr. Manuel Fernandez Canovas Universidad
Politécnica de Madrid. Madrid, **España**

Ing. Raúl Husni

Facultad de Ingeniería Universidad de Buenos Aires. Buenos
Aires, **Argentina**

Dr. Paulo Roberto do Lago Helene

Universidade de São Paulo.
São Paulo, **Brasil**

Dr. José Iván Escalante García

Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del
Instituto Politécnico Nacional (Unidad Saltillo) Saltillo,
Coahuila, **México**.

Dr. Mauricio López.

Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción,
Escuela de Ingeniería,
Pontificia Universidad Católica de Chile
Santiago de Chile, **Chile**

Dra. Oladis Troconis de Rincón Centro de Estudios de

Corrosión Universidad de Zulia
Maracaibo, **Venezuela**

Dr. Fernando Branco Universidad

Técnica de Lisboa
Lisboa, **Portugal**

Dr. Pedro Garcés Terradillos

Universidad de Alicante
San Vicente, **España**

Dr. Andrés Antonio Torres Acosta

Instituto Mexicano del Transporte / Universidad Marista de
Querétaro
Querétaro, **México**

Dr. Luiz Fernández Luco

Universidad de Buenos Aires – Facultad de Ingeniería –
INTECIN
Buenos Aires, **Argentina**

REVISTA LATINOAMERICANA DE CONTROL DE CALIDAD, PATOLOGÍA Y RECUPERACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN

<http://www.revistaalconpat.org>

Es motivo de satisfacción y alegría para el equipo de la Revista ALCONPAT ver publicado el tercer y último número de nuestro noveno año.

El objetivo de la Revista ALCONPAT (RA) es la publicación de casos de estudio y producción citable (investigaciones básicas o aplicadas, revisiones) o documental, relacionados con los temas de nuestra asociación, o sea control de calidad, patología y recuperación de las construcciones.

Esta edición V9N3, inicia con un trabajo procedente de **México**, donde Jorge Uruchurtu Chavarín y colegas, hicieron una evaluación del efecto del mucílago Nopal sobre las propiedades electroquímicas del hormigón. Se diseñaron tres concentraciones de este aditivo con una relación Nopal-agua de 1: 1, 1: 2 y 1: 3. Las pruebas de compresión se realizaron después de 28 días de curado. Las muestras se evaluaron durante 270 días a través de diversas técnicas electroquímicas como: potencial de circuito abierto (OCP), ruido electroquímico (EN) y resistencia a la polarización lineal (LPR). Sus resultados indicaron una disminución en la resistencia a la compresión con un aumento en la concentración de mucílago. El inicio de la corrosión del acero se retrasó y la tasa de corrosión fue menor para las muestras con mucílago Nopal. La preservación de este aditivo puede ser un desafío para analizar, pero su uso tiene un gran impacto en el concreto y el medio ambiente.

En el segundo trabajo, procedente de **Brasil**, Mateus Henrique de Souza y Rafael Alves de Souza desarrollaron y analizaron morteros poliméricos de reparación compuestos por copolímero vinílico, PVA (acetato de polivinilo) y SBR (estireno-butadieno). Ellos realizaron ensayos para la determinación de las resistencias a la compresión y tracción por compresión diametral. Además, determinaron la resistencia adherente entre la reparación y el hormigón por medio de un ensayo de tracción por compresión diametral. Entre los materiales probados se notó que el material modificado por SBR tuvo el mejor desempeño, sobre todo con relación a la adherencia con el concreto. En general, los resultados mostraron que los morteros modificados por los polímeros estudiados pueden atender a la función de material de reparación.

El tercer trabajo de este número es de **México**, donde R. Visairo-Méndez y colegas determinaron si el índice de durabilidad es afectado por tres tamaños de especímenes evaluados de mortero de reparación. Ellos elaboraron cubos de 5 x 5 cm, cilindros de 5 x 10 cm y de 10 x 20 cm para cada tipo de mortero. Encontraron que ciertos índices (WER, TVC y CS) no dependen de la geometría del espécimen. Sin embargo, los resultados de UPV presentaron una diferencia entre cubos y cilindros de 10 x 20 cm mayor a 17.5 %. Los

resultados de ε_{eff} presentaron una diferencia muy interesante entre los cubos y los cilindros de 5 x 10 cm. Los autores recomendaron restringir la altura de los especímenes a un valor estándar.

En el cuarto artículo procedente de **Brasil**, Fernando Júnior Resende Mascarenhas y Roberto Chust Carvalho analizan la vida de servicio a la fatiga del refuerzo longitudinal en vigas de puentes de concreto reforzado considerando el número real de vehículos pesados de 2 a 6 ejes en un tramo de carretera en el estado de São Paulo, Brasil. Utilizaron modelos teóricos en un sistema estructural de puentes con dos vigas doblemente apoyadas en tramos de 10, 15 y 20 metros. Para la determinación de los esfuerzos utilizaron el software Ftool y en la estimación de la vida de servicio a la fatiga el daño acumulado. Al final se verificó que el tiempo de vida a la fatiga del refuerzo longitudinal varía según el tamaño del tramo, siendo que en los tres puentes analizados la vida de servicio a la fatiga es inferior a 30 años.

El quinto artículo, de Francisco Roger Carneiro Ribeiro y colegas, de **Brasil** presentan una aplicación de la metodología de la Matriz GUT (Gravedad, Urgencia, Tendencia) en el análisis de las manifestaciones patológicas en edificaciones, teniendo como ejemplos tres construcciones históricas del centro histórico de Sobral, Ceará, Brasil. La investigación fue conducida con inspecciones in situ, registro fotográfico, elaboración de mapas de daños y aplicación del método. Los resultados generaron los gráficos de prioridades que representan el orden para el tratamiento de cada daño en cada edificación. Fue posible concluir que el método aplicado puede ser utilizado como una importante herramienta de gestión del mantenimiento de edificaciones a través de la priorización de resolución de los problemas más graves y contribuye directamente a la preservación y seguridad del patrimonio histórico.

El sexto trabajo de este número lo escriben Alberto Hernández Oroza y Rafael González Hernández de **Cuba**, quienes hacen un diagnóstico del deterioro de una edificación de hormigón armado ubicada en La Habana Vieja, Cuba, construida en el año 1906. Debido a los años de explotación y falta de mantenimiento, el inmueble presenta desprendimientos de hormigón y grietas en casi todos los elementos estructurales. Para evaluar la vida de servicio realizaron estudios de resistencia aparente del hormigón, ensayos químicos para cuantificar los niveles de cloruro libre y sulfato, ensayos de potenciales, pérdidas de sección de las barras, extracciones de probetas de hormigón y análisis visual de las lesiones presentes. Los resultados obtenidos demostraron que aunque el inmueble presenta un avanzado deterioro, éste puede ser rehabilitado siendo posible extender su tiempo de vida de servicio.

El artículo que cierra esta edición es procedente de **Brasil**, en donde Lara Monalisa Alves dos Santos y colegas, presentan las características y evaluación de un sistema de cubierta de una de las edificaciones de la Universidad de Brasilia - DF. Ellos analizaron las principales anomalías existentes en los sistemas de cubiertas y sistematizaron la prioridad de intervención,

con el propósito de correlacionarla con las medidas correctivas. Los factores limitantes para la inspección de las estructuras fueron la accesibilidad, así como la falta de proyectos de intervención. Los resultados obtenidos indicaron que las principales anomalías encontradas en los sistemas están relacionadas con la falta de mantenimiento. El estudio trae, además, como contribución, indicaciones y recomendaciones técnicas para la resolución de las situaciones.

Tenemos la seguridad de que los artículos de este número constituirán una referencia importante para aquellos lectores involucrados con cuestiones de evaluaciones y caracterizaciones de materiales, elementos y estructuras. Agradecemos a los autores participantes en este número por su voluntad y esfuerzo para presentar artículos de calidad y cumplir con los tiempos establecidos.

Por el Consejo Editorial

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Pedro Castro Borges', written over a circular stamp or seal that is partially obscured by the signature.

Pedro Castro Borges
Editor en Jefe



CONTENIDO

Página

INVESTIGACIÓN BÁSICA

Y. Díaz-Blanco, C. Menchaca-Campos, C. I. Rocabrundo-Valdés, J. Uruchurtu-Chavarín: Influencia de un aditivo natural (mucílago de nopal) en las propiedades electroquímicas del acero de refuerzo del concreto. 260 - 276

M. H. de Souza, R. A. de Souza: Análisis de morteros de reparación compuestos por copolímero vinílico, PVA y SBR. 277 - 287

R. Visairo-Méndez, A. A. Torres-Acosta, R. Alvarado-Cárdenas: Efecto del tamaño de los especímenes en la determinación de los índices de durabilidad para materiales base cemento. 288 - 302

INVESTIGACIÓN APLICADA

F. Jr. R. Mascarenhas, R. Chust Carvalho: Vida útil a la fatiga de la armadura longitudinal de vigas de puentes de hormigón armado frente al tráfico real de vehículos pesados. 303 - 319

I. C. Braga, F. S. Brandão, F. R. C. Ribeiro, A. G. Diógenes: Aplicación de la matriz GUT en el análisis de manifestaciones patológicas en construcciones históricas. 320 - 335

CASOS DE ESTUDIO

A. H. Oroza, R. G. Hernández: Diagnóstico de daños en una edificación de principios del siglo XX en La Habana. Caso de estudio. 336 - 349

L. M. A. Santos, L. F. Andrade, C. H. A. F. Pereira: Inspección y evaluación de sistemas de techado: un estudio de caso. 350 - 363

Influencia de un aditivo natural (mucílago de nopal) en las propiedades electroquímicas del acero de refuerzo del concreto

Y. Díaz-Blanco¹ , C. Menchaca-Campos¹ , C. I. Rocabruno-Valdés² ,
J. Uruchurtu-Chavarrín^{1*} 

*Autor de Contacto: juch25@uaem.mx

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.429>

Recepción: 29/07/2019 | Aceptación: 21/08/2019 | Publicación: 30/08/2019

RESUMEN

En esta investigación se evaluó el efecto del mucílago de Nopal sobre las propiedades electroquímicas del concreto. Se diseñaron tres concentraciones de este aditivo con una relación Nopal-agua de 1:1, 1:2 y 1:3. Las pruebas de compresión se realizaron a los 28 días de curado. Las muestras se evaluaron durante 270 días a través de diversas técnicas electroquímicas como: Potencial a Circuito Abierto (OCP), Ruido Electroquímico (EN) y Resistencia a la Polarización Lineal (LPR). Los resultados indican una disminución de la resistencia a la compresión en muestras con mucílago de Nopal a los 28 días. El inicio de la corrosión se retrasó y la velocidad de corrosión fue menor para las muestras con mucílago de Nopal. La conservación y el almacenamiento de este aditivo antes de usarse en el concreto puede ser un desafío para analizar.

Palabras clave: mucílago de nopal; concreto reforzado; técnicas electroquímicas; corrosión.

Citar como: Díaz-Blanco, Y., Menchaca-Campos, C., Rocabruno-Valdés, C. I., Uruchurtu-Chavarrín J. (2019), “Influencia de un aditivo natural (mucílago de nopal) en las propiedades electroquímicas del acero de refuerzo del concreto”, Revista ALCONPAT, 9 (3), pp. 260 – 276, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.429>

¹ Centro de Investigación en Ingeniería y Ciencias Aplicadas (CIICAP), Instituto de Investigación en Ciencias Básicas y Aplicadas (IICBA), Universidad Autónoma del Estado de Morelos, Cuernavaca, México.

² Centro Nacional de Investigación y Desarrollo Tecnológico (CENIDET), Tecnológico Nacional de México (TecNM), Cuernavaca, México.

Información Legal

Revista ALCONPAT es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor.

Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2020 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2020.

Natural additive (nopal mucilage) on the electrochemical properties of concrete reinforcing steel

ABSTRACT

In this investigation the effect of Nopal mucilage on the electrochemical properties of concrete was evaluated. Three concentrations of this additive were designed with a Nopal-water ratio of 1:1, 1:2 and 1:3. Compressive tests were performed after 28 days of curing. Specimens were evaluated for 270 days through various electrochemical techniques such as: Open Circuit Potential (OCP), Electrochemical Noise (EN) and Linear Polarization Resistance (LPR). Results indicate a decrease in compressive resistance in samples with Nopal mucilage at 28 days. The onset of steel corrosion was delayed and the corrosion rate was lower for samples with Nopal mucilage. The conservation and storage of this additive before being used in concrete can be a challenge to analyze.

Keywords: Nopal mucilage; reinforcing concrete; electrochemical techniques; corrosion.

Influência de um aditivo natural (mucilagem nopal) nas propriedades eletroquímicas do aço de reforço de concreto

RESUMO

Nesta investigação, avaliou-se o efeito da mucilagem de Nopal sobre as propriedades eletroquímicas do concreto. Três concentrações deste aditivo foram desenhadas com uma relação Nopal-água de 1: 1, 1: 2 e 1: 3. Os testes de compressão foram realizados após 28 dias de cura. As amostras foram avaliadas por 270 dias através de várias técnicas eletroquímicas, tais como: Potencial de Circuito Aberto (OCP), Ruído Eletroquímico (EN) e Resistência à Polarização Linear (LPR). Os resultados indicam uma diminuição na resistência à compressão em amostras com mucilagem de Nopal aos 28 dias. O início da corrosão do aço foi retardado e a taxa de corrosão foi menor nas amostras com mucilagem de Nopal. A preservação e armazenamento deste aditivo antes de ser usado em concreto pode ser um desafio para analisar.

Palavras-chave: Mucilagem de pera espinhosa; concreto armado; técnicas eletroquímicas; corrosão.

1. INTRODUCCIÓN.

La corrosión del acero de refuerzo en estructuras de concreto expuestas a ambientes contaminados con cloruros es la causa más común del deterioro prematuro (Hansson, 1984; Pech-Canul y Castro, 2002). Lo anterior conduce a grandes pérdidas económicas, así como a la reducción de la vida útil de las estructuras (Valipour et. al., 2014). En las últimas décadas, se han llevado a cabo numerosas investigaciones en este campo para analizar las causas y características de este fenómeno, y proporcionar soluciones a esta importante patología del concreto. Normalmente, un concreto de buena calidad mantiene el acero protegido debido a su alta alcalinidad, además, la cubierta de concreto actúa como una barrera física que impide el acceso de agentes agresivos del entorno (Hansson, 1984). Estas propiedades se pierden a una edad temprana, por lo que el uso de materiales naturales o aditivos que mejoren las propiedades del concreto y extiendan su vida útil es un aspecto muy importante por considerar.

Actualmente, los aditivos forman una parte integral de los componentes en mezclas a base de cemento (Ramírez-Arellanes et. al., 2012). Sin embargo, a pesar de la efectividad de los aditivos sintéticos para mejorar las diferentes propiedades del concreto, estos son altamente contaminantes.

En ese sentido, la investigación de aditivos naturales provenientes de plantas y su uso en el concreto son cada vez más relevantes.

El género *Opuntia* pertenece a la familia Cactácea y también se conoce como planta de pera de cactus (Sáenz et. al., 2004). Uno de los principales usos de la familia Cactácea está directamente relacionado con la producción de mucílago. Los tallos y las hojas segregan un líquido viscoso que es una goma o hidrocoloide, compuesto principalmente por polisacáridos. Los polisacáridos están compuestos por largas cadenas de unidades de monosacáridos, que dan como resultado moléculas de carbohidratos poliméricos (Zhang et al., 2019). Este carbohidrato complejo tiene usos potenciales como aditivo para varios productos industriales (Sáenz et. al., 2004). Se ha utilizado como purificador de agua, como aditivo en morteros de cal para mejorar su adhesión, así como aditivo que es capaz de modificar las propiedades en morteros tanto en estado fresco como endurecido. Su uso en concreto varía según las propiedades a modificar, tales como: trabajabilidad, aspectos como la homogeneidad de la pasta, así como el tiempo de fraguado de la mezcla (Zhang et. al., 2019). Además, se considera una fuente potencial de hidrocoloides industriales con muchas aplicaciones en la industria alimenticia (Cárdenas et. al., 1997; Sáenz et. al., 2004; León-Martínez et. al., 2010).

Opuntia ficus-indica, es una planta nativa de México que crece en zonas áridas y semiáridas. Actualmente su cultivo por razones comerciales se ha extendido a países tales como: Italia, Estados Unidos, Chile y Argentina (Torres-Acosta, 2007; Martínez-Molina et. al., 2015). En México, esta planta se llama Nopal y es una gran fuente de alimento para la población en general, así como para el ganado. Desde la antigüedad, el gel producido por este cactus se ha utilizado para pintar y cubrir paredes de adobe, así como para el mantenimiento y la preservación de iglesias y edificios históricos en América Latina (Chandra et. al., 1998; Torres-Acosta y Martínez -Madrid, 2005; Torres-Acosta, 2007).

Diferentes estudios coinciden en que los compuestos presentes en el mucílago Nopal son muy variados, pudiéndose encontrar proteínas, así como diferentes tipos y composiciones de polisacáridos (Chandra et. al., 1998). En general, la composición de los carbohidratos en el mucílago contiene proporciones variables de l-arabinosa, d-galactosa, l-ramnosa y d-xilosa, así como las principales unidades de azúcar (León-Martínez et. al., 2011). Algunos polímeros naturales son capaces de modificar propiedades específicas en los materiales cementosos durante la construcción (Peschard et. al., 2004). Algunas propiedades de los morteros de cemento en estado fresco se pueden mejorar con la adición de polímeros solubles en agua. Las mezclas de cemento modificadas con estos polímeros tienen una alta retención de agua respecto a los morteros ordinarios. Este comportamiento se debe principalmente a las partes hidrofílicas de los polímeros que fijan las moléculas de agua en la mezcla fresca, evitando el secado por evaporación y absorción en el material poroso circundante (Knapen y Van Gemert, 2009).

Ramírez-Arellanes et. al. (Ramírez-Arellanes et. al., 2012) analizaron el efecto del Nopal en pastas de cemento, determinando que los tiempos de fraguado aumentaron con la adición de este aditivo natural. Además, reportaron que hubo cambios en la microscopía de las mezclas con mucílago. Otros autores informan que los tamaños de los cristales de hidróxido de calcio se reducen (Chandra et. al., 1998) y en presencia de polímeros solubles en agua se modifica la microestructura del hormigón (Peschard et. al., 2004; Knapen y Van Gemert, 2009).

Otros hallazgos preliminares sugieren que pequeñas concentraciones de gel de Nopal podrían ser útiles como inhibidores de la corrosión del acero de refuerzo en morteros contaminados con cloruros. Hubo una mejora en la durabilidad de las muestras de gel de Nopal, debido a un aumento en la resistencia a la polarización y una disminución en el agrietamiento inducido por corrosión (Martínez-Molina et. al., 2015).

La presente investigación se enfoca al estudio del mucílago de Nopal como un aditivo modificador de las propiedades electroquímicas del concreto reforzado. En ese sentido, el objetivo de esta

investigación es proporcionar una solución que minimice los daños causados por la corrosión del acero de refuerzo, siendo esta la patología que más afecta las estructuras de concreto reforzado. Un parámetro importante del análisis es determinar la velocidad de corrosión del acero de refuerzo con la adición de diferentes concentraciones de mucílago Nopal y analizar su efecto a lo largo del tiempo.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL.

2.1 Extracción del mucílago de Nopal.

Las hojas de cactus que se utilizaron tenían un estado fresco de conservación y se encontraban libres de espinas. Para proceder a la extracción del mucílago Nopal, se realizó el siguiente procedimiento: i) se realizó la limpieza de las hojas para eliminar restos de polvo y otros residuos, ii) las hojas se cortaron en trozos de 1 cm x 1 cm para extraer la mayor cantidad de gel posible y iii) los pedazos se mezclaron con agua para obtener tres concentraciones de mucílago con una relación en peso de Nopal-agua de 1:1, 1:2 y 1:3, como se observa en la Figura 1.

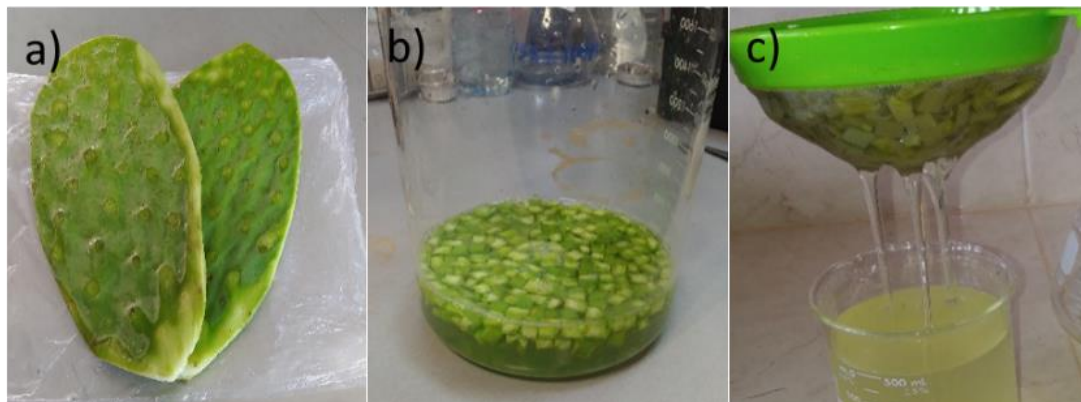


Figura 1. a) Hojas de cactus frescas, b) Nopal mezclado con agua y c) Proceso de filtración del mucílago de nopal.

La extracción del mucílago de Nopal se realizó mediante dos métodos, los cuales se describen a continuación. Maceración a temperatura ambiente, en la que cada mezcla de Nopal con agua se dejó macerar durante 48 horas para su posterior uso en el concreto. Después de este tiempo, la solución comenzó a adquirir un tono más oscuro y un cierto olor a descomposición, como afirman otros autores (Chandra et. al., 1998). El siguiente método de extracción fue maceración aplicando temperatura, en este caso las mezclas de Nopal y agua se colocaron en una parrilla aplicando una temperatura de 95°C durante 10 minutos. Luego, se dejó en reposo durante 24 horas, momento en el cual la solución se incorporó al concreto. En ambos métodos de extracción, la solución se filtró antes de ser incorporada.

2.2 Diseño de las mezclas de concreto.

Las mezclas de concreto se diseñaron utilizando un cemento CPC30R (Tipo II ASTM-C-150), teniendo en cuenta una resistencia característica de 250 kg/cm². La relación agua / cemento utilizada fue de 0.45 para cada una de las mezclas elaboradas. Se usó arena de río como agregado fino y el agregado grueso de piedra triturada tenía un tamaño máximo de 20 mm. El acero de refuerzo formado por barras corrugadas de 3/8 de pulgada grado 42 no tenía tratamiento superficial. Las proporciones para las mezclas de concreto se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Relación de mezcla de concreto para cada muestra cilíndrica (CS) y muestra prismática (PS).

Materiales	Cantidad de materiales por muestra													
	CO		CO+1-1N		CO+1-2N		CO+1-3N		CO+1-1NT		CO+1-2NT		CO+1-3NT	
	CS	PS	CS	PS	CS	PS	CS	PS	CS	PS	CS	PS	CS	PS
Cemento (kg)	0.041	0.231	0.041	0.231	0.041	0.231	0.041	0.231	0.041	0.231	0.041	0.231	0.041	0.231
Arena (kg)	0.081	0.452	0.081	0.452	0.081	0.452	0.081	0.452	0.081	0.452	0.081	0.452	0.081	0.452
Grava (kg)	0.127	0.711	0.127	0.711	0.127	0.711	0.127	0.711	0.127	0.711	0.127	0.711	0.127	0.711
Agua (l)	0.019	0.105		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mucílago de Nopal (l)	-	-	0.019	0.105	0.019	0.105	0.019	0.105	0.019	0.105	0.019	0.105	0.019	0.105

Las muestras se diseñaron con una cobertura de concreto de 30 mm entre el borde de las barras y los lados del cubo. Por lo tanto, las probetas tenían 7 cm de ancho, 10 cm de largo y 10 cm de alto, y el área expuesta de las barras de acero en contacto con el concreto fue de 18 cm², como se ve en la Figura 2. Cada barra de acero estaba recubierta con cinta adhesiva en la interfaz mortero-aire según lo describen otros autores (González et. al., 2004; Caré y Raharinaivo, 2007; Poursae, 2010).

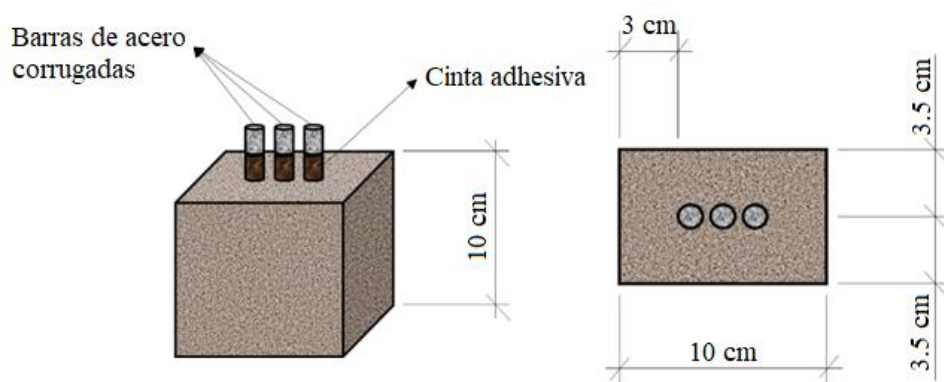


Figura 2. Dimensiones de las muestras de concreto.

La preparación de las mezclas se realizó a temperatura ambiente dentro del laboratorio. Una vez que se mezclaron todos los elementos sólidos, se añadió el mucílago Nopal según la concentración obtenida. Solo se agregó agua a la muestra control, en el resto el agua fue reemplazada por el mucílago de Nopal. A las 24 horas de fabricación, las probetas se colocaron en agua durante 28 días, tiempo durante el cual se realizó el curado del concreto. Después, permanecieron parcialmente sumergidos durante el resto del período de prueba en una solución de cloruro de sodio al 3%, simulando un entorno marino. La distancia entre el borde superior de las muestras y la solución se mantuvo alrededor de 2 cm.

Las primeras pruebas electroquímicas se iniciaron después de 24 horas de mezclar los materiales y durante los siguientes 270 días. Todas las pruebas se realizaron manteniendo las muestras en la solución de curado al principio y luego en la solución de cloruro de sodio. Las técnicas utilizadas para analizar el comportamiento electroquímico del acero de refuerzo fueron las siguientes: Potencial a Circuito Abierto, Ruido Electroquímico y Resistencia a la Polarización Lineal.

La Tabla 2 muestra la nomenclatura utilizada para identificar cada muestra con las diferentes concentraciones de mucílago Nopal, así como la muestra control.

Tabla 2. Identificación de las muestras.

Muestras	Relación por peso Nopal-Agua	Método de extracción	Nomenclatura
1	----	Sin mucílago de Nopal (CO)	CO
2	1:1	Maceración a temperatura ambiente (N)	CO+1-1N
3	1:2	Maceración a temperatura ambiente (N)	CO+1-2N
4	1:3	Maceración a temperatura ambiente (N)	CO+1-3N
5	1:1	Maceración aplicando temperatura (NT)	CO+1-1NT
6	1:2	Maceración aplicando temperatura (NT)	CO+1-2NT
7	1:3	Maceración aplicando temperatura (NT)	CO+1-3NT

2.3 Técnica de resistencia a la compresión.

La técnica de resistencia a la compresión es una de las herramientas más utilizadas en el análisis de las propiedades mecánicas del concreto. Se diseñaron tres muestras de concreto para cada concentración de mucílago Nopal, incluidas las muestras sin mucílago. La prueba de resistencia a la compresión se realizó a los 28 días del proceso de curado de todas las muestras, mientras permanecían húmedas. Las muestras cilíndricas se diseñaron a partir de tubos de PVC con una relación altura /diámetro igual a 2, con las siguientes dimensiones: 4.3 cm de diámetro y 8.6 cm de altura. Los especímenes fueron escalados, teniendo en cuenta que en cada paso de este proyecto se aseguró garantizar el menor consumo de energía y materiales. Los parámetros se definieron de acuerdo con la norma ASTM C39 (Dúran-Herrera et. al., 2012; Rahmani et. al., 2013).

2.4 Parámetros de las técnicas electroquímicas.

2.4.1 Técnica de potencial a circuito abierto.

La técnica de potencial a circuito abierto es una de las herramientas más utilizadas para el análisis de estructuras de concreto reforzado (Morozov et. al., 2013). La medición del potencial a circuito abierto se realizó contra un Electrodo Saturado de Calomel (SCE). En este caso, se realizó una medición a los electrodos de acero de cada muestra. El valor final obtenido fue el promedio de las tres mediciones. La primera lectura se tomó 24 horas después de que se elaboraron las muestras, y se realizaron mediciones semanales durante un período de 270 días. Para esto, se utilizó un multímetro conectando una terminal al electrodo de trabajo y la otra al electrodo de referencia de calomel. Para medir el potencial a circuito abierto, el electrodo de referencia se colocó dentro de la solución de curado y la solución salina, lo más cerca posible de los electrodos de trabajo. Se tuvo en cuenta que la punta del electrodo de referencia de calomel estuviera separado del fondo del recipiente de la solución.

La Tabla 3 muestra los rangos de los valores de potencial de corrosión para las estructuras de concreto reforzado y los criterios de probabilidad de corrosión según la norma ASTM C876 (Morris et. al., 2002; Pérez-Quiroz et. al., 2008).

Tabla 3. Criterios de probabilidad de corrosión para el acero de refuerzo relacionados con la medición del Potencial a Circuito Abierto (OCP).

Valores de potencial a circuito abierto (OCP) (mV vs. SCE)	Criterio de probabilidad de corrosión
> -125	Probabilidad de corrosión del 10%.
-126 to -275	Riesgo de corrosión intermedio.
< -276	Probabilidad de corrosión del 90%.

2.4.2 Técnica de ruido electroquímico.

Los procesos de corrosión tales como: corrosión generalizada y localizada, agrietamiento por corrosión bajo tensión, así como fenómenos de pasivación, generan fluctuaciones espontáneas en el potencial de corrosión libre del electrodo (Gusmano et. al., 1997). Se utilizó un potencióstato ZRA automático de ACM Instruments para analizar el ruido electroquímico de todas las muestras. Las lecturas para cada prueba fueron de 1024 datos con una frecuencia de muestreo de un dato por segundo. Además, se utilizó el método estándar de análisis de tres electrodos nominalmente idénticos (Cottis, 2001).

Una de las ventajas más importantes que ofrece esta técnica electroquímica es que su aplicación no implica ninguna alteración artificial del sistema durante el tiempo de prueba (Legat et. al., 2004). Un parámetro ampliamente utilizado en el análisis de la señal de ruido electroquímico es la resistencia de ruido (R_n), definida como la relación entre la desviación estándar del ruido en potencial y en corriente, según la ecuación (Bing et. al., 2007):

$$R_n = \frac{\sigma_v}{\sigma_i} \quad (1)$$

donde, σ_v es la desviación estándar del ruido en potencial y σ_i es la desviación estándar del ruido en corriente. Se realizó una eliminación lineal de la tendencia de las series de tiempo de potencial y corriente. Algunos autores han analizado la relación existente entre la resistencia de ruido (R_n) y la resistencia a la polarización (R_p), concluyendo que pueden considerarse equivalentes para muchos sistemas (Aballe et. al., 2001; Girija et. al., 2007).

2.4.3 Técnica de resistencia a la polarización lineal.

La técnica de resistencia a la polarización lineal es una herramienta muy versátil que se usa con frecuencia para los estudios electroquímicos del acero de refuerzo incrustado en concreto (Andrade et. al., 2001). Una de sus principales ventajas es que permite determinar la cinética del proceso corrosivo. De acuerdo con otros estudios, se aplicó una señal de voltaje en el rango de ± 20 mV sobre el potencial de corrosión (E_{corr}), y se registró una señal de corriente como respuesta (Poursaee, 2010). Para la medición de la resistencia a la polarización lineal se aplicó una velocidad de barrido de 10 mV/mín. Además, el electrodo de referencia y el contra-electrodo de grafito se colocaron dentro de la solución de curado y la solución salina. Ambos electrodos se colocaron uno al lado del otro y lo más cerca posible de los electrodos de trabajo. La resistencia a la polarización puede determinarse mediante la expresión (2), establecida como la pendiente de la curva de polarización alrededor del potencial de corrosión, E_{corr} (Andrade y Alonso, 1996; Morris et al., 2002):

$$R_p = \frac{\Delta E}{\Delta I} \quad (2)$$

donde, R_p es la resistencia a la polarización en (Ω), ΔI es el cambio en la corriente en (A) y ΔE es el cambio en el potencial en (V) (Poursaee, 2010). Según la ecuación (3) propuesta por Stern-Geary, es posible determinar la velocidad de corrosión del acero de refuerzo a través de una constante de proporcionalidad B. Esta ecuación establece que la densidad de corriente I_{corr} es inversamente proporcional a la R_p (Hansson, 1984; Morris et al., 2002):

$$i_{corr} = \frac{B}{R_p} \quad (3)$$

Los rangos de los valores de la velocidad de corrosión, en términos de la vida útil del acero de refuerzo en el concreto se muestran en la Tabla 4 (Andrade y Alonso, 1996).

Tabla 4. Intervalos de velocidad de corrosión relacionados con el grado de corrosión del acero en el concreto en términos de vida útil.

Corriente de corrosión $I_{corr}(\mu A/cm^2)$	CR (mm/y)	Condición de las barras de refuerzo
$I_{corr} < 0.1$	< 0.001	Despreciable.
$I_{corr} 0.1 - 0.5$	$0.001-0.005$	Corrosión de baja a moderada.
$I_{corr} 0.5 - 1.0$	$0.005-0.010$	Corrosión de moderada a elevada.
$I_{corr} > 1.0$	> 0.010	Corrosión elevada.

A partir de los valores de I_{corr} , se determinó la eficiencia del mucílago de Nopal como inhibidor de la corrosión del acero de refuerzo en el concreto, de acuerdo con la siguiente ecuación (Díaz-Cardenas et al., 2017):

$$I.E. (\%) = \left[\frac{I_{corr} - I'_{corr}}{I_{corr}} \right] * 100 \quad (4)$$

donde: I.E. es la eficiencia del inhibidor, I_{corr} es la densidad de corriente de corrosión ($\mu A/cm^2$) sin inhibidor e I'_{corr} es la densidad de corriente de corrosión ($\mu A/cm^2$) con inhibidor.

3. RESULTADOS Y DISCUSION.

3.1 Resistencia a la compresión.

La Tabla 5 muestra los valores promedios de la resistencia a la compresión después de 28 días de curado del concreto.

Tabla 5. Valores promedio de resistencia a la compresión después de 28 días.

Muestras	Resistencia a la compresión (kg/cm ²)
CO	248.9
CO+1-1N	223.5
CO+1-2N	234.9
CO+1-3N	246.5
CO+1-1NT	225.8
CO+1-2NT	234.6
CO+1-3NT	244.1

Como se puede apreciar, no hay diferencias significativas en los valores de resistencia a la compresión, independientemente del método de extracción del mucílago Nopal. Por otro lado, como se puede observar después de 28 días, todas las muestras con mucílago de Nopal mantienen valores de resistencia a la compresión más bajos que la muestra control. Esto se debe al hecho, de que el mucílago de Nopal atrapa el agua, por lo que disminuye la velocidad de hidratación del cemento a edades tempranas, debido a que la parte hidrofílica de los polímeros presentes en el mucílago fijan las moléculas de agua en la mezcla fresca (Knapen y Van Gemert, 2009). Para las muestras con una concentración 1-3 de mucílago de Nopal, hubo una disminución en la resistencia entre 2.4 y 4.8 kg/cm², sin embargo, para la concentración de mucílago de concentración 1-1, la disminución en la resistencia a la compresión se mantuvo entre 23.3 y 25.4 kg/cm² respecto a las muestras control. Algunos autores describen una tendencia similar y muestran que la presencia de polisacáridos en la solución de mucílago son las principales causas de este comportamiento (Chandra et. al., 1998). También se conoce que el mucílago de Nopal como aditivo natural en el

concreto puede retrasar el fraguado del cemento (Peschard et. al., 2004). Sin embargo, de acuerdo con Chandra et. al. (Chandra et. al., 1998) a largo plazo, el mucílago de Nopal favorece el aumento de la resistencia a la compresión, superando los valores de la muestra control.

3.2 Potencial a circuito abierto.

Los valores de potencial de corrosión para todas las muestras con mucílago Nopal se detallan en la Figura 3.

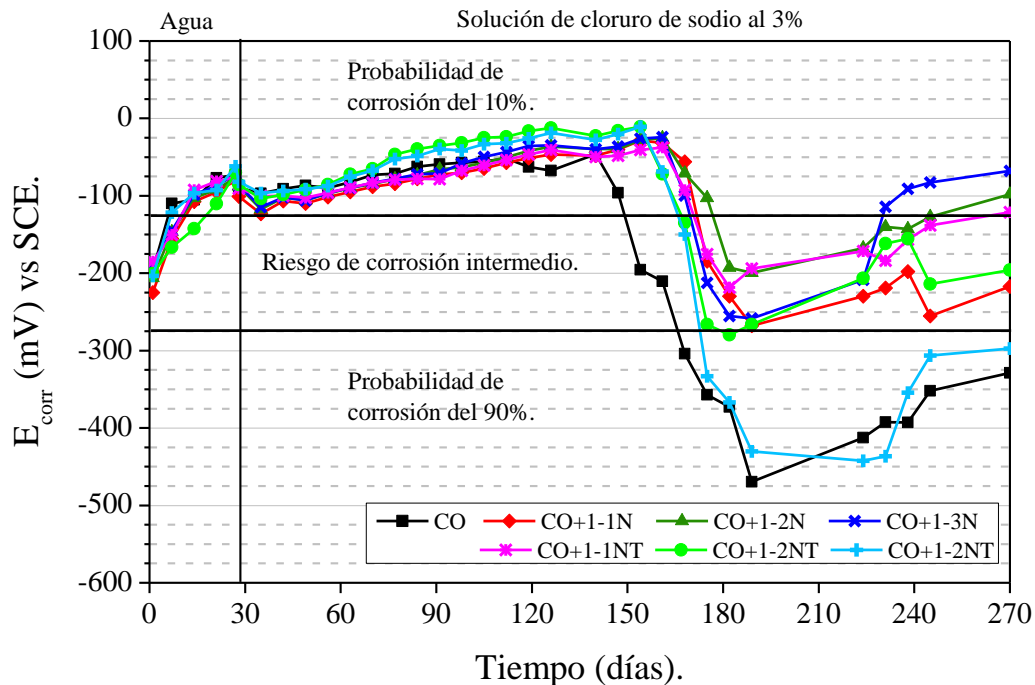


Figura 3. Comportamiento de los valores de potencial de corrosión (E_{corr}) en el tiempo.

Durante el proceso de curado del concreto, está claro que el potencial de todas las muestras adquiere valores más nobles, entre -90 y -50 mV. Estos valores permanecen en el rango de un de una probabilidad de corrosión del 10% (Pérez-Quiroz et. al., 2008). La alta alcalinidad, así como la presencia de humedad y oxígeno en la red de poros del concreto, son factores que influyen en estos valores de potencial. Bajo estas condiciones, el acero desarrolla una capa pasiva de óxidos, compacta e impermeable (Hansson, 1984). Todas las muestras con mucílago de Nopal presentan una caída en los valores y alcanzan el rango con un riesgo de corrosión intermedio. Posiblemente, debido a la presencia de iones cloruros en la superficie del acero, se produce corrosión localizada y, en consecuencia, la ruptura de la capa pasiva (Caré y Raharinaivo, 2007). Con el avance del período de exposición, las condiciones ideales del concreto parecen mantenerse y los valores de potencial se recuperan gradualmente, acercándose a valores de potencial más nobles, entre -210 y -60 mV, a diferencia de la muestra control que alcanza valores cercanos a -500 mV con una probabilidad de corrosión del 90%. La muestra de CO+1-3N mostró el mejor comportamiento con valores de potencial más nobles, alrededor de -60 mV a los 270 días de prueba. Varios factores influyen en el comportamiento de las muestras con mucílago de Nopal. El gel de cactus actúa como un aditivo retardante del fraguado del cemento (Zhang et. al., 2019). Además, es capaz de retener la humedad durante un período más largo, porque los polisacáridos tienen un carácter de retención de agua y disminuyen la velocidad de secado del concreto (Chandra et. al., 1998). Por lo tanto, se reduce el proceso de micro-agrietamiento del concreto, un fenómeno que ocurre especialmente en climas cálidos (Zhang et. al., 2019).

3.3 Ruido electroquímico.

Como ejemplo, las siguientes series de tiempo muestran las fluctuaciones de corriente de las muestras con mucílago de Nopal obtenidas por maceración a temperatura ambiente, ver Figuras 4 y 5.

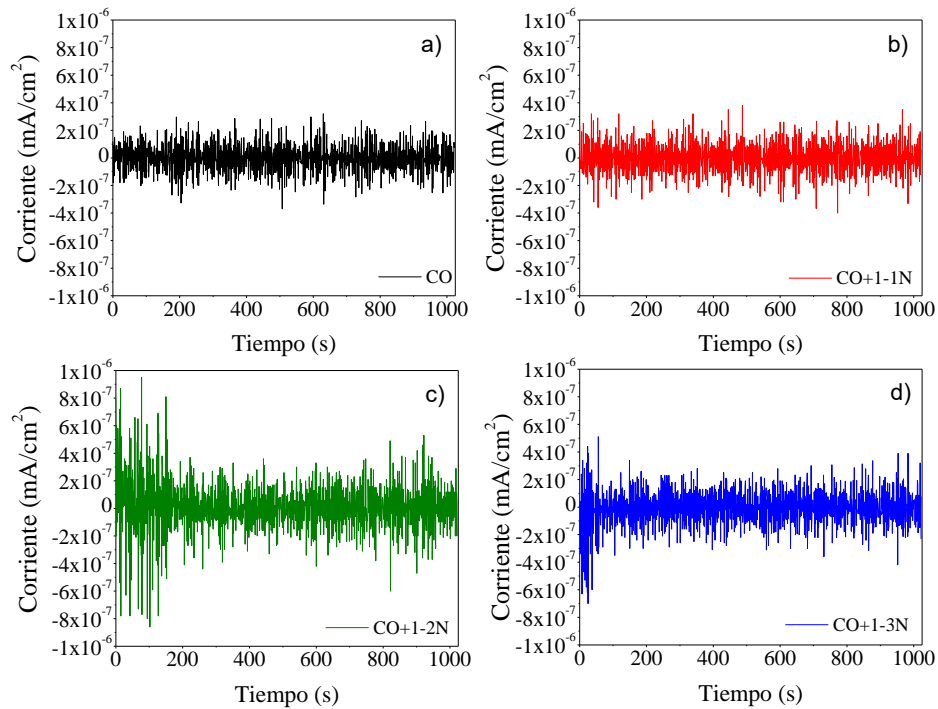


Figura 4. Series de tiempo de corriente a los 28 días de curado del concreto para las siguientes muestras: a) CO, b) CO+1-1N, c) CO+1-2N y d) CO+1-3N.

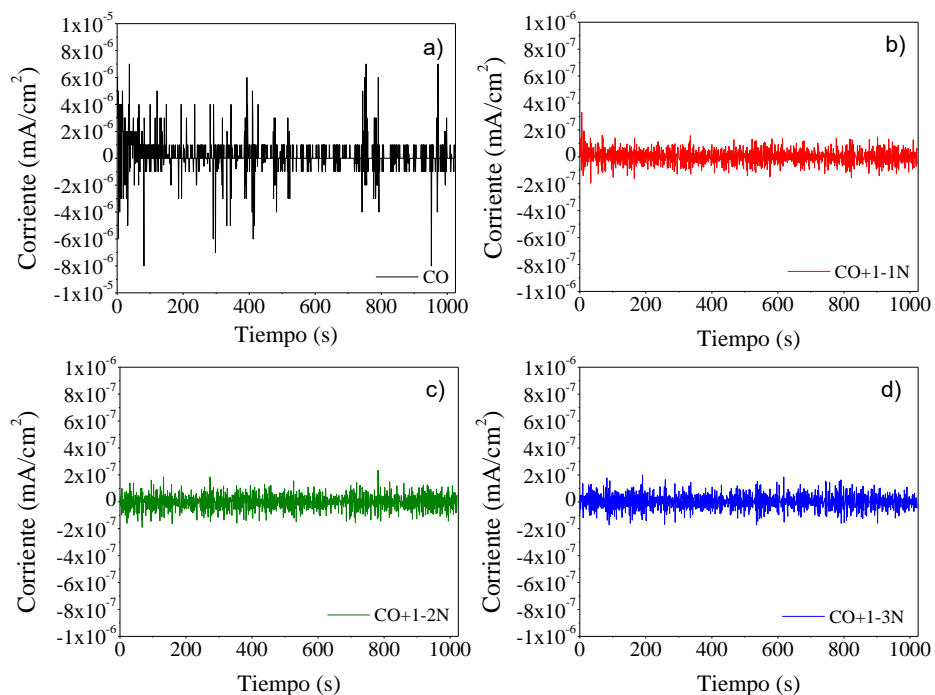


Figura 5. Series de tiempo de corriente a los 161 días de prueba del concreto para las siguientes muestras: a) CO, b) CO+1-1N, c) CO+1-2N y d) CO+1-3N.

Después de 28 días de curado del concreto, todas las series de tiempo de corriente muestran un comportamiento similar con fluctuaciones que alcanzan valores de hasta 2×10^{-7} mA/cm². Estos pequeños valores de corriente son un indicativo de un estado de pasivación del acero de refuerzo. La capa pasiva del acero evoluciona con el tiempo (Hansson, 1984) y a través de esta técnica se pueden detectar estos pequeños cambios en los valores de corriente (Gusmano et al., 1997; Cottis, 2001). Solo la muestra CO+1-3N presenta algunos transitorios con valores de hasta 8×10^{-7} mA/cm². Con el avance del tiempo de exposición al medio agresivo, se puede ver un cambio significativo en el comportamiento de las series de tiempo para la muestra CO. En general, se observa un cambio en los valores de las series de tiempo de corriente de hasta un orden de magnitud, con algunos transitorios que alcanzan valores de hasta 8×10^{-6} mA/cm². Este comportamiento puede estar asociado a la presencia de iones cloruro en la superficie del acero, que causan la ruptura de la capa de óxido (Hansson, 1984). Por otro lado, las muestras con mucílago de Nopal para el día 161 muestran una disminución en los valores de corriente y no se observan cambios abruptos. Esto es una indicación de que se mantiene la pasivación del acero, así como las condiciones para que permanezca en ese estado.

La Figura 6 muestra los valores de resistencia de ruido, determinados a partir de los valores de desviación estándar de voltaje y corriente de las series de tiempo analizadas.

Al comienzo de las pruebas, se observa un aumento progresivo de R_n . Estos resultados muestran que el mucílago de cactus no afecta negativamente el proceso de curado del concreto y garantiza las condiciones para que el acero de refuerzo desarrolle una película pasiva. Después de 150 días de prueba, la muestra control presenta una caída en los valores de R_n cercanos a 2×10^4 $\Omega \cdot \text{cm}^2$, con fluctuaciones significativas en sus valores. Este comportamiento indica que el inicio de la corrosión consiste en una serie de eventos severos localizados (Legat et. al., 2004).

Al final del período de prueba, todas las muestras con Nopal mantienen valores superiores a 1×10^5 $\Omega \cdot \text{cm}^2$, a excepción de la muestra CO+1-3NT, que mantuvo un comportamiento ligeramente superior con respecto a la muestra control. Por el contrario, la muestra CO+1-3N alcanzó valores superiores a 4×10^5 $\Omega \cdot \text{cm}^2$ mejorando significativamente las propiedades electroquímicas del concreto reforzado. Esta respuesta evidencia parte de las ventajas que ofrece este gel de Nopal, ya que no solo actúa como un retardador del fraguado del concreto, sino también como un aditivo que puede mejorar la respuesta electroquímica del acero de refuerzo, retrasar el inicio y la propagación activa de la corrosión (Martinez-Molina et. al., 2015).

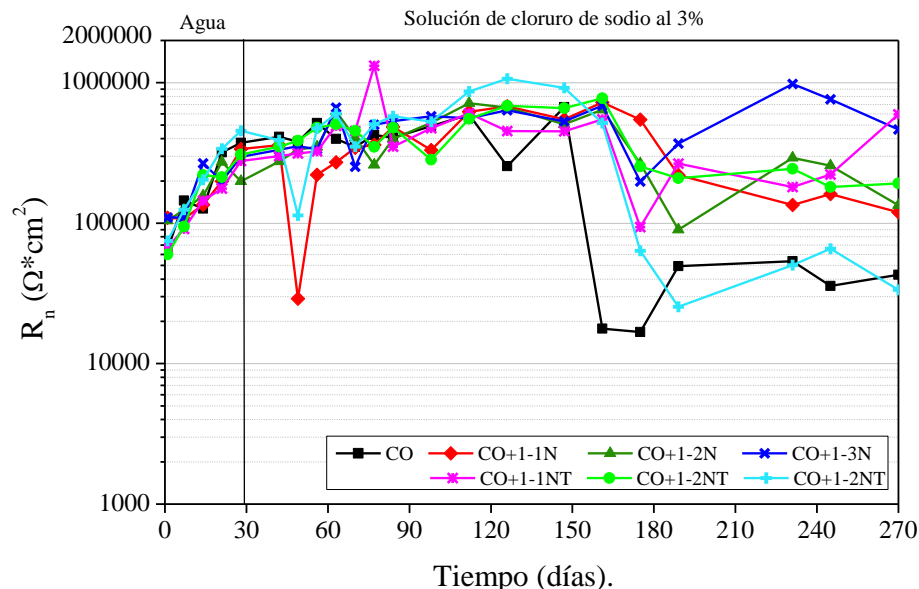


Figura 6. Comportamiento de los valores de resistencia al ruido (R_n) en el tiempo.

3.4 Resistencia a la polarización lineal.

En la Figura 7 se pueden observar los valores de R_p obtenidos de la técnica de resistencia a la polarización lineal.

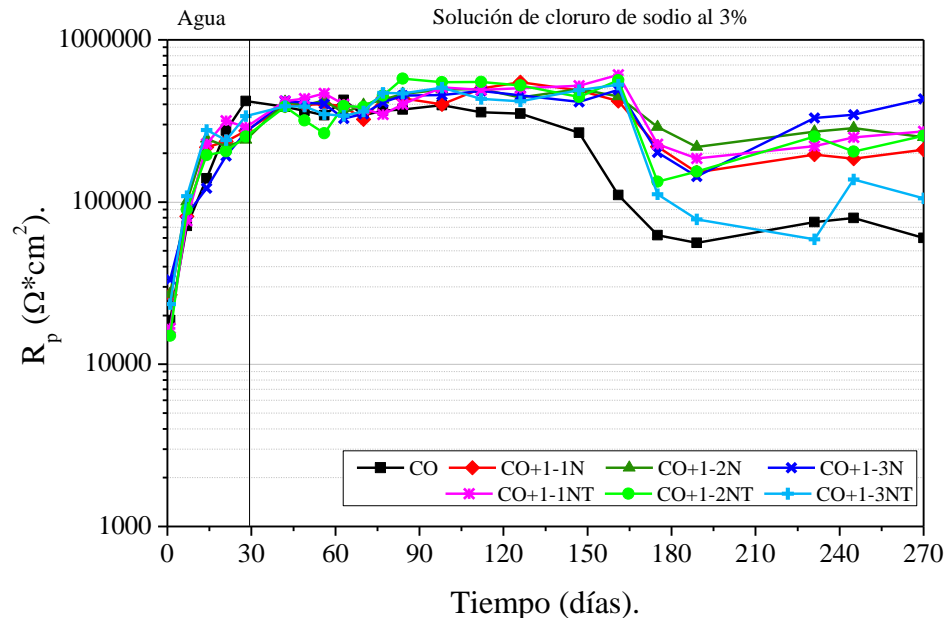


Figura 7. Comportamiento de los valores de resistencia a la polarización (R_p) en el tiempo.

En general, se puede observar que estos resultados muestran una tendencia similar a los valores de resistencia de ruido. El buen desempeño del mucílago Nopal dentro de la matriz de concreto es evidente, porque a pesar de presentar una caída en los valores de R_p después de 150 días de exposición al ambiente agresivo, la resistencia de todas las muestras aumenta progresivamente al final del período de prueba.

Una propiedad muy importante que influye en el comportamiento descrito por las muestras con mucílago de Nopal es su alta viscosidad, un parámetro que mejora la trabajabilidad de la mezcla y la homogeneidad del concreto (Knapen y Van Gemert, 2009; León-Martínez et. al., 2014). Algunos estudios afirman que ciertos polímeros naturales (polisacáridos) presentes en el mucílago Nopal, reaccionan con los compuestos de cemento formando complejos que reducen la porosidad del concreto, principalmente porque son compuestos más pequeños (Chandra et. al., 1998; Ramírez-Arellanes et. al., 2012).

Se realizó una correlación lineal a partir de los resultados R_n y R_p de todas las muestras, como se muestra en la Figura 8.

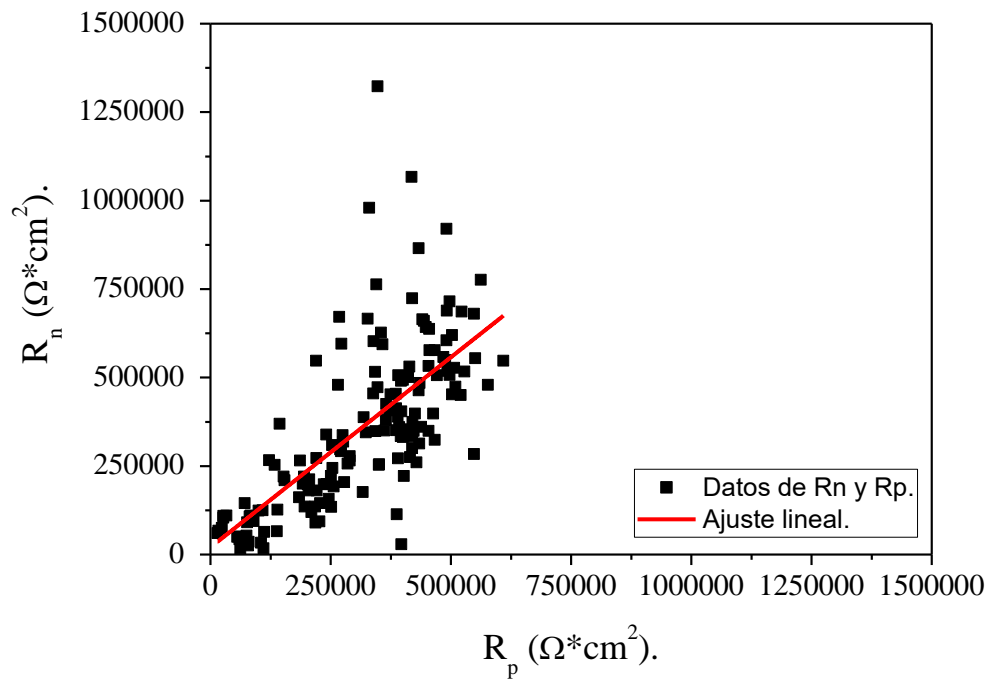


Figura 8. Correlación entre los valores R_n y R_p de todas las muestras.

A partir de este análisis se obtuvo un coeficiente de correlación con un valor de 0.695. Este valor indica una correlación razonable entre los resultados de ambas técnicas electroquímicas (Kearns et al., 1996), teniendo en cuenta que un valor de cero indica que no hay correlación y un valor de uno indica una muy buena correlación. Estos resultados confirman que ambas técnicas son equivalentes y adecuadas para el estudio electroquímico del acero de refuerzo en el concreto. De hecho, muchos estudios sobre el comportamiento electroquímico del acero de refuerzo, en particular con el uso de estas técnicas han sido reportados en la literatura (Andrade et. Al., 2004; Legat et. al., 2004; Bing et. al., 2007; Poursaee, 2010).

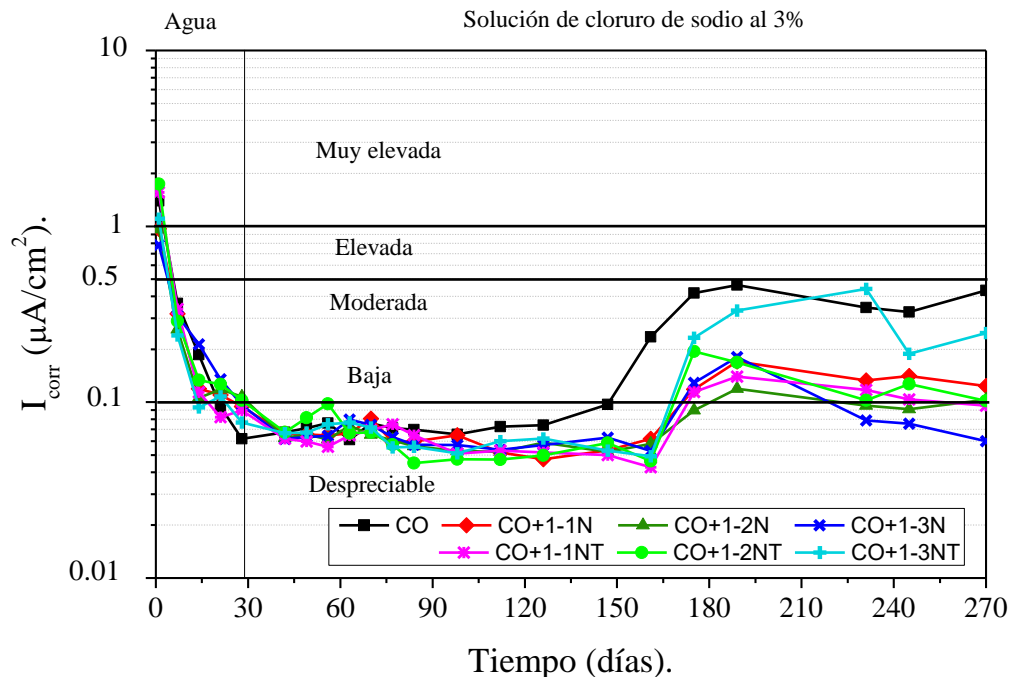


Figura 9. Comportamiento de los valores de la velocidad de corrosión (I_{corr}) en el tiempo.

La velocidad de corrosión es inversamente proporcional a los valores de resistencia a la polarización lineal a partir de los cuales se determinó la I_{corr} para todas las muestras (Andrade y Buják, 2013). Según algunas investigaciones, el factor de proporcionalidad (constante B) varía de 13 a 52 mV. En este estudio sobre el análisis de la velocidad de corrosión del acero de refuerzo en concreto, se aplicó un valor de $B = 26$ mV (Andrade et. al., 2004). Todos los valores de velocidad de corrosión en términos de densidad de corriente se muestran en la Figura 9.

Durante el proceso de curado del concreto, se puede observar una rápida disminución de la I_{corr} hasta alcanzar valores por debajo de $0.1 \mu A/cm^2$ en el rango de velocidad de corrosión insignificante (Andrade y Alonso, 1996). A estos valores, el acero posiblemente ya desarrolló un estado de pasividad debido a la presencia de oxígeno, humedad y un medio altamente alcalino (Hansson, 1984). Con el avance del tiempo de exposición al medio agresivo, todas las muestras con mucílago mantienen valores de I_{corr} muy bajos. Este comportamiento, como lo afirman otros estudios, posiblemente se deba al hecho de que este aditivo natural es capaz de reducir el coeficiente de difusión de cloruros, causado por un aumento en la viscosidad de la solución de los poros del concreto (Ramírez-Arellanes et al., 2012).

Al final del período de prueba, las muestras con mucílago de Nopal mantuvieron valores de velocidad de corrosión entre 0.1 y $0.2 \mu A/cm^2$, excepto para la muestra CO+1-3N, que mantuvo valores inferiores a $0.08 \mu A/cm^2$ en el rango de velocidad de corrosión insignificante (Andrade y Alonso, 1996). Esto indica que el mucílago de Nopal no solo mejora las propiedades electroquímicas del acero, sino que también, en presencia de cloruros puede mantener el acero de refuerzo protegido durante más tiempo (Martinez-Molina et al., 2015). Por el contrario, la muestra control se mantiene en el rango de velocidad de corrosión moderada.

La Tabla 6 muestra los valores de densidad de corriente de corrosión y las eficiencias del mucílago de Nopal alcanzadas al final del período de prueba. Como se puede ver, la eficiencia más alta del inhibidor fue del 86% para la muestra CO+1-3N, con una concentración 1-3 de mucílago Nopal extraído por maceración a temperatura ambiente durante 48 horas.

Tabla 6. Parámetros electroquímicos obtenidos después de 270 días de prueba.

Muestras	I_{corr} ($\mu A/cm^2$)	I.E (%)
CO	0,432	-
CO+1-1N	0,124	71
CO+1-2N	0,103	76
CO+1-3N	0,060	86
CO+1-1NT	0,095	78
CO+1-2NT	0,102	77
CO+1-3NT	0,247	43

4. CONCLUSIONES.

Este trabajo de investigación tuvo como objetivo el estudio de las propiedades electroquímicas del acero de refuerzo en concreto con la adición de mucílago Nopal. Se realizó un análisis a partir de tres concentraciones de mucílago obtenidas por dos métodos de extracción. El efecto favorable de este aditivo natural se apreció en el retraso del inicio de la corrosión y protección el acero de refuerzo.

Las conclusiones son las siguientes:

Para las muestras con la concentración 1-3 de mucílago de Nopal, se lograron los valores más altos de resistencia a la compresión, teniendo en cuenta que este aditivo natural actúa como un retardante del fraguado del concreto.

A partir del potencial a circuito abierto, se apreció el efecto favorable del mucílago de Nopal como un aditivo que puede retrasar la corrosión del acero de refuerzo en el concreto. La muestra CO+1-3N alcanzó valores de potencial más nobles al final del período de prueba, siendo la mezcla más favorable.

Durante el proceso de curado del concreto, todas las muestras exhibieron un comportamiento similar y se observó un rápido aumento en los valores de resistencia de ruido (R_n) y resistencia a la polarización (R_p). Se puede afirmar que el mucílago de Nopal dentro de la matriz de concreto mantiene las condiciones ideales para que el acero adquiriera un estado de pasivación.

Todas las muestras con mucílago Nopal mostraron los valores más altos de R_n y R_p con respecto a la muestra control durante un período más largo. Se obtuvo un coeficiente de correlación razonable entre ambos resultados electroquímicos de R_n y R_p , con un valor de 0.695.

El mucílago Nopal fue capaz de retrasar el inicio de la corrosión en el concreto y mantener una velocidad de corrosión entre, insignificante y baja hasta el final del período de prueba.

La mezcla CO+1-3N presentó el mejor comportamiento electroquímico, con una eficiencia del 86% para la concentración de mucílago Nopal de 1-3, obtenida por maceración a las 48 horas sin cocción a 95° Celsius.

5. AGRADECIMIENTOS.

CONACyT (Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México).

6. REFERENCIAS.

- Aballe, A., Bautista, A., Bertocci, U. and Huet, F. (2001), ‘*Measurement of the noise resistance for corrosion applications*’, Corrosion. 57(1):35–42. doi: <https://doi.org/10.5006/1.3290327>
- Andrade, C., Keddani, M., Nóvoa, X. R., Pérez, M. C., Rangel, C. M. and Takenouti, H. (2001), ‘*Electrochemical behaviour of steel rebars in concrete: influence of environmental factors and cement chemistry*’, Electrochimica Acta. 46: 3905–3912. doi: [https://doi.org/10.1016/S0013-4686\(01\)00678-8](https://doi.org/10.1016/S0013-4686(01)00678-8)
- Andrade, C., Alonso, C., Gulikers, J., Polder, R., Cigna, R., Vennesland Ø., Salta, M., Raharinaivo, A. and Elsener, B. (2004), ‘*Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method*’, Materials and Structures/Materiaux et Constructions. 37(273):623–643. doi: <https://doi.org/10.1617/13952>
- Andrade, C. and Alonso, C. (1996), ‘*Corrosion rate monitoring in the laboratory and on-site*’, Construction and Building Materials. 10(5):315–328. doi: [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00044-5](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00044-5)
- Andrade, C. and Buják, R. (2013), ‘*Effects of some mineral additions to Portland cement on reinforcement corrosion*’, Cement and Concrete Research. 53:59–67. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.06.004>
- Bing, Z., Jian-Hua L., Rong-Gang H., Rong-Gui D. and Chang-Jian L. (2007), ‘*Study on the corrosion behavior of reinforcing steel in cement mortar by electrochemical noise measurements*’, Electrochimica Acta. 52(12):3976–3984. doi: <https://doi.org/10.1016/j.electacta.2006.11.015>
- Cárdenas, A., Higuera-Ciapara, I. and Goycoolea, F. M. (1997), ‘*Rheology and Aggregation of Cactus (Opuntia ficus-indica) Mucilage in Solution*’, Journal of the Professional Association for Cactus Development. 2:152–159.
- Caré, S. and Raharinaivo, A. (2007), ‘*Influence of impressed current on the initiation of damage in reinforced mortar due to corrosion of embedded steel*’, Cement and Concrete Research. 37(12):1598–1612. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.08.022>

- Chandra, S., Eklund, L. and Villarreal, R. R. (1998), '*USE OF CACTUS IN MORTARS AND CONCRETE.*', Cement and Concrete Research. 28(1):41-51.
- Cottis, R. A. (2001), '*Interpretation of Electrochemical Noise Data*', Corrosion. 57(3):265–285.
- Díaz-Cardenas, M. Y. Valladares-Cisneros, M. G., Lagunas-Rivera, S., Salinas-Bravo, V. M., Lopez-Sesenes, R. and Gonzalez-Rodríguez, J. G. (2017) '*Peumus boldus extract as corrosion inhibitor for carbon steel in 0.5 M sulfuric acid*', Green Chemistry Letters and Reviews, 10(4): 257–268. doi: <https://doi.org/10.1080/17518253.2017.1369167>
- Dúran-Herrera, A., De-León, R., Juárez, C. A. and Valdez, P. (2012), '*Mucilago de nopal como reductor de retracción en concreto auto-consolidable*', ANAIS DO 54o CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - CBC2012 – 54CBC, (Brazil), pp. 1-18.
- Girija, S., Kamachi Mudali, U., Khatak, H. S. and B. Raj, (2007), '*The application of electrochemical noise resistance to evaluate the corrosion resistance of AISI type 304 SS in nitric acid*', Corrosion Science. 49:4051–4068. doi: <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2007.04.007>
- González, J. A., Miranda, J. M. and Feliu, S. (2004), '*Considerations on reproducibility of potential and corrosion rate measurements in reinforced concrete*', Corrosion Science. 46:2467–2485. doi: <https://doi.org/10.1016/j.corsci.2004.02.003>
- Gusmano, G., Montesperelli, G., Pacetti, S., Petitti, A. and D'Amico, A. (1997), '*Electrochemical Noise Resistance as a Tool for Corrosion Rate Prediction*', Corrosion. 53(11):860–868. doi: <https://doi.org/10.5006/1.3290271>
- Hansson, C. M. (1984), '*Comments on electrochemical measurements of the rate of corrosion of steel in concrete*', Cement and Concrete Research. 14(4):574–584. doi: [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(84\)90135-2](https://doi.org/10.1016/0008-8846(84)90135-2)
- Kearns, J. R., Scully, J. R., Roberge, P. R., Reichert, D. L. and Dawson, J. L. (1996), *STP 1277. Electrochemical Noise Measurement for Corrosion Applications*, ASTM International. Edited by J. Kearns et al. 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428-2959. doi: <https://doi.org/10.1520/STP1277-EB>
- Knapen, E. and Van Gemert, D. (2009), '*Cement hydration and microstructure formation in the presence of water-soluble polymers*', Cement and Concrete Research. 39:6–13. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2008.10.003>
- Legat, A., Leban, M. and Bajt, Ž. (2004), '*Corrosion processes of steel in concrete characterized by means of electrochemical noise*', Electrochimica Acta. 49:2741–2751. doi: <https://doi.org/10.1016/j.electacta.2004.01.036>
- León-Martínez, F. M., Rodríguez-Ramírez, J., Medina-Torres, L. L., Méndez Lagunas, L. L. and Bernad-Bernad, M. J. (2011), '*Effects of drying conditions on the rheological properties of reconstituted mucilage solutions (Opuntia ficus-indica)*', Carbohydrate Polymers. 84:439–445. doi: <https://doi.org/10.1016/j.carbpol.2010.12.004>
- León-Martínez, F. M., Cano-Barrita, P. F. de J., Lagunez-Rivera, L. and Medina-Torres, L. (2014), '*Study of nopal mucilage and marine brown algae extract as viscosity-enhancing admixtures for cement based materials*', Construction and Building Materials. 53:190–202. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.11.068>
- León-Martínez, F. M., Méndez-Lagunas, L. L. and Rodríguez-Ramírez, J. (2010), '*Spray drying of nopal mucilage (Opuntia ficus-indica): Effects on powder properties and characterization*', Carbohydrate Polymers. 81(4):864–870. doi: <https://doi.org/10.1016/j.carbpol.2010.03.061>
- Martinez-Molina, W., Torres-Acosta, A., Hernández-Leos, R., Alonso-Guzman, E., Mendoza-Pérez, I. and Martínez-Peña, I. (2015), '*The inhibitive properties of Nopal slime on the corrosion of steel in chloride-contaminated mortar*', Anti-Corrosion Methods and Materials. 63(1):65–71. doi: <https://doi.org/10.1108/acmm-05-2014-1381>

- Morozov, Y., Castela, A. S., Dias, A. P. S. and Montemor, M. F. (2013), ‘Chloride-induced corrosion behavior of reinforcing steel in spent fluid cracking catalyst modified mortars’, Cement and Concrete Research. 47:1–7. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.01.011>
- Morris, W., Vico, A., Vazquez, M. and De Sanchez, S. R. (2002), ‘Corrosion of reinforcing steel evaluated by means of concrete resistivity measurements’, Corrosion Science. 44(1):81–99. doi: [https://doi.org/10.1016/S0010-938X\(01\)00033-6](https://doi.org/10.1016/S0010-938X(01)00033-6)
- Pech-Canul, M. A. and Castro, P. (2002), ‘Corrosion measurements of steel reinforcement in concrete exposed to a tropical marine atmosphere’, Cement and Concrete Research. 32(3):491–498. doi: [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00713-X](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00713-X)
- Pérez-Quiroz, J.T., Terán, J., Herrera, M.J., Martínez, M. and Genescá, J. (2008), ‘Assessment of stainless steel reinforcement for concrete structures rehabilitation’, Journal of Constructional Steel Research. 64:1317–1324. doi: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2008.07.024>
- Peschard, A., Govin, A., Grosseau, P., Guilhot, B. and Guyonnet, R. (2004), ‘Effect of polysaccharides on the hydration of cement paste at early ages’, Cement and Concrete Research. 34:2153–2158. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.04.001>
- Poursae, A. (2010), ‘Potentiostatic transient technique, a simple approach to estimate the corrosion current density and Stern-Geary constant of reinforcing steel in concrete’, Cement and Concrete Research. 40(9):1451–1458. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.04.006>
- Rahmani, E., Dehestani, M., Beygi, M. H A, Allahyari, H. and Nikbin, I. M. (2013), ‘On the mechanical properties of concrete containing waste PET particles’, Construction and Building Materials. 47:1302–1308. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.06.041>
- Ramírez-Arellanes, S., Cano-Barrita, P. F. de J., Julián-Caballero, F. and Gómez-Yañez, C. (2012), ‘Propiedades de durabilidad en concreto y análisis microestructural en pastas de cemento con adición de mucílago de nopal como aditivo natural’, Materiales de Construcción. 62(307):327–341. doi: <https://doi.org/10.3989/mc.2012.00211>
- Sáenz, C., Sepúlveda, E. and Matsuhira, B. (2004), ‘Opuntia spp mucilage’s: A functional component with industrial perspectives’, Journal of Arid Environments. 57:275–290. doi: [https://doi.org/10.1016/S0140-1963\(03\)00106-X](https://doi.org/10.1016/S0140-1963(03)00106-X)
- Torres-Acosta, A. A. (2007), ‘Opuntia-Ficus-Indica (Nopal) mucilage as a steel corrosion inhibitor in alkaline media’, Journal of Applied Electrochemistry. 37(7):835–841. doi: <https://doi.org/10.1007/s10800-007-9319-z>
- Torres-Acosta, A. A. and Martínez-Madrid, M. (2005), ‘Mortar improvements from Opuntia Ficus Indica (Nopal) and Aloe Vera Additions’, Inter American Conference on Non-Conventional Materials and Technologies in Ecological and Sustainable Construction. IAC-NOCMAT, Rio de Janeiro (Brazil), pp. 655-664.
- Valipour, M., Shekarchi, M. and Ghods, P. (2014), ‘Comparative studies of experimental and numerical techniques in measurement of corrosion rate and time-to-corrosion-initiation of rebar in concrete in marine environments’, Cement and Concrete Composites. 48:98–107. doi: <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.11.001>
- Zhang, H., Feng, P., Li, L. and Wang, W. (2019), ‘Effects of starch-type polysaccharide on cement hydration and its mechanism’, Thermochemica Acta. 678:1-9. doi: <https://doi.org/10.1016/j.tca.2019.178307>

Análisis de morteros de reparación compuestos por copolímeros de vinilo, PVA y SBR

M. H. de Souza^{1*} , R. A. de Souza¹ 

* Autor de Contacto: mateushsouza@outlook.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.330>

Recepción: 09/07/2018 | Aceptado: 27/05/2019 | Publicado: 30/07/2019

RESUMO

Este trabajo tuvo por objetivo desarrollar y analizar morteros poliméricos de reparación compuestas por copolímero vinílico, PVA (acetato de polivinilo) y SBR (estireno-butadieno). Se realizaron ensayos para la determinación de las resistencias a la compresión y tracción por compresión diametral. Además, se determinó la resistencia adherente entre la reparación y el hormigón por medio de un ensayo de tracción por compresión diametral. Entre los materiales probados, se notó que el material modificado por SBR tuvo el mejor desempeño, sobre todo con relación a la adherencia al concreto. En general, los resultados mostraron que los morteros modificados por los polímeros estudiados pueden atender a la función de material de reparación.

Palabras clave: reparar; mortero polimérico; manifestaciones patológicas; reparar mortero; fuerza de agarre.

Citar como: de Souza, M. H., de Souza, R. A. (2019), “Análisis de morteros de reparación compuestos por copolímeros de vinilo, PVA y SBR”, Revista ALCONPAT, 9 (3), pp. 277 – 287, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.330>

¹ Universidade Estadual de Maringá, Brasil.

Información Legal

Revista ALCONPAT es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor.

Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2020 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2020.

Analysis of compost repair mortars by vinyl copolymer, PVA and SBR

ABSTRACT

This work has as its objective the development and analysis of compostable polymeric mortars using vinyl copolymer, PVA (polyvinyl acetate) and SBR (styrene-butadiene). Tests were carried out to determine the compressive and diametral compression tensile strengths. In addition, the adhesive strength between the repair and the concrete was determined by means of a diametral compression traction test. Among the materials tested, it was noticed that the material modified by SBR had the best performance, especially with respect to the adhesion to the concrete. In general, the results show that modified polystyrene hair hairs can be used to repair material.

Keywords: repair, polymer mortar, pathological manifestations, repair mortar, adhesion strength.

Análise de argamassas de reparo compostas por copolímero vinílico, PVA e SBR

RESUMO

Este trabalho teve por objetivo desenvolver e analisar argamassas poliméricas de reparo compostas por copolímero vinílico, PVA (acetato de polivinila) e SBR (estireno-butadieno). Foram realizados ensaios para a determinação das resistências à compressão e tração por compressão diametral. Além disso, determinou-se a resistência aderente entre o reparo e o concreto por meio de um ensaio de tração por compressão diametral. Entre os materiais testados, notou-se que o material modificado por SBR teve o melhor desempenho, sobretudo com relação à aderência ao concreto. De modo geral, os resultados mostraram que as argamassas modificadas pelos polímeros estudados podem atender à função de material de reparo.

Palavras-chave: reparo; argamassa polimérica; manifestações patológicas; argamassa de reparo; resistência à aderência.

1. INTRODUCCIÓN

A pesar de los avances tecnológicos en la industria de la construcción, en muchos casos se puede observar la falta de calidad de las estructuras de hormigón. Este hecho puede afectar el rendimiento y la vida de estas construcciones (Geiker, 2012). Por lo tanto, es necesario comprender las fallas constructivas y los mecanismos que conducen al deterioro de las estructuras de concreto. Con el conocimiento de fallas en estructuras de concreto, se deben llevar a cabo intervenciones técnicas para mejorar el rendimiento y la vida útil de las estructuras.

Actualmente en el mercado, hay productos que ayudan a resolver las manifestaciones patológicas de la construcción. Sin embargo, el mismo material puede comercializarse para remediar problemas estructurales de propiedades bastante diferentes. En el caso de estructuras de concreto, si las propiedades del sustrato y los materiales de reparación tienen valores diferentes, puede ocurrir incompatibilidad. Por lo tanto, la reparación puede verse comprometida (Helene, 1992). En resumen, la incompatibilidad entre los materiales de reparación y el sustrato puede conducir a problemas futuros con el servicio de reparación (Luković et. Al, 2012). Por lo tanto, uno debe comprender las diferencias entre los morteros poliméricos para usarlos de manera eficiente.

Las contribuciones hechas a los morteros mediante la adición de adhesivos poliméricos hacen que las reparaciones a las estructuras de concreto sean más efectivas en su aplicación. Al agregar aditivos poliméricos, se mejoran las propiedades de adhesión, plasticidad, cohesión, flexibilidad,

impermeabilidad y durabilidad y, por lo tanto, es posible realizar varios tipos de reparación (Soufi et. Al, 2016).

Entre las propiedades requeridas para un mortero de reparación de estructuras de concreto, la adhesión es una de las más importantes. En casos de avería de reparación, la mayoría de los casos de fractura se localiza en la zona de transición entre materiales nuevos y viejos (Ueda et. Al, 2011). Por lo tanto, se puede considerar que la adhesión entre los diferentes materiales cementosos depende principalmente de la rigidez, limpieza y aspereza del sustrato (Speche y León, 2011).

La verificación de la capacidad de unión entre materiales se puede realizar mediante técnicas de tracción indirecta. En estas situaciones no se aplican cargas de tracción directa. Sin embargo, los valores de adhesión se obtienen mediante ecuaciones que relacionan elementos como la carga aplicada, la geometría de la muestra, entre otros factores. Las pruebas de resistencia a la tracción a la flexión y a la compresión diametral son ejemplos de pruebas que se refieren a la resistencia a la tracción indirecta (Speche y León, 2011).

La prueba de tensión de compresión diametral se usa comúnmente para determinar la resistencia a la tracción de los materiales compuestos de cemento. Esta prueba, también conocida como "prueba brasileña", tiene pautas descritas por la norma nacional NBR 7222 de 2011. Por lo tanto, dadas las condiciones de la prueba, se observó la aplicabilidad de esta prueba para verificar la adhesión entre dos materiales diferentes.

Este mismo método se utilizó para el análisis de la unión entre materiales nuevos y viejos y viejos, y un estudio para la restauración estructural (Speche y León, 2011). La figura 1 ilustra el ensayo realizado. P_u representa la carga aplicada linealmente en el espécimen, σ_x y σ_y representan los esfuerzos en el eje horizontal (x) y vertical (y).

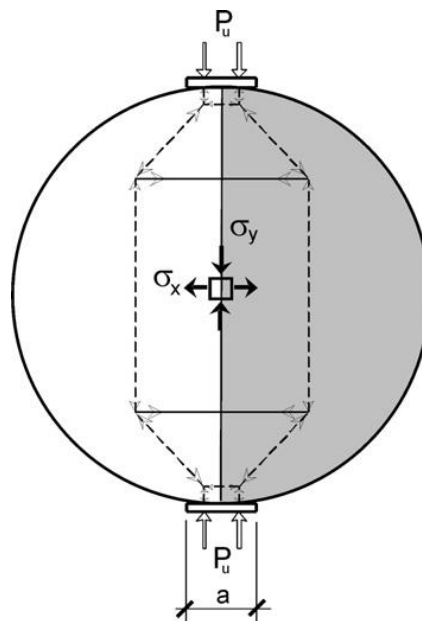


Figura 1. Representación de la carga y distribución de tensiones en la determinación de la tracción por compresión diametral.

Del mismo modo, se realizaron otros estudios utilizando el mismo método de prueba para determinar la adhesión de los materiales de reparación de pisos (Alanaziet. Al, 2016). El mismo procedimiento fue utilizado por diferentes autores para analizar la adhesión de un compuesto de caucho (estireno-butadieno) (Sprinkel y Ozyildirim, 2000).

El funcionamiento de la prueba consiste en la aplicación de cargas diametralmente opuestas y la verificación de la tracción en el mismo plano que se muestra en la Figura 1. De esta manera, se

producirán tensiones de tensión en el plano de unión entre los materiales. Esto permite determinar la fuerza de unión entre las partes.

Como la reparación generalmente trata con elementos de diferentes edades, es necesario evaluar la tensión de unión entre los materiales (Speche y León, 2011), y la calidad de la unión se puede clasificar de acuerdo con cinco clases: excelente, muy buena, buena, regular y malo (Sprinkel y Ozyildirim, 2000). Estos niveles de calidad de unión están relacionados con la tensión de unión entre materiales, como se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1. Calidad de la resistencia de adherencia entre la reparación y el sustrato.

Calidad de enlace	Tensión de enlace (MPa)
Excelente	$\geq 2,1$
Muy buena	1,7 - 2,1
Buena	1,4 - 1,7
Regular	0,7 - 1,4
Espaciosa	0 - 0,7

Por lo tanto, este trabajo se basa en el análisis de las propiedades de los morteros poliméricos a base de acrílico, SBR (estireno-butadieno), copolímero de vinilo y PVA (acetato de polivinilo). Los polímeros se agregarán al mortero de referencia, que consta de una parte de cemento por tres partes de arena. El análisis se basará en su resistencia mecánica y su capacidad de adherencia, probadas mediante pruebas de tensión diametral, siguiendo la misma propuesta de Speche y León (2011), en un plan de transición entre los materiales (hormigón y mortero polimérico).

La importancia de este trabajo está asociada con el análisis de cada material polimérico y su eficiencia. A través de este trabajo, será posible reparar estructuras de concreto usando solo cemento, arena y un adhesivo polimérico. Además, se analizará su capacidad para realizar reparaciones en diferentes propiedades del sustrato, como base teórica para guías de materiales de reparación, como los estudios de Helene (1992).

2. MATERIALES Y PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para verificar los resultados y analizar la interferencia de los polímeros en los morteros, se elaboró un mortero de referencia. Este material estaba compuesto de la misma proporción de cemento y arena (1 cemento por 3 arena, en masa) utilizada en morteros poliméricos. Sin embargo, el mortero de referencia no tiene adiciones poliméricas. Se usó arena de grano fino ($<600 \mu\text{m}$), cemento Portland CP II Z 32 y agua para preparar el mortero.

Se utilizaron tres tipos de adhesivos poliméricos para la preparación de morteros de reparación: copolímero de vinilo, PVA (acetato de polivinilo) y SBR (estireno-butadieno). La Tabla 2 presenta algunas propiedades del material adhesivo utilizado en este trabajo.

Tabla 2. Propiedades de los adhesivos poliméricos para ser utilizados en morteros de reparación.

Composición básica	pH	Densidad (kg/l)
Copolímero de vinilo	4-5	1,02
Acetato de polivinilo - PVA	4-6	1,05
Estireno-butadieno - SBR	6-8	1,0

Fuente: Vedacit Impermeabilizantes® (2017); Sika® (2015); TekBond® (2015).

Los polímeros estudiados se incluyeron en la mezcla junto con el agua de amasado, según lo indicado por los fabricantes. La relación de volumen de polímero a agua (polímero: agua) utilizada fue (1: 2) para copolímero de vinilo, (1: 3) para PVA y (1: 4) para SBR.

Con el fin de obtener un mortero con propiedades tixotrópicas, se usó suficiente agua de amasado solo para permitir el moldeo de bolas a mano sin brillo superficial, ya que el brillo superficial indicaría al principio exceso de agua (Souza y Ripper, 1998).

Para mantener la misma propiedad tixotrópica, evaluada cualitativamente, se mantuvo la proporción de cemento y arena y varió la cantidad de agua de amasado del mortero. Por lo tanto, el factor de masa de agua / cemento (agua de amasado total igual a la cantidad de agua más la cantidad de polímero) utilizado fue de 0,52 para copolímero de vinilo, 0,42 para PVA y 0,38 para SBR.

Los morteros se caracterizaron por moldear muestras cilíndricas con dimensiones de 5 cm de diámetro y 10 cm de altura. Estas muestras fueron probadas para compresión y tracción por compresión diametral. Además de estas propiedades mecánicas, la capacidad de adhesión de estos materiales al hormigón se verificó a través de muestras compuestas de hormigón y mortero de 10 cm de diámetro por 20 cm de altura. Por lo tanto, se realizaron pruebas de tracción por compresión diametral de muestras cilíndricas compuestas de concreto y mortero, como se muestra en la Figura 2. Para esto, observamos las pautas de ABNT NBR 7222 de 2011 y otros trabajos realizados con el propósito. evaluar la adhesión entre diferentes materiales, como los realizados por Espeche y León (2011), Alanazi et al. (2016) y Radhakrishna et al. (2012)

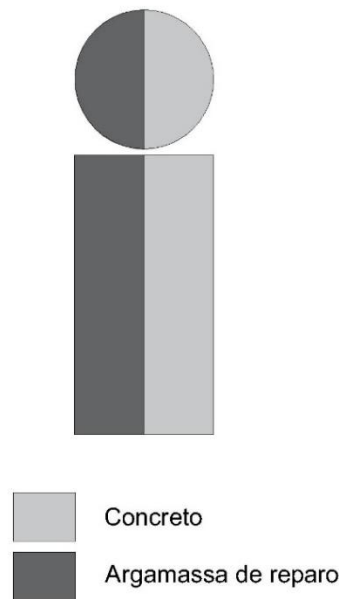


Figura 2. Muestra de prueba para evaluar la adhesión entre el concreto y el mortero de reparación.

Inicialmente, las mitades de los especímenes de hormigón fueron moldeadas. Para obtener el sustrato se utilizó un rastro de concreto común en los sitios de construcción, con una resistencia promedio aproximada de 25 MPa.

Después del curado mínimo del hormigón de 28 días, la saturación del agua superficial y la muestra cilíndrica (10 x 20 cm) se rellenaron con el material de reparación. El relleno se realizó con densificación manual de las capas.

La adhesión entre las partes de la muestra (Figura 2) se evaluó de dos maneras. El primer método tenía como objetivo evaluar la adhesión del material nuevo al antiguo solo con la saturación de la

superficie de unión entre los materiales. El otro método buscó evaluar la unión entre los materiales en presencia de un puente de adhesión basado en epoxi. Esta aplicación tiene la función de mejorar la adhesión entre el material de hormigón, además de la saturación de la superficie en agua. La verificación de la resistencia adherente se realizó mediante compresión diametral (Figura 3 - B), realizada en líneas diametralmente opuestas, en la muestra (Figura 3 - A). Al obtener la carga de rotura, es posible calcular la resistencia de unión entre el hormigón y el mortero mediante el ABNT NBR 7222 de 2011.



Figura 3. (A) Muestra para determinar la adhesión entre la reparación y el hormigón; (B) Prueba para determinar la adhesión entre la reparación y el concreto por compresión diametral

Para cada mortero, se analizaron 4 muestras (5 x 10 cm) para determinar la resistencia a la compresión, 4 (5 x 10 cm) para la resistencia a la tracción, 4 (10 x 20 cm) para la resistencia de la unión sin puente. agarre y 4 (10 x 20 cm) para mayor fuerza de agarre con puente de agarre.

La falla del material se consideró por la ruptura en el plano de unión entre los materiales, sometida a una carga diametralmente opuesta, de acuerdo con las pautas de la Norma NBR 7222 de 2011, definida para la compresión de tracción diametral. La falla, inicialmente con la estabilización de la carga aplicada y, posteriormente, la separación de los materiales de reparación y el sustrato. La aplicación de carga está automatizada y se interrumpe cuando se rompe el material. En este punto de aplicación, se considera la falla del material de reparación.

3. RESULTADOS

Los resultados obtenidos para las resistencias mecánicas para el mortero de reparación y el mortero de referencia se presentan en la Tabla 3. Los resultados se refieren a las resistencias a la compresión y a la tracción de los morteros y las resistencias de unión entre el mortero y el concreto.

Tabla 3. Resistencias mecánicas de los morteros de reparación y referencia.

Propiedades mecánicas		Referencia	Copolímero Vinílico	PVA	SBR
Resistencia a la compresión	Resistencia mínima (MPa)	17,55	16,99	12,22	15,08
	Resistencia máxima (MPa)	21,31	20,93	15,89	17,93
	Resistencia media (MPa)	19,34	19,72	14,5	16,74
	Desviación estándar (MPa)	1,55	1,86	1,98	1,48
Resistencia a la transición	Resistencia mínima (MPa)	1,9	1,66	1,5	2,27
	Resistencia máxima (MPa)	1,09	1,91	1,68	3,31
	Resistencia media (MPa)	2	1,75	1,57	2,83
	Desviación estándar (MPa)	0,09	0,11	0,09	0,43
Resistencia adherente - Sin puente de agarre	Resistencia mínima (MPa)	0,28	0,56	0,41	0,71
	Resistencia máxima (MPa)	0,77	0,68	0,78	0,9
	Resistencia media (MPa)	0,5	0,61	0,65	0,8
	Desviación estándar (MPa)	0,25	0,05	0,21	0,8
Resistencia adherente - Con puente de agarre	Resistencia mínima (MPa)	0,73	1,11	1,33	1,64
	Resistencia máxima (MPa)	1,22	1,6	1,59	2,09
	Resistencia media (MPa)	1,04	1,38	1,44	1,91
	Desviación estándar (MPa)	0,22	0,23	0,11	0,19
Observación: Para todos los ensayos, fueron utilizados cuatro (04) cuerpos de prueba.					

Analizando los resultados presentados en la Tabla 3, se puede observar que los morteros poliméricos probados en este trabajo presentan mejoras en algunas propiedades y, para algunas propiedades, valores actuales más bajos que el mortero de referencia. Los resultados se presentan gráficamente en la Figura 4.

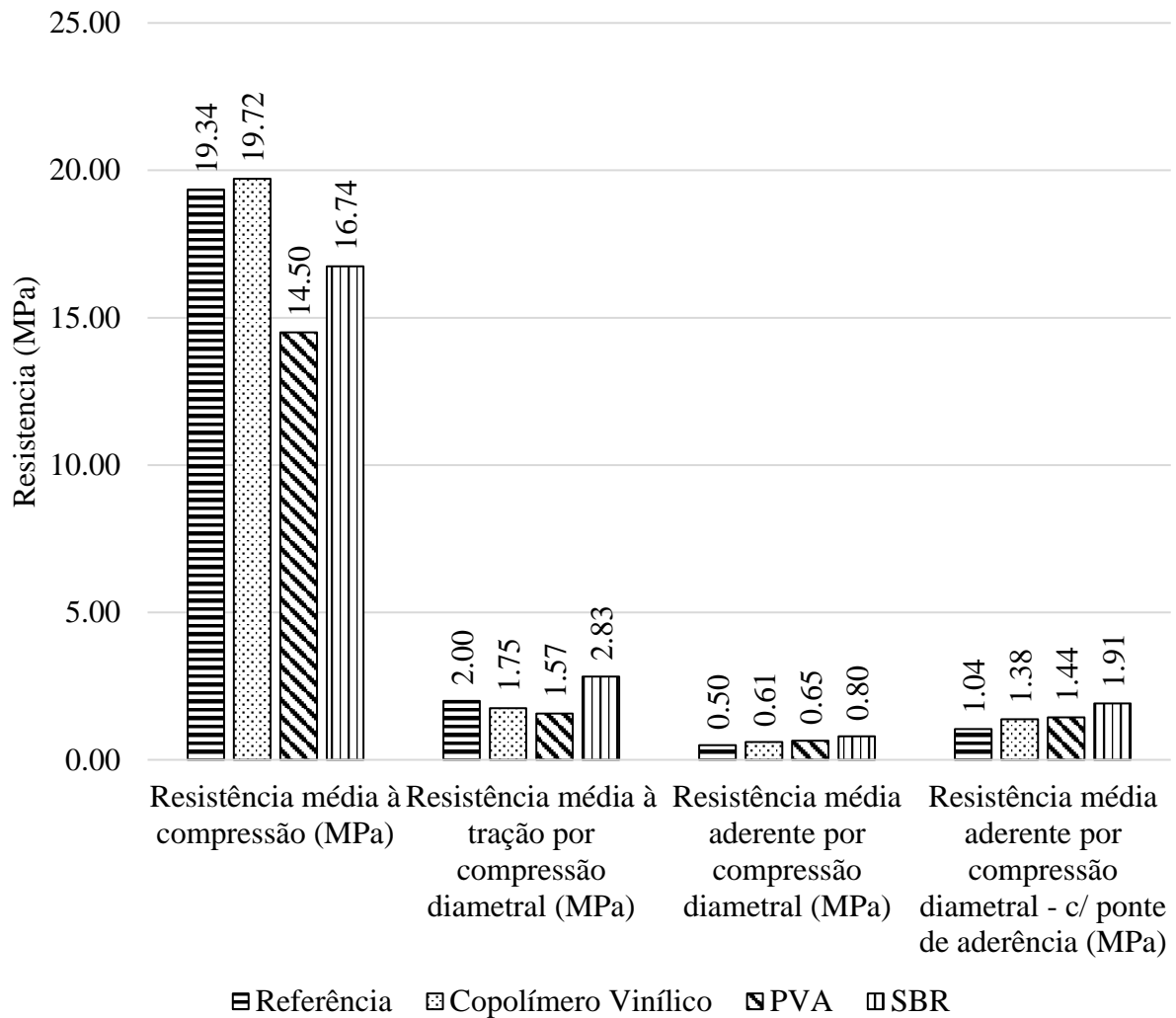


Figura 4. Resistencias mecánicas de los morteros de reparación y referencia.

Los resultados obtenidos para la compresión muestran que el mortero modificado con copolímero de vinilo presenta un pequeño aumento en la resistencia en comparación con la referencia, como se muestra en la Figura 4. Entre los otros materiales poliméricos, hay una reducción de la resistencia promedio para el SBR, como se muestra en la Figura 4. predicho en la literatura (Ukrainczyk y Rogina, 2013). Los resultados más bajos para la resistencia a la compresión se registraron para el mortero compuesto por PVA.

Para la resistencia a la tracción por compresión diametral, los resultados mostraron que el mortero modificado con estireno-butadieno tiene una mayor resistencia a la tracción que los otros materiales probados. Los otros materiales probados (mortero compuesto de copolímero de vinilo y PVA) tuvieron resultados más bajos que la referencia. Por lo tanto, observamos una mejora en el material de reparación cuando se usa el adhesivo polimérico a base de SBR.

Los resultados de la verificación de la resistencia de la unión entre el mortero y el concreto, en ambos casos, con o sin la presencia de un puente de unión, están presentes en el gráfico que se muestra en la Figura 4. A partir de los resultados obtenidos (Figura 4), observamos La presencia de componentes poliméricos puede contribuir a la adhesión entre los diferentes materiales.

En el primer caso, sin el puente de adhesión, el material que presentó el valor más alto para la resistencia de la unión fue el compuesto SBR. Esto muestra que la presencia de adhesivos a base de SBR en morteros contribuye a la adhesión de la reparación del sustrato (Ukrainczyk y Rogina,

2013). Los otros materiales también mostraron mejoras de adhesión en comparación con la referencia, sin embargo, los resultados fueron inferiores a los del SBR. En este primer análisis (sin puente de adhesión), la adhesión obtenida para el material compuesto por SBR es regular, ya que tiene un valor superior a 0.7 MPa (Sprinkel y Ozyildirim, 2000).

Al analizar los resultados de la resistencia de la unión entre la reparación y el sustrato en presencia del puente de unión, se observó que el puente tiene una contribución significativa. En general, cuando se comparan los resultados para el puente y la adhesión del puente, se puede observar un aumento de más del 100% en la resistencia en presencia del material adhesivo. Estos valores muestran la interferencia del puente de adhesión en situaciones de reparación.

El material que obtuvo los valores más altos fue compuesto por SBR. En esta evaluación, el resultado más bajo se relacionó con el material de referencia. Por lo tanto, se observa que la presencia de polímeros en morteros contribuye directamente a la adhesión, con o sin puente de adhesión. Se observa un comportamiento "muy bueno" para el material compuesto por SBR debido a su valor de adherencia entre 1.7 y 2.1 MPa (Sprinkel y Ozyildirim, 2000). El mortero compuesto por PVA presenta un comportamiento "bueno", ya que su resultado es entre 1.4 y 1.7 MPa. Los morteros de referencia ya presentan un comportamiento regular, ya que su resistencia adherente está entre 0.7 y 1.4 MPa.

Después de verificar los planos de ruptura entre el concreto y el material de reparación, como se muestra en la Figura 5, se puede observar que la carga puede haber obedecido al plan de unión entre ambos materiales.

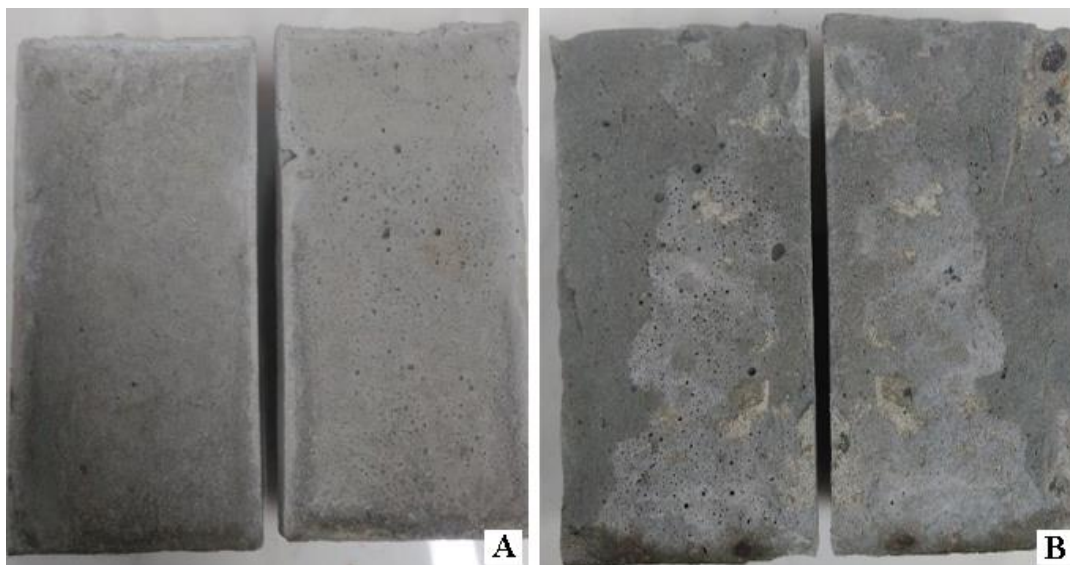


Figura 5. (A) Plan de ruptura de una muestra unida sin puente de unión; (B) Plano de rasgado de una muestra de prueba unida por enlace

En la primera situación, sin el puente de adhesión (Figura 5 - A), se observa que las dos mitades se separaron perfectamente. En otras palabras, no había presencia de mortero en la mitad del concreto o la presencia de concreto en la mitad del mortero. Esto es una indicación de que el plano de ruptura es más frágil que las resistencias de los dos materiales. Esta declaración es corroborada por los valores de los resultados, presentados en la Tabla 3. En otras palabras, solo las propiedades de los materiales poliméricos no confieren una gran resistencia de adherencia entre los materiales cementosos.

En los casos en que se usó un puente de adhesión basado en epoxi (Figura 5 - B), se observó que había presencia de partes de concreto cerca de la mitad del mortero y partes de mortero cerca de la mitad del concreto. Esto puede indicar que la resistencia de la unión mejora en presencia de puentes

de unión. Se puede verificar numéricamente por los datos en la Tabla 3. Se observa que la falla ocurre en parte en el material de unión, con una separación perfecta entre los dos materiales y, en la otra parte, se observa que uno de los dos materiales unidos romper. Se considera que la misma situación no ocurrió en ausencia de puente de adhesión. Al observar los resultados, se considera que la presencia del puente puede contribuir a las propiedades adherentes entre los materiales.

4. CONCLUSIONES

A partir de los resultados obtenidos en el laboratorio y sus respectivos análisis, se concluye que las propiedades físicas y mecánicas de los morteros utilizados en reparaciones estructurales pueden mejorarse en presencia de componentes poliméricos. Los siguientes aspectos más destacados se presentan de la investigación realizada:

- a) Copolímero de vinilo: el mortero de copolímero de vinilo modificado mostró una mayor resistencia a la compresión, resistencia a la tracción y adhesión entre el hormigón y la reparación, en relación con la referencia;
- b) PVA: el material de reparación base de PVA mostró un aumento en su capacidad adherente en relación con la referencia. Sin embargo, los valores de compresión y tracción fueron más bajos que el material de referencia. En el análisis de resultados, es posible observar una relación entre el mortero compuesto por copolímero de vinilo y PVA. Ambos están basados en vinilo, sin embargo, los mejores resultados se registraron para el copolímero de vinilo, con una pequeña diferencia desfavorable en la capacidad de adherencia;
- c) SBR: Entre los materiales probados, el mortero modificado con estireno-butadieno presentó los mejores resultados, especialmente en relación con la adhesión al sustrato. La resistencia a la compresión fue menor que la referencia. Sin embargo, para las otras propiedades analizadas, el material presentó buen comportamiento;

En cuanto a la capacidad adherente de los materiales probados, se pueden hacer dos análisis. En el primero, relacionado con la aplicación del material de reparación en una superficie saturada, se observó que hubo una mejora promedio en los resultados de aproximadamente 30% en relación con el mortero de referencia.

En presencia del puente de adhesión basado en epoxi, hubo una mejora en los valores de resistencia de adhesión de al menos 120% sobre la superficie saturada. A partir de los resultados, se observa que el uso del puente de adhesión permite considerar la capacidad de unión entre los materiales de "buena" a "muy buena". Esto muestra que se recomienda la presencia de un material de unión entre la reparación y el sustrato para garantizar una interfaz de unión eficiente.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer a CAPES por su apoyo financiero, así como al Programa de Posgrado en Ingeniería Urbana de la Universidad Estatal de Maringá por la disponibilidad de espacio físico y equipos para las pruebas.

6. REFERENCIAS

- Alanazi, H., Yang, M., Zhang, D., Gao, Z. (2016), *Bond strength of PCC pavement repairs using metakaolin-based geopolymer mortar*. Cement and Concrete Composites. 65: 75-82. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2015.10.009>
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2011) *NBR 7222: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.

- Espeche, A. D., León, J. (2011), *Estimation of bond strength envelopes for old-to-new concrete interfaces based on a cylinder splitting test*. Construction and Building Materials. 25: 1222–1235. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.09.032>
- Geiker, M. R. (2012), *On the importance of execution for obtaining the designed durability of reinforced concrete structures: Construction of durable concrete structures*. Materials and corrosion. 63:1114 -1118. <https://doi.org/10.1002/maco.201206754>
- Helene, P. R. D. L. (1992), “*Manual para reparo, reforço e proteção de Estruturas de Concreto*”. PINI, São Paulo, Brasil.
- Luković, M., Ye, G., Van Breugel, K. (2012), “*Reliable concrete repair: A critical review*”. 14th International Conference Structural Faults and Repair. Edinburgh, Scotland, UK.
- Radhakrishnan, R., Syam Prakash, V., Prasad Varma Thampan, C. K. (2012), *Performance of Styrene Butadiene Rubber as a Concrete Repair Material in tropical climate*. International Journal of Advancements in Research & Technology, Volume 1, Issue 6, pp. 1-5, ISSN 2278-7763
- Soufi, A., Mahieux, P. Y., Ait-Mokhtar, A. (2016), *Influence of polymer proportion on transfer properties of repair mortars having equivalent water porosity*. Materials and Structures. 49: 383–398. <https://doi.org/10.1617/s11527-014-0504-3>
- Souza, V. C. M. D., Ripper, T. (1998), “*Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*”. PINI, São Paulo, Brasil.
- Sprinkel, M. M., Ozyildirim, C. (2000), *Evaluation of high performance concrete overlays placed on Route 60 over Lynnhaven Inlet in Virginia*. Charlottesville, EUA.
- Ueda, H., Tamai, Y., Kudo, T. (2011), *Evaluation of the Durability of Cement-based Repair Materials*. Railway Technical Research Institute. 52: 92-96. <https://doi.org/10.2219/rtriqr.52.92>
- Ukrainczyk, N., Rogina, A. (2013), *Styrene–butadiene latex modified calcium aluminate cement mortar*. Cement & Concrete Composites. 41: 16–23. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.04.012>

Efecto del tamaño de los especímenes en la determinación de los índices de durabilidad para materiales base cemento

R. Visairo-Méndez^{1*}  A. A. Torres-Acosta²  R. Alvarado-Cárdenas¹ 

*Autor de Contacto: rvisairom@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.381>

Recepción: 18/01/2019 | Aceptación: 02/08/2019 | Publicación: 30/08/2019

RESUMEN

En este proyecto se requiere determinar si índices de durabilidad son afectados por tres tamaños de especímenes evaluados de mortero de reparación. Se elaboraron cubos de 5 x 5 cm, cilindros de 5 x 10 cm y de 10 x 20 cm para cada tipo de mortero. Se encontró que ciertos índices (WER, TVC y CS) no dependen de la geometría del espécimen. Sin embargo, los resultados de UPV presentaron una diferencia entre cubos y cilindros de 10 x 20 cm mayor a 17.5 %. Los resultados de ϵ_{eff} presentaron una diferencia muy interesante entre los cubos y los cilindros de 5 x 10 cm. Se recomienda restringir la altura de los especímenes a un valor estándar.

Palabras clave: mortero; durabilidad; tamaño; comportamiento.

Citar como: Visairo-Méndez, R., Torres-Acosta, A. A., Alvarado-Cárdenas, R. (2019), “Efecto del tamaño de los especímenes en la determinación de los índices de durabilidad para materiales base cemento”, Revista ALCONPAT, 9 (3), pp. 288 – 302, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.381>

¹ Dirección de Investigación y Posgrado, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro, Santiago de Querétaro, México.

² Escuela de Ingeniería y Ciencias, Campus Querétaro, Instituto Tecnológico de Estudios Superiores de Monterrey, Santiago de Querétaro, México.

Información Legal

Revista ALCONPAT es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel. 5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No. 04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor.

Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2020 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2020.

Specimen size effect on the durability indexes determination for cement-based materials

ABSTRACT

In this project is required to determine if there is any result variation in durability indexes due to size effect in sizes of mortar specimens. Cubes 5 x 5 cm, 5 x 10 cm and 10 x 20 cm cylinders for each mortar type were considered. It was found that in certain indexes (WER, TVC, and CS) results did not depend on specimen's geometry. Nonetheless, UPV index result presented differences up to 17.5 % between the cubes and the 10 x 20 cm cylinders. ϵ_{eff} index result showed an interesting difference between the cubes and the 5 x 10 cm cylinders used in full length. Therefore, it is recommended to restrict the height of the specimen to a standard value.

Keywords: mortar; durability; size; performance.

Efeito do tamanho da amostra na determinação dos índices de durabilidade de argamassas base cimento

RESUMO

Em este projecto é necessário determinar se os índices de durabilidade são afetados por três tamanhos de amostras avaliadas para argamassa de reparo. Cilindros de 5 x 5 cm, 5 x 10 cm e 10 x 20 cm para cada tipo de argamassa foram considerados. Verificou-se que em determinados índices (WER, TVC e CS) os resultados não dependiam da geometria da amostra. No entanto, o resultado do índice de UPV apresentou diferenças de até 17,5% entre os cubos e os cilindros de 10 x 20 cm. O resultado do índice ϵ_{eff} mostrou uma diferença interessante entre os cubos e os cilindros de 5 x 10 cm. Nestes casos, recomenda-se restringir a altura da amostra a um valor padrão.

Palavras-chave: argamassa; durabilidade; tamanho; comportamento.

1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras de concreto que se encuentran expuestas a ambientes agresivos (urbanos, marinos, industriales, o cualquier combinación de los mismos) desarrollan un daño prematuro durante su vida de servicio (< 10 años después de haberse construido y haberse puesto en servicio). Los deterioros típicos son grietas y manchas de óxido en la superficie de concreto y hasta pueden llegar a presentar mayores deterioros debido a la delaminación del recubrimiento del concreto si la corrosión del acero de refuerzo o presfuerzo no se detiene. Esta patología es muy común actualmente en las estructuras de concreto y usualmente se debe a falta de diseño por durabilidad ya que solamente se realiza el diseño por resistencia mecánica. (Torres et. al., 2002; Torres y Castro, 2013; Calado et. al., 2015; Mendoza-Rangel et. al., 2016).

1.1. Diseño por durabilidad

La durabilidad del concreto es la capacidad de mantener los efectos físicos, químicos, biológicos y climáticos como se establezcan en las reglamentaciones nacional e internacional. La vida de servicio es definida como el periodo de tiempo en el cual una estructura es puesta en servicio hasta que requiere alguna reparación, rehabilitación o refuerzo, debido a algún tipo de daño el cual puede causar una disminución estética o comprometer la seguridad de sus ocupantes (usuarios). En este sentido, el hecho de que una estructura supere su vida de servicio implica que sus condiciones de estética o seguridad deben ser restauradas a través de mantenimiento correctivo y no necesariamente cuando la estructura se encuentra a punto del colapso como es definido

erróneamente en algunas instancias. (Troconis et. al., 1997; Shi et. al., 2012; Mendoza-Rangel et. al., 2016).

Una estructura durable es aquella cuya vida de servicio llega a ser mayor a 50 años; y en países en donde la tecnología del concreto ha evolucionado rápidamente, la vida de servicio puede llegar de 80 a 100 años. El proceso de diseño por durabilidad de estructuras de concreto comienza cuando se usa el criterio de selección del material del concreto basado en ambientes agresivos. Una vez que los materiales se han seleccionado para la elaboración del concreto, el siguiente paso es el diseño de la estructura por diseño de resistencia mecánica. Conociendo el tipo de cemento, las adiciones minerales que pueden ser usadas en la mezcla de diseño, la cantidad de cemento y la relación agua/cemento (a/c), los ingenieros estructuristas predicen la resistencia mecánica de la mezcla de concreto. Esto permite a las estructuras estar protegidas durante su vida de servicio por más de 80 años evitando de esta manera reparaciones costosas durante su vida útil de servicio. Otra alternativa de diseño por durabilidad puede ser a través de índices de durabilidad como se ha realizado en investigaciones recientes. (Torres et. al., 2002; Helene et. al., 2003; Solís et. al., 2012; Mendes et. al., 2018).

1.2. Construcción de estructuras de concreto durables

En la supervisión y control de calidad del concreto duradero, la fabricación, el transporte, la colocación, consolidación y el curado, la dosificación y el cumplimiento del recubrimiento de concreto de los elementos a construir, deben ser monitoreados de cerca. En el caso de la fabricación y dosificación del concreto para mezclas durables, es obligación del contratista y/o supervisor externo extraer núcleos de concreto en elementos estratégicos para determinar que el concreto ya colocado y endurecido cumpla con los requerimientos del proyecto de durabilidad. Mediante esta metodología, el propietario asegura que los materiales utilizados en la construcción son sin duda, durables. Esta necesidad de verificar que el concreto colocado en los elementos estructurales cumpla con los requerimientos solicitados en el diseño, se debe al hecho de que: realizar estas pruebas en cilindros estandarizados, elaborados por laboratorios o especialistas acreditados para su fabricación, no podría reflejar lo que realmente es colocado en los diferentes elementos de concreto de la obra. (Helene et. al., 2003; Torres y Castro, 2018).

1.3. Pruebas de índices de durabilidad

El comportamiento de la durabilidad del concreto se ha evaluado a partir de pruebas físicas y mecánicas de laboratorio. Las más utilizadas son: Resistividad Eléctrica Húmeda (REH), Velocidad de Pulso Ultrasónico (VPU), porcentaje Total de Vacíos (TV), Porosidad Efectiva (ϵ_{eff}) y Resistencia Mecánica a la Compresión (RMC). Todos los valores experimentales obtenidos de estas pruebas se conocen comúnmente como índices de durabilidad (Tabla 1). Dichas pruebas se realizan regularmente en un laboratorio de campo o en un laboratorio de control de calidad/aseguramiento de calidad de la supervisión. Además, se han realizado correlaciones entre los índices considerando RMC, REH y la prueba de Absorción Capilar de Agua (ACA) (Medeiros-Junior et. al., 2019). La metodología seguida para caracterizar la durabilidad (u obtener los índices de durabilidad) de las mezclas de concreto antes y durante los trabajos de construcción utiliza especímenes de diferentes dimensiones y formas. (Troconis et. al., 1997; Mejía et. al., 2018).

El muy bien conocido proyecto DURAR (Troconis et. al., 1997) indica que la altura de las muestras debe ser < 50 mm en algunas pruebas, pero el área de contacto podría ser variable. Típicamente los especímenes son cubos o cilindros con dimensiones laterales de cinco a 30 cm. Por ejemplo, las dimensiones típicas del cubo son de 5 x 5 cm, 10 x 10 cm o 15 x 15 cm; Las dimensiones típicas del cilindro son 5 x 10 cm, 10 x 20 cm y 15 x 30 cm. Estas formas y dimensiones variables pueden generar diferencias en los resultados de índices de durabilidad obtenidos si las pruebas tienen restricciones en las dimensiones de especímenes, como se observa en la literatura con algunas

pruebas mecánicas que son afectadas por las dimensiones de los especímenes. (Bazant y Planas, 1997; Bazant, 2000). Este efecto de dimensiones en el comportamiento mecánico de los materiales se define como la Ley de Efecto de Tamaño (SEL por sus siglas en inglés), en la que los materiales como el concreto con tamaños de agregado bastante grandes en dimensión, pueden producir un comportamiento mecánico diferente dependiendo del tamaño de la muestra utilizada para la prueba. Por lo tanto, el objetivo de esta investigación es presentar un programa experimental para determinar si las pruebas de los índices de durabilidad (REH, VPU, TV, ϵ_{eff} y RMC) son afectadas por la forma y dimensión del espécimen.

Tabla 1. Niveles de índices de durabilidad (Troconis et. al., 1997)

Prueba de índice de durabilidad	Desempeño bajo	Desempeño medio	Desempeño alto
REH, $k\Omega\text{-cm}$	< 10	10 – 50	> 51
VPU, km/s	< 2.9	3 – 4	> 4.1
TV, %	> 15	10 - 15	< 10
ϵ_{eff} , %	> 10	5 - 10	< 5
RMC; MPa	< 30	30 - 50	> 51

2. PROCDIMIENTO EXPERIMENTAL

2.1. Materiales

Para determinar si la forma y las dimensiones de los especímenes afectan los índices de durabilidad, la presente investigación descarta el posible efecto sobre el tamaño del agregado, por lo tanto, mortero (cemento, agua, arena) en lugar de concreto (cemento, agua, arena, grava) se utilizó como material de prueba.

Los morteros se definieron de acuerdo con los índices de durabilidad: bajo, intermedio y alto desempeño (llamados N2, N1 y MR, y SR en esta investigación). Estas variaciones de mezclas de mortero se consideraron para verificar si también eran afectados por las variables evaluadas.

Para los morteros N1 y N2, el cemento utilizado fue el cemento CPC (nombre mexicano para el cemento Portland Tipo I con algunas adiciones desconocidas para disminuir el contenido de clínker; el fabricante no proporcionó especificaciones del cemento) según NMX-C-414-ONNCCE-1999. La arena utilizada fue sílice de un banco de material, tamaño de malla número 89, según ASTM C33 - 2003. Las proporciones de cemento:arena en peso utilizadas para fabricar los especímenes de mortero fueron 1:2.75. Las proporciones de las mezclas de mortero utilizadas se especifican en la Tabla 2.

Tabla 2. Proporciones de mezcla de mortero de desempeño bajo (N2) y desempeño medio (N1)

Material	N2 [l / m^3]	N1 [l / m^3]
Cemento	128.04	186.24
Agua	322.67	322.67
Arena	549.29	491.09

Para los morteros MR y SR se utilizaron dos marcas comerciales, y se les proporcionó cierta dosis protegida, por lo que no se obtuvo información detallada de los fabricantes.

La información del mortero MR fue que contenía fibras de propileno, pero el fabricante no proporcionó información sobre el tamaño de la fibra ni el contenido. La fabricación del mortero MR se realizó siguiendo las especificaciones del fabricante escritas en el empaque del producto:

190 ml de agua por kilogramo de producto, proporcionando 9.5 l de agua por bolsa de 50 kg. Se mezclaron el producto comercial y agua en una mezcladora de mortero, hasta que la mezcla se homogeneizara completamente antes de colocarla en moldes para cubos de 5 x 5 cm, cilindros de 5 x 10 o 10 x 20 cm. Las características físicas del producto comercial obtenidas por el fabricante se presentan en la Tabla 3.

La información proporcionada para el mortero SR fue: cemento CPC (sin concentración definida), arena de cantera de mármol, relación baja de agua/cemento (w/c) (< 0.35), reductor de agua de tercera generación basado en policarboxilatos (presentación en polvo integrado en la mezcla seca). El producto llegó almacenado en cubetas de plástico cerradas (20 l) y solo se requirió agregar agua potable en la mezcladora de mortero (no se permite mezclar a mano, según las recomendaciones del fabricante).

Tabla 3 Características físicas del mortero MR otorgadas por el fabricante

Característica física	Descripción	Descripción
Peso volumétrico Seco	1,413 kg / m ³	-
Peso volumétrico endurecido	1,690 kg / m ³	-
Resistencia mecánica	16.0-18.0 MPa a 1 día	35.0-45.0 MPa at 28 días
Resistencia a la flexión	9.5-9.7 MPa a 1 día	11.0-12.0 MPa a 28 días
Resistencia a la tensión	3.2-4.0 MPa a 1 día	40.0-46.0 MPa a 28 días

2.2. Dimensiones de especímenes

Para esta investigación, se seleccionaron tres dimensiones para los especímenes de morteros: cubos de 5 x 5 cm (cubo), cilindros de 5 x 10 cm (Cil-5), y cilindros de 10 x 20 cm (Cil-10). Para los morteros N1 y N2, las mezclas fueron preparadas para obtener 15 cubos, cuatro cilindros de 5 x 10 cm (chico), y nueve cilindros de 10 x 20 cm (grande). Los especímenes obtenidos de los morteros comerciales MR y SR fueron los mismos para cubos (15) y cilindros chicos (4), el material sobrante se utilizó para colocar en moldes de cilindros de 10 x 20 cm. La cantidad total de especímenes elaborados se presenta en la Tabla 4.

Tabla 4 Cantidad de especímenes elaborados en esta investigación

Tipo de mortero	Cubo 5 x 5 cm	Cil. 5 x 10 cm	Cil. 10 x 20 cm
Desempeño bajo	15	4	9
Desempeño medio	15	4	9
Desempeño medio	15	4	15
Desempeño alto	15	4	22

Para algunas pruebas, los cilindros grandes fueron cortados ya que el método define una altura específica (≤ 5 cm). Se obtuvieron cuatro especímenes de este tipo para cada cilindro grande (nombrado R-10).

2.3. Índice de Resistividad Eléctrica Húmeda (REH)

Determinar la REH implica una técnica simple que define rápidamente el valor de un concreto, y también es una prueba rentable, dado el bajo costo del equipo requerido. El espécimen se retiró del curado (de ahí el nombre REH), se colocaron esponjas húmedas en cada extremo y se colocaron placas metálicas (normalmente un metal resistente a la corrosión como el acero inoxidable o

bronce) en cada extremo tocando las esponjas. Posteriormente, el voltaje se transmitió a través de las dos placas y se midió la corriente iónica resultante. El equipo fue utilizado para medir los valores de corriente para obtener la resistencia eléctrica húmeda entre placas (RH), esto es, la resistencia del espécimen de mortero. El mortero se midió utilizando un Resistómetro comercial siguiendo el procedimiento estándar NMX-C-514-ONNCCCE-2016 (en kilo ohms, $k\Omega$). El valor resultante se multiplicó por una constante de celda que divide el área de la muestra (A) por su longitud (L): 5 cm para cubos, 1.96 cm para cilindros chicos y 3.93 cm para cilindros grandes. La Figura 1 representa esta prueba.

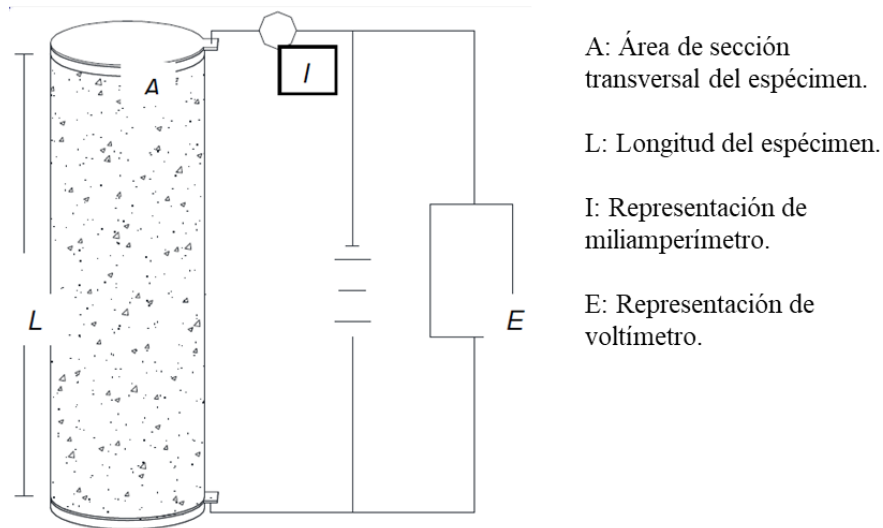


Figura 1. Representación de la prueba REH

2.4. Índice de Velocidad de Pulso Ultrasónico (VPU)

La técnica de VPU, método indirecto para determinar la homogeneidad de los materiales base cemento, se utilizó para estimar otra propiedad física de los especímenes de mortero (Troconis et. al., 1997). En este método, un emisor envía un pulso ultrasónico que viaja a través del material hasta llegar a un receptor. La distancia entre el emisor y el receptor se divide por el tiempo transcurrido en el cual la onda del pulso llega al transductor en el otro extremo del espécimen, a esto se le conoce como VPU. Después de realizar la prueba de REH, se utilizaron los mismos especímenes para llevar a cabo la técnica VPU la cual se obtuvo usando un medidor velocidad de pulso ultrasónico comercial. El procedimiento seguido fue de acuerdo con la norma ASTM C597 - 2002 y el proyecto DURAR (Troconis et. al., 1997). En la Figura 2 se presenta el equipo utilizado para esta prueba.



Figura 2. Equipo utilizado para la prueba de VPU

2.5. Índice de Porcentaje Total de Vacíos (TV)

El TV fue obtenido siguiendo los lineamientos de la norma ASTM C642 - 1997. Después de secar a 50 °C (122 °F) hasta peso constante (de 20 a 35 días), se tomó una medición inicial y se definió como peso seco (m_D , por sus siglas en inglés). Después los especímenes fueron colocados en contenedores de plástico con alta humedad y se obtuvieron mediciones de peso hasta peso constante (m_S , por sus siglas en inglés). También se obtuvo el peso de especímenes saturados dentro del agua para obtener el peso saturado sumergido (m_{SS} , por sus siglas en inglés). Finalmente se obtuvo el TV (%) con la siguiente ecuación (1):

$$TV (\%) = \frac{100*(m_S - m_D)}{m_S - m_{SS}} \quad (1)$$

Dado que el método especifica altura de especímenes ≤ 5 cm, los cilindros grandes usados en esta prueba tuvieron que ser cortados en rodajas con alturas de 5 cm aproximadamente. A este tipo de espécimen se denominó R-10 en esta investigación.

2.6. Índice de Porosidad Efectiva (ϵ_{eff})

Este índice se obtiene como resultado de la prueba de absorción capilar del agua (AC). Para determinar la absorción capilar del mortero, para ello se realizó el procedimiento con la técnica de Fagerlund (Troconis et. al., 1997; ASTM C1585, 2004). Esta técnica es la base de lineamientos suecos considerando cuatro coeficientes que describen la cinética de la absorción capilar de morteros y concretos: resistencia a la penetración del agua (m), coeficiente de absorción capilar (k), porosidad efectiva (ϵ_{eff}), y absorción capilar (S). La misma preparación de los especímenes fue requerida para los cilindros grandes con el fin de obtener especímenes de 5 cm de altura (R-10).

Los especímenes fueron secados a una temperatura de 50 °C (108 °F) y < 30 % H.R. hasta lograr peso constante. Posteriormente se cubrieron los cubos con un material de sellado (cera) en cuatro de sus seis caras, y los cilindros y rodajas en su perímetro curvo, dejando al descubierto las caras superior e inferior. Después de registrar el peso seco inicial con cubierta de cera (W_0 , por sus siglas en inglés) Los especímenes fueron colocados en contenedores con fondo plano (22 ± 4 °C [97 ± 18 °F] y ~ 100 % H.R.), asegurándose que el nivel del agua alcanzara de 3 a 5 mm (0.1 y 0.2 in.). El agua utilizada para los cilindros chicos fue contaminada con 3.5 % de iones cloruro (por peso de agua). Todos los especímenes fueron colocados en sus respectivos recipientes y se revisó

el nivel de agua diariamente para mantener el mismo (evitando la pérdida de agua debido a evaporación o absorción de los especímenes).

El cambio de peso de los especímenes por unidad de área expuesta $((W_t - W_0) / A)$ se registró una vez al día, cinco días a la semana durante los primeros dos meses. Después fueron tres mediciones por semana durante los próximos tres meses. Finalmente, las mediciones fueron tomadas una vez a la semana hasta que el periodo de la prueba fue terminado.

Los coeficientes de absorción fueron calculados con base en las siguientes ecuaciones (Troconis et. al., 1997):

$$m [sec \cdot m^{-2}] = t_n \cdot z^{-2} \quad (2)$$

$$k [kg \cdot m^{-2} \cdot sec^{-1/2}] = (W_t - W_0) \cdot A^{-1} \cdot t^{-1/2} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{eff} [\%] = 0.001 \cdot k \cdot m^{-1/2} \quad (4)$$

$$S [m \cdot sec^{-1/2}] = m^{-1/2} \quad (5)$$

donde el coeficiente k puede ser evaluado como la pendiente de la zona lineal de la gráfica $(W_t - W_0) / A$ como función de $t^{1/2}$; el coeficiente m puede ser determinado calculando el tiempo t_n requerido para que el agua llegue a la superficie superior del espécimen (p.ej., cuando $z = 10$ cm [4 in.] en cilindros chicos).

2.7. Índice de Resistencia Mecánica a la Compresión (RMC)

Los cubos y cilindros fueron ensayados a compresión axial hasta la falla siguiendo los lineamientos de la norma ASTM C109/C109M - 2002. Los ensayos fueron realizados utilizando una máquina universal servo hidráulica (capacidad máxima nominal de 500 kN [112.4 kips]). La carga promedio fue de ~0.25 MPa/sec [36.26 psi/sec]. Una computadora conectada a la máquina de ensayos almacenaba la salida de los datos automáticamente (carga máxima).

3. RESULTADOS Y DISCUSIONES

Para una mejor interpretación, los resultados se presentan como un promedio de tres muestras por factor de variación: tipo de mortero, forma (cubo o cilindro) y dimensión.

3.1. Índice de Resistividad Eléctrica Húmeda (REH)

El concepto de resistividad eléctrica es un parámetro que indica la interconexión entre poros en materiales granulares (p.ej., suelos) y porosos. En materiales porosos, como mortero o concreto, la resistividad eléctrica depende del grado de saturación de poros y, en menor medida, de la hidratación de la pasta de cemento o la presencia de sales disueltas en una fase acuosa (Troconis et. al., 1997). En la Figura 3 se presenta el promedio de REH vs. tiempo de tres tipos de mortero (valor promedio de al menos tres muestras por mezcla, forma y dimensión). El comportamiento del mortero MR fue variable entre los desempeños de N1 y N2 por lo cual se decidió comparar los morteros convencionales N1 y N2 con los morteros comerciales SR.

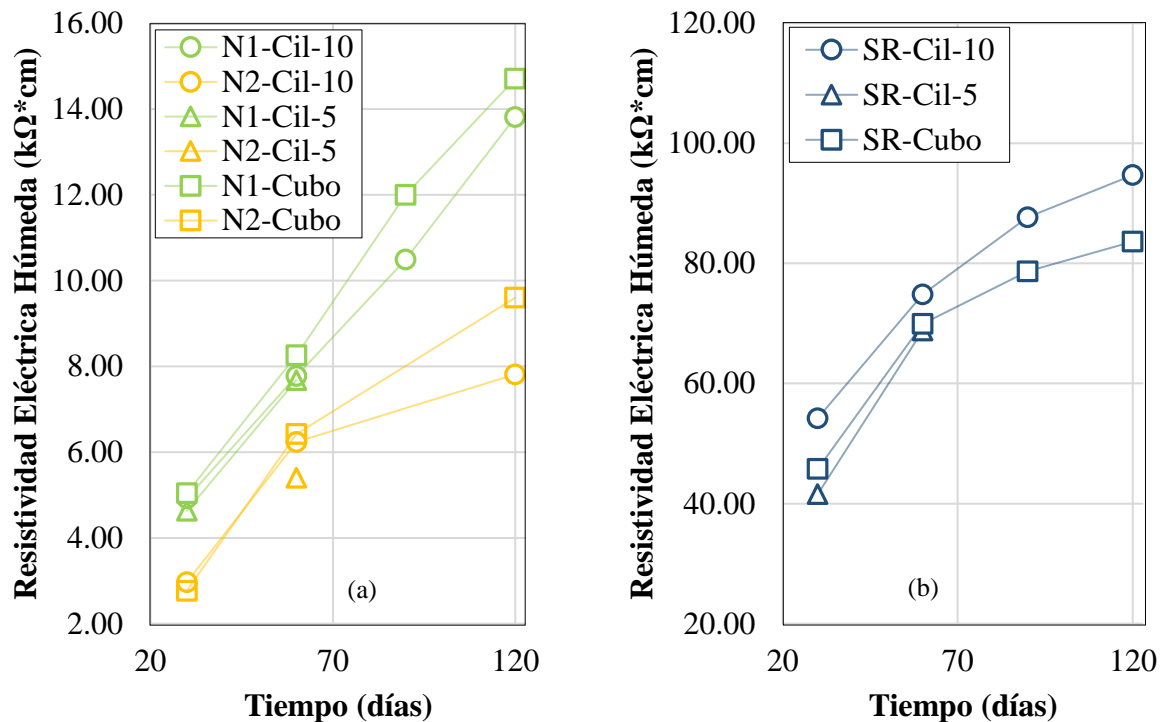


Figura 3. Valores experimentales de REH promedio vs. tiempo: (a) morteros de desempeño bajo (N2) y medio (N1); (b) mortero de desempeño alto (SR)

Como se observa en la Figura 3, se presenta un comportamiento similar del índice de REH en todos los morteros el cual aumenta con el tiempo. También se observa en la misma figura que la diferente geometría de los especímenes (cubos vs. cilindros) y dimensiones, no afectaron los resultados promedio de REH obtenidos utilizando el método directo (NMX-C-514-ONNCCE, 2016), por lo tanto, se apoya la obtención de medición REH sin importar la geometría del espécimen siempre y cuando se cumpla la longitud $L \geq 5$ cm.

Comparando el comportamiento de los tres tipos de especímenes, el mortero de desempeño bajo N2, incrementa con el tiempo y presenta una curva asintótica alcanzando valores promedio de REH de 9 $k\Omega \cdot cm$ muy cercano al valor especificado en la Tabla 1. En el caso del mortero de desempeño medio N1, la REH promedio continúa incrementando con el tiempo, lo que significa que el cemento se continuaba hidratando y que la porosidad continuaba disminuyendo. Los valores obtenidos del índice de REH obtenidos a 120 días alcanzaron alrededor de 14 $k\Omega \cdot cm$, lo cual es muy cercano al límite bajo establecido en la Tabla 1.

Finalmente, el índice promedio de REH obtenido del mortero de desempeño alto SR presentó un comportamiento no lineal después de 60 días y, a los 120 días de monitoreo, los valores alcanzaron alrededor de 90 $k\Omega \cdot cm$, pero continuaba incrementando a un ritmo más bajo que en el inicio del monitoreo. El valor obtenido a 120 días superó el valor de 51 $k\Omega \cdot cm$, valor definido como el más bajo del límite de desempeño alto para morteros.

En una investigación reciente (Mejía et. al., 2018), se observa que los morteros comerciales se encuentran en el mismo rango sin importar el tamaño del espécimen correspondiendo a un rango de desempeño medio. El mortero más con menor desempeño presentó un promedio de ± 6 $k\Omega \cdot cm$ a 120 días.

3.2. Índice de Velocidad de Pulso Ultrasónico (VPU)

El comportamiento de VPU vs. tiempo se observa en la Figura 4. Para este índice el material evaluado fue solamente para el mortero comercial SR. Esto se debe a que los otros morteros no fueron considerados para esta prueba por falta de especímenes.

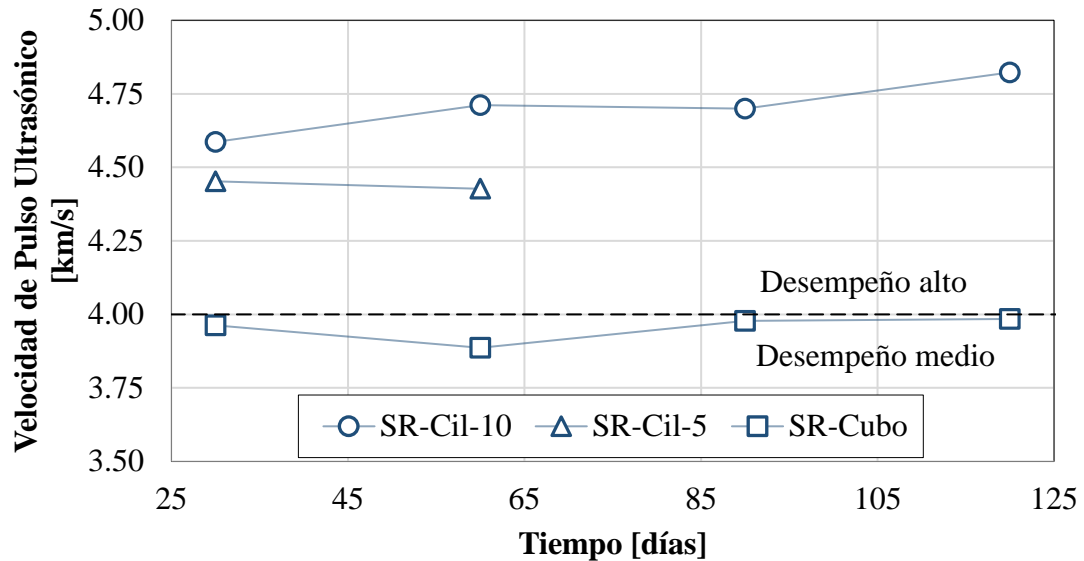


Figura 4. Valores experimentales promedio de VPU vs. tiempo para mortero de desempeño alto (SR)

Como se observa, el índice de VPU se mantiene constante durante el tiempo de experimentación (de 25 a 120 días). Sin embargo, los valores de VPU para las tres diferentes dimensiones son diferentes entre ellos, presentando valores bajos cuando se evaluaron los cubos de 5 x 5 cm (~3.95 km/s), continuando con los valores obtenidos de los cilindros de 5 x 10 cm (~4.44 km/s), y finalmente por los cilindros de 10 x 20 cm (~4.70 km/s) presentando un desempeño alto.

Con base en el criterio para índice de VPU de la Tabla 1, el mortero SR permaneció con desempeño alto si el espécimen cumple con la longitud $L \geq 10$ cm. Si la longitud del espécimen es menor a 10 cm, el mismo tipo de mortero SR cambia a mortero de desempeño medio.

La diferencia entre el espécimen cubo de 5 x 5 cm y el cilindro de 5 x 10 cm fue alrededor del 12.4 %, y respecto al cilindro de 10 x 20 cm fue alrededor de 19.0 %. Con base en los resultados presentados y de acuerdo con la Tabla 1, se recomienda que el índice VPU requiere mediciones considerando especímenes con longitud suficiente ($L \geq 10$ cm) ya que los especímenes chicos podrían producir errores en las mediciones. Esto se atribuye a la consecuencia del uso de componentes de la marca comercial del mortero ya que los cilindros, que son más grandes que los cubos, presentaron un mejor desempeño lo cual significa una mejor hidratación del cemento.

En una reciente investigación (Mejía et. al., 2018), los resultados entre los diferentes tipos de tamaño también fueron diferentes. En su trabajo de investigación, los cubos (5 x 5 cm) presentaron desempeño alto. Dos de los morteros presentaron un promedio de ± 4.2 km/s a los 120 días, pero el mismo tipo de mortero en cilindros de 10 x 20 cm presentó un promedio de ± 3.85 km/s a la misma edad. Esto puede ser una consecuencia de que el cemento haya sido bien hidratado, si el espécimen es pequeño, los poros desaparecerán y el pulso electromagnético en esta lectura será rápido.

3.3. Índice de Porcentaje Total de Vacíos (TV)

En la Figura 5 se presentan los resultados obtenidos del TV vs. tiempo de tres diferentes geometrías de especímenes utilizados. Para este índice, los especímenes utilizados fueron los cubos y cilindros

chicos en su totalidad; para la tercera geometría de espécimen se utilizaron las rodajas de 5 cm de altura obtenidas de los cilindros de 10 x 20 cm (R-10).

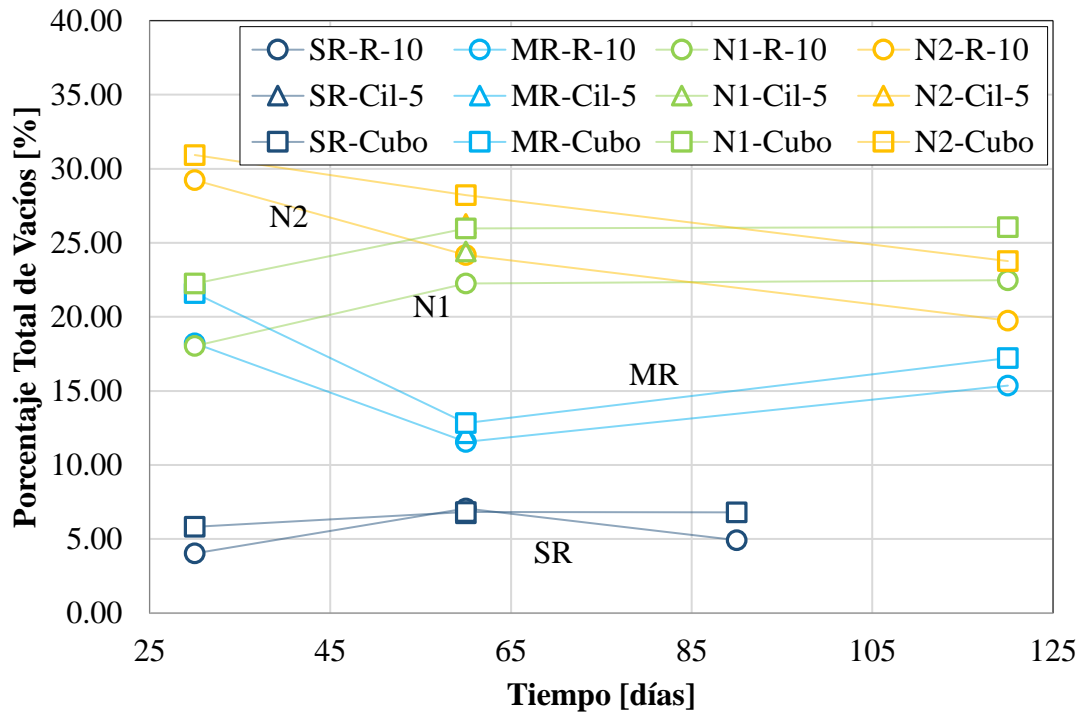


Figura 5. Valores experimentales promedio de TV vs. tiempo para morteros de desempeño bajo (N2), medio (N1, MR) y alto (SR)

Se tomó la decisión de proceder con estas geometrías la prueba de TV aunque los lineamientos para determinar contenido de vacíos en materiales endurecidos base cemento especificaran utilizar especímenes pequeños como cubos de 5 x 5 cm o rodajas de 5 cm obtenidas de cilindros de 10 x 20 cm. Por lo tanto, se procuró determinar si los cilindros chicos completos (5 x 10 cm) presentarían diferencias en los resultados obtenidos.

Como se observa en la Figura 5, el índice promedio del mortero de desempeño bajo N2 fue similar sin importar la geometría ni forma del espécimen (cubo, cilindro o rodaja), obteniendo después de 60 e incluso 120 días de experimentación, valores de 24.4 % en R-10, 26.3 % en cilindros de 5 x 10 cm y 27.6 % en cubos; (de acuerdo con la Tabla 1 de criterios de desempeño), con diferencias entre geometría de especímenes alrededor de ± 10.5 %.

Para los morteros de desempeño medio N1 y MR, los resultados del índice TV fueron similares independientemente de la geometría del espécimen (cubo, cilindro o rodaja) y la dimensión, pero obteniendo algunas diferencias interesantes entre ellos. Dado que el mortero N1 se preparó como un mortero típico base cemento (cemento, agua y arena), su desempeño promedio del índice TV fue bastante similar al mortero de desempeño bajo (N2), presentando valores de aproximadamente 24 % a 120 días, lo cual corresponde a valores de desempeño bajo de acuerdo con la Tabla 1.

Por otro lado, el mortero MR presentó un promedio de TV de solo 16 %, lo cual corresponde a valores en el límite entre los rangos de desempeño medio y alto, como se define en la Tabla 1. Finalmente, el mortero SR presentó un promedio TV bajo del 6 % correspondiendo al desempeño alto en límites presentados en la Tabla 1. Este mortero también presentó valores índices promedio TV similares independientemente de la forma y dimensión de los especímenes.

3.4. Índice de Porosidad Efectiva (ϵ_{eff})

El comportamiento de la porosidad efectiva en el tiempo se presenta en la Figura 6 como valores promedio ϵ_{eff} . El índice promedio ϵ_{eff} en el tiempo para todos los morteros evaluados resultaron acorde al comportamiento típico de los morteros: a mayor incremento del tiempo, el índice ϵ_{eff} disminuye debido al mayor grado de hidratación de la pasta de cemento en el mortero.

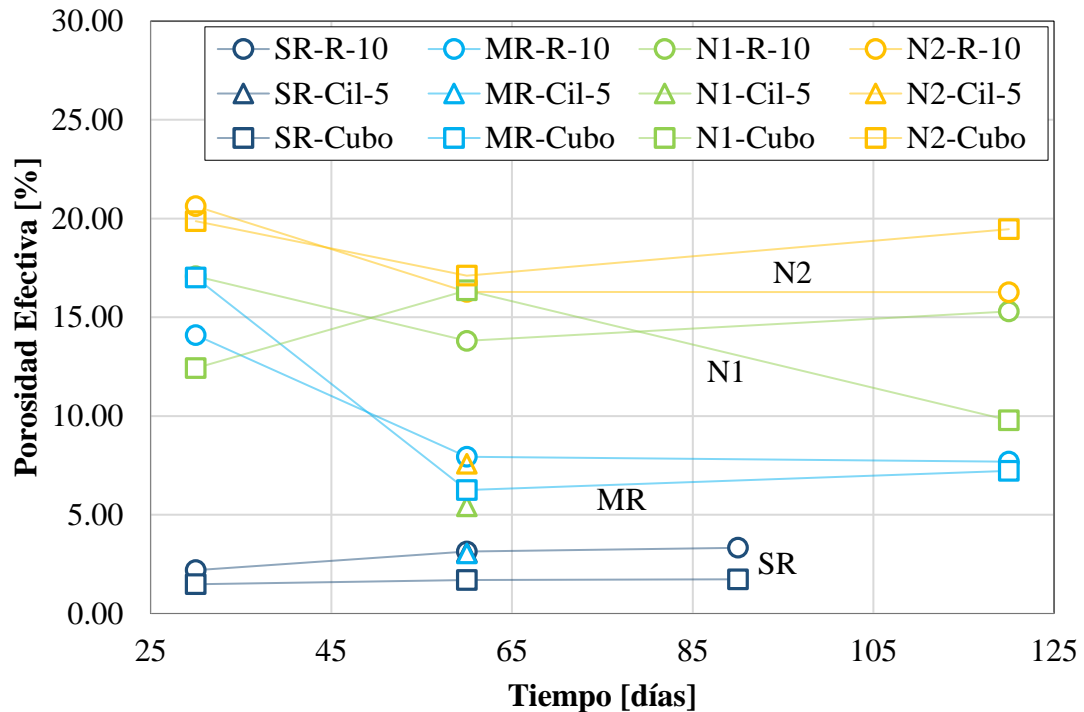


Figura 6. Valores experimentales promedio de ϵ_{eff} vs. tiempo de morteros de desempeño bajo (N2), medio (N1, MR) y alto (SR)

En la Figura 6 también presenta las diferencias de los valores ϵ_{eff} entre el tipo de mortero a los 120 días de edad: la ϵ_{eff} de N2 se encuentra entre 16 % - 20 %, ϵ_{eff} de N1 entre 10 % - 16 %, ϵ_{eff} de MR alrededor del 7.5 %, y la ϵ_{eff} de SR se encuentra alrededor del 2.5 %. Por lo tanto, se observe que no existe diferencia en los valores de ϵ_{eff} entre N1 y N2, lo cual concuerda con los valores del índice TV obtenidos (Figura 5). Comparando los valores de rangos de la Tabla 1 para este índice ϵ_{eff} , los valores de N1 y N2 corresponden a un mortero de desempeño bajo, los valores para el mortero MR a un desempeño medio y los valores para el mortero SR a un desempeño alto.

Respecto al efecto de la geometría y dimensión de los especímenes en el valor promedio del índice ϵ_{eff} , los morteros MR (desempeño medio) y SR (desempeño alto) no presentaron ninguna diferencia entre los tres diferentes especímenes utilizados. Además, los morteros de desempeño bajo, N1 y N2 para este índice en particular, presentaron diferencias en los valores obtenidos dependiendo de la geometría y dimensión del espécimen, y en algunos casos (N1-Cubo) un comportamiento errático (los resultados presentaron valores altos y bajos en el tiempo).

En los morteros N1 y N2 la diferencia entre cilindros chicos y los valores promedio de cubos y rodajas de cilindros de 10 x 20 cm a 60 días fue de 278 % y 220 %, respectivamente. Esto podría atribuirse al hecho de que la altura de cilindros chicos es mayor que la altura de los cubos y rodajas. Adicionalmente, se observa que después de 60 días de curado, las rodajas de 10 cm presentaron una alta ϵ_{eff} promedio mayor que los cubos, esto se puede atribuir al hecho de que el cemento reaccionó más rápido en especímenes más chicos que en los largos tales como los cilindros de 10 x 20 cm, de donde se obtuvieron las rodajas. Otra posibilidad es que se deba al efecto de la

geometría: el efecto del volumen total del espécimen vs. su área de contacto (cubos y cilindros de 5 x 10 cm tienen un valor menor que el de las rodajas obtenidas de cilindros de 10 x 20 cm). Por lo tanto, el índice de ϵ_{eff} podría ser afectado debido a la geometría y sus dimensiones de especímenes evaluados.

3.5. Índice de Resistencia Mecánica a la Compresión (RMC)

La resistencia mecánica de los especímenes fue obtenida considerando solo dos dimensiones de especímenes: cubos y cilindros de 10 x 20 cm. Los resultados del promedio de RMC vs. tiempo se presentan en la Figura 7.

En la misma figura, los valores del índice RMC obtenidos de los tres diferentes tipos de mortero, se encuentran claramente definidos. El mortero de desempeño bajo N2 presentó valor índice promedio de 25 MPa; los morteros N1 y MR presentaron promedios de 40 MPa y 50 MPa, respectivamente; y el mortero de desempeño alto SR presentó valores promedio que alcanzaron entre 60 MPa y 80 MPa. Los valores promedio de RMC comparados con la geometría y dimensiones (cubo vs. cilindro de 10 x 20 cm) para los morteros N1, N2, y MR son similares: las diferencias entre los valores promedio fueron menores a $\pm 10\%$.

El mortero SR presentó un comportamiento errático en los valores de RMC como se observa en la Figura 7. Este comportamiento será evaluado en una próxima investigación; se considera que se debe a una aparente deficiencia de la preparación del espécimen cuando la geometría es mayor como cilindros de 10 x 20 cm.

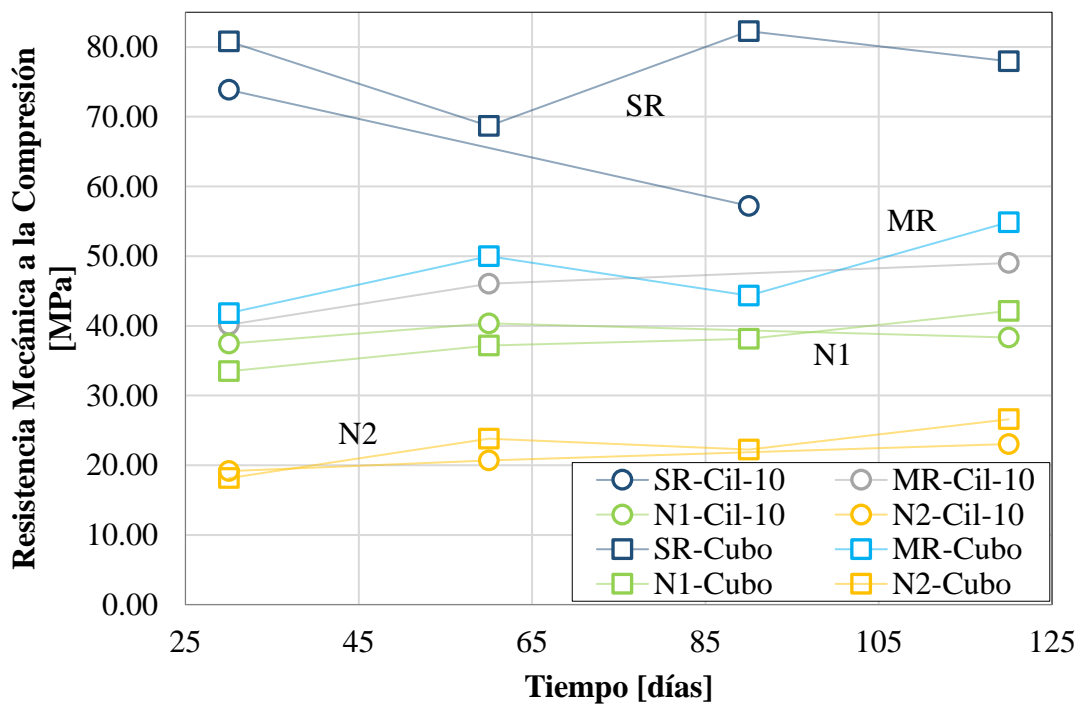


Figura 7. Valores experimentales promedio de índice de RMC vs. tiempo para morteros de desempeño bajo (N2), medio (N1, MR) y alto (SR)

La trabajabilidad de este mortero comercial SR durante la elaboración de la mezcla es bastante baja al principio, pero después de 15 minutos de estar en la mezcladora funcionando, el mortero se transformó en un estado casi líquido. Posteriormente, el vaciado del mortero en los moldes no siguió el procedimiento estandarizado (NMX-C-514-ONNCCE, 2016) debido a su forma altamente fluida y al hecho de que el mortero con los moldes debe consolidarse mediante una mesa vibratoria.

Por lo tanto, se deben realizar pruebas adicionales en tal preparación de especímenes con este mortero especializado en una próxima investigación para obtener los mejores resultados de este material.

4. CONCLUSIONES

Esta investigación presenta un programa experimental para determinar si los índices de durabilidad (REH, VPU, TV, ϵ_{eff} , y RMC) son afectados debido a la geometría del espécimen y su dimensión. Con base en los resultados obtenidos, se establecen las siguientes conclusiones:

1. Los índices de durabilidad Resistividad Eléctrica Húmeda (REH), porcentaje Total de Vacíos (TV), y Resistencia Mecánica a la Compresión (RMC) no fueron afectados por la geometría ni tamaño de los especímenes evaluados.
2. Los índices de durabilidad Velocidad de Pulso Ultrasónico (VPU) y Porosidad Efectiva (ϵ_{eff}) fueron afectados debido a la geometría y tamaño de los especímenes evaluados. Se recomienda que para el índice VPU se utilicen especímenes con longitud $L \geq 10$ cm. Por otro lado, para determinar el índice de ϵ_{eff} , la altura de los especímenes debe ser restringida a una altura $H \leq 5$ cm, independientemente de la geometría del espécimen. (cubo o rodaja).

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Universidad Autónoma de Querétaro (UAQ), Instituto Mexicano del Transporte (IMT), y la Universidad Marista de Querétaro (UMQ) por permitirnos el uso de los equipos de laboratorio e instalaciones. También agradecemos por la beca de posgrado y el apoyo financiero del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) otorgada a la M.E. Visairo-Méndez. Agradecemos de manera especial a: Servicios Integrales (SICGA S.A. de C.V.), Movinco (Movinco S.A. de C.V.), y MasaRoca (MasaRoca S.A. de C.V.) por la provisión de los morteros comerciales.

Las opiniones y los resultados de esta investigación son de los autores y no necesariamente de agencias de financiación.

6. REFERENCIAS

- ASTM International. (1997), *ASTM C642 Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete*. <https://doi.org/10.1520/C0642-97>
- ASTM International. (2002), *C109/C109M Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in, or [50-mm] Cube Specimens)*. https://doi.org/10.1520/C0109_C0109M-02
- ASTM International. (2002), *ASTM C597 Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete*. <https://doi.org/10.1520/C0597-02>
- ASTM International. (2003), *ASTM C 33 Standard Specification for Concrete Aggregates*. https://doi.org/10.1520/C0033_C0033M-18
- ASTM International. (2004), *ASTM C1585 Standard Test Method for Measurement of Rate of Absorption of Water by Hydraulic-Cement Concretes*. <https://doi.org/10.1520/C1585-04>
- Bazant, Z. P. (2000). Size effect. *International Journal of Solids and Structures*, 37(1-2), 69-80. [https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(99\)00077-3](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(99)00077-3)
- Bazant, Z. P., Planas, J. (1997), “*Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*” CRC press. Florida, United States of America. <https://doi.org/10.1201/9780203756799>

- Calado, C., Camoes, A., Monteiro, E., Helene, P., Barkokébas Jr., B. (2015). Durability Indicators Comparison for SCC and CC in Tropical Coastal Environments. *Materials*. 8:1459-1481. <https://doi.org/10.3390/ma8041459>
- Helene, P., Pereira, F. (Ed.). (2003), “*Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón. Reparación, Refuerzo y Protección*”. CYTED XV: F Corrosión/impacto ambiental sobre materiales: Reparación, refuerzo y protección de estructuras de hormigón, Construction Chemicals, Degussa, Sao Paulo, Brazil.
- Medeiros-Junior, R. A., Munhoz, G. S., Medeiros, M. H. (2019), Correlations between water absorption, electrical resistivity and compressive strength of concrete with different contents of pozzolan. *Latin-American Journal of Quality Control, Pathology and Construction Recovery*. 9(2):152-166. <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i2.335>
- Mejía, M., Torres, A. A., del Valle, A., Vázquez, V. E., Trueba, C., Martínez, M., Lomelí, M. G. (2018), Publicación Técnica 513 - Caracterización física y mecánica por desempeño de morteros de reparación, para su uso en la infraestructura del transporte de la SCT. *Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte, Coordinación de Ingeniería Vehicular e Integración Estructural*.
- Mendes, S. E., Oliveira, R. L., Cremonese, C., Pereira, E., Pereira, E., Medeiros-Junior, R. A. (2018), Electrical resistivity as a durability parameter for concrete design: Experimental data versus estimation by mathematical model. *Construction and Building Materials*. 192:610-620. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.145>
- Mendoza-Rangel, J. M., Flores-Jarquín, J. M., De Los Santos, E. U., Garcés Terradillos, P. (2016), Durability of sustainable repair mortars exposed to industrial environments. *Latin-American Journal of Quality Control, Pathology and Construction Recovery*. 6(1):41-51. <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i1.114>
- ONNCCE (1999), *NMX-C-414-ONNCCE-1999 Industria de la Construcción - Cementos Hidráulicos - Especificaciones y Métodos de Prueba*.
- ONNCCE (2016), *NMX-C-514-ONNCCE-2016 Industria de la Construcción - Resistividad Eléctrica del Concreto Hidráulico - Especificaciones y métodos de ensayo*.
- Shi, X., Xie, N., Fortune, K., Gong, J. (2012), Durability of steel reinforced concrete in chloride environments: An overview. *Construction and Building Materials*. 30:125-138. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.12.038>
- Solís, R. G., Moreno, E. I., Arjona, E. (2012), Resistencia de concreto con agregado de alta absorción y baja relación a/c. *Latin-American Journal of Quality Control, Pathology and Construction Recovery*. 2(1):21-28. <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v2i1.23>
- Torres, A. A., Castro, P. (2013), Corrosion-Induced Cracking of Concrete Elements Exposed to a Natural Marine Environment for Five Years. *Corrosion Engineering Section*. 69(11):1122-1131. <http://dx.doi.org/10.5006/0844>
- Torres, A. A., Castro-Borges, P. (2018), La filosofía para obtener obras de concreto durables. *IC Ingeniería Civil – Estructuras*. I(586):12-15.
- Torres, A., Fabela, M., Vázquez, D., Hernández, J., Martínez, M., Muñoz, A. (2002), Publicación Técnica 204 - Cambios en la rigidez y resistencia a la flexión de vigas de concreto dañadas por corrosión del refuerzo. *Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Instituto Mexicano del Transporte, Coordinación de Ingeniería Vehicular e Integridad Estructural*.
- Troconis de Rincón, O., Romero De Carruyo, A., Andrade, C., Helene, P., Díaz, I. (Ed.). (1997), “*Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*”. CYTED, XV: B Corrosión/impacto ambiental sobre materiales: Durabilidad de la armadura, Río de Janeiro, Brazil.

Vida útil a la fatiga de la armadura longitudinal de vigas de puentes de hormigón armado frente al tráfico real de vehículos pesado

F. Jr. R. Mascarenhas^{1*}  R. Chust Carvalho¹ 

* Autor de Contacto: fer.jr.resende@hotmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.375>

Recepción: 18/12/2018 | Aceptación: 15/07/2019 | Publicación: 30/08/2018

RESUMEN

Este documento analiza la vida de servicio a la fatiga del refuerzo longitudinal en vigas de puentes de concreto reforzado considerando el número real de vehículos pesados de 2 a 6 ejes en un tramo de carretera en el estado de São Paulo, Brasil. Se utilizan modelos teóricos en un sistema estructural de puentes con dos vigas doblemente apoyadas en tramos de 10, 15 y 20 metros. Para la determinación de los esfuerzos se utiliza el software Ftool y en la estimación de la vida útil a la fatiga o daño acumulado. Al final, se verifica que el tiempo de vida a la fatiga del refuerzo longitudinal varía según el tamaño del tramo, siendo que en los tres puentes analizados la vida de servicio a la fatiga es inferior a 30 años.

Palabras clave: puentes; concreto armado; fatiga vida útil; vigas.

Citar como: Mascarenhas, F. Jr. R., Chust Carvalho, R. (2019), “Vida útil à fadiga da armadura longitudinal de vigas de pontes de concreto armado frente ao tráfico real de veículos pesados”, Revista ALCONPAT, 9 (3), pp. 303 – 319, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.375>

¹ Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGECiv), Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), Brasil.

Información Legal

Revista ALCONPAT es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor.

Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2020 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2020.

Fatigue service life of longitudinal reinforcement bars of reinforced concrete beams based on the real heavy traffic

ABSTRACT

This paper analyzes the fatigue service life of longitudinal reinforcement in reinforced concrete bridge beams by considering the actual number of heavy vehicles from 2 to 6 axes in a railway in the state of São Paulo, Brazil. Theoretical models with a structural system composed by bridges with two simply supported beams and spans of 10, 15 and 20 meters are used. Ftool is used to determine the internal stretches, and the cumulative damage method in the estimation of the fatigue life. At the end, it is verified that the fatigue service life of the longitudinal reinforcement varies according to the size of the span, and in the three analyzed bridges the fatigue service life is less than 30 years.

Keywords: bridges; reinforced concrete; fatigue; service life; beams.

Vida útil à fadiga da armadura longitudinal de vigas de pontes de concreto armado frente ao tráfego real de veículos pesados

RESUMEN

Este trabalho analisa a vida útil à fadiga da armadura longitudinal em vigas de pontes de concreto armado considerando-se o número real de veículos pesados de 2 a 6 eixos em um trecho rodoviário do estado de São Paulo, Brasil. Utilizou-se modelos teóricos com um sistema estrutural com pontes com duas vigas biapoiadas com vãos de 10, 15 e 20 metros. Para determinação dos esforços emprega-se o software Ftool e na estimativa da vida útil à fadiga o método do dano acumulado. Ao fim, verifica-se que o tempo de vida útil à fadiga da armadura longitudinal varia de acordo com o tamanho do vão, sendo que nas três pontes analisadas a vida de serviço à fadiga é inferior a 30 anos.

Palabras clave: pontes; concreto armado; fadiga; vida útil; vigas.

1. INTRODUCCIÓN

Según Nowak y Fischer (2016, p. 297), la infraestructura de tráfico “no solo garantiza el rendimiento económico y la eficiencia, sino que también proporciona movilidad y calidad de vida a la población, contribuyendo así decisivamente a la riqueza de un país. ”

Según la Confederación Nacional de Transporte (CNT, 2018), el transporte de mercancías por carretera en Brasil corresponde al 61,1% y el transporte de pasajeros al 82,8% del total.

Los puentes y viaductos se ven directamente afectados por el predominio de la matriz de carreteras. Además de ser elementos muy importantes en los sistemas de transporte, garantizar el buen funcionamiento y la seguridad de estas estructuras tiene un impacto en el desarrollo socioeconómico de las ciudades vecinas e incluso de un país (Zhou; Chen, 2018; Bastidas-Arteaga, 2018).

Las diversas acciones bajo las cuales se someten los puentes y viaductos son cargas permanentes, como el peso propio y las cargas en movimiento representadas por los vehículos que viajan allí (Schneider; Marx, 2018). El volumen anual y el peso de los vehículos de carga ha crecido en las carreteras brasileñas y en todo el mundo (Pircher et al., 2011; Han et al., 2015; Deng et al., 2016; Han et al., 2017).

Este crecimiento ha generado varios problemas en los elementos constitutivos de puentes y viaductos. Entre los problemas estructurales a los que los puentes y los viaductos son susceptibles,

la fatiga merece atención (Pimentel et al., 2008; Baroni et al., 2009), ya que la variabilidad y el régimen de cargas móviles hacen que estas estructuras sean más propensas al estrés. sufrir de este fenómeno

Liu y Zhou (2018) refuerzan lo anterior al afirmar que "la investigación sobre el problema de la fatiga en las vigas de hormigón armado es de gran importancia para el diseño, mantenimiento y refuerzo de puentes" (Liu; Zhou, 2018, p. 3512).

En base a esto, utilizando datos de tráfico reales de una carretera de circunvalación, se estimará la vida de fatiga del refuerzo longitudinal de las vigas de tres puentes teóricos de hormigón armado de diferentes tamaños. Estos puentes se dimensionarán con el tren estándar brasileño TB 450 NBR 7188, que es un vehículo de peso total de 450 kN (Asociación Brasileña de Normas Técnicas, ABNT, 2013).

1.1 Metodología

Como referencia teórica se utilizarán artículos científicos digitales de revistas y congresos en idiomas portugués e inglés. Además, se utilizarán libros de referencia en el área, así como las normas pertinentes, por ejemplo, NBR 7188: 2013 y la norma brasileña NBR 6118: 2014 - Diseño de estructuras de hormigón - Procedimiento, NBR 6118: 2014.

Las evaluaciones numéricas realizadas aquí se realizarán mediante métodos analíticos utilizando las ecuaciones matemáticas descritas en el ítem 2 de este artículo. La vida de fatiga se determinará utilizando la metodología de Daño acumulado, y los momentos de flexión se determinarán en los medios de luz de hormigón armado utilizando el software de análisis de elementos finitos de Ftool (FTOOL, 2008). La elección de usar Ftool se debe al hecho de que es una herramienta gratuita y se usa ampliamente en el trabajo técnico y académico, ya sea como herramienta pedagógica o en el entorno científico.

2. FATIGA

Según NBR 6118, "la fatiga es un fenómeno asociado con acciones dinámicas repetidas, que puede entenderse como un proceso de cambios progresivos y permanentes en la estructura interna de un material sometido a la oscilación de tensiones derivadas de estas acciones" (ABNT, 2014, p. 193). Dado que la fatiga "es el deterioro progresivo de una estructura debido al crecimiento de grietas debido a variaciones de tensión (ciclos) resultantes de la aplicación de cargas repetidas, como las inducidas en los componentes del puente bajo cargas reales de vehículos pesados", estos ciclos pueden ser bajos. o alto (Habeeba et al., 2015, p. 2561).

La variación de voltaje viene dada por la diferencia entre los voltajes máximo y mínimo, expresándose esta variación por la ecuación (1):

$$\Delta\sigma = \sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n} \quad (1)$$

Donde: $\Delta\sigma$ es la variación de voltaje; $\sigma_{m\acute{a}x}$ es el voltaje máximo y $\sigma_{m\acute{i}n}$ es el voltaje mínimo.

La relación R entre tensiones se expresa por:

$$R = \frac{\sigma_{m\acute{i}n}}{\sigma_{m\acute{a}x}} \quad (2)$$

Entre las diferentes metodologías adoptadas en el análisis de fatiga, se utilizará el principio de daño acumulado o la regla de Palmgren-Miner. Este enfoque se adoptará debido al hecho de que en la fatiga del puente se producen variaciones de tensión no uniformes (Santos, Pfeil, 2014). De acuerdo

con Pimentel et al. (2008) y Wang et al. (2013), el daño acumulado D relaciona linealmente el número de ciclos experimentados n con el número de ciclos necesarios para conducir a la estructura en la ruptura N :

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad (3)$$

Donde: D es el daño acumulado; n_i es la cantidad de ciclos experimentados; N_i es el número N de ciclos necesarios para que la estructura se descomponga por fatiga. Wang y col. (2013, p. 3) explican que D es "linealmente proporcional a cada variación de voltaje $\Delta\sigma_i$ ".

Freitas (2014, p. 24-25) comenta que "la aplicación del Método de Daño Acumulado tiene como principal ventaja su rigor, dada la ausencia de fórmulas de conversión y simplificación". El autor también agrega que "cuando el estudio se centra en un pequeño número de elementos, la aplicación de este método puede ser factible", como es el caso de este trabajo que analiza las vigas de hormigón armado (Freitas, 2014, p. 24- 25)

Branco y col. (1999) señalan las siguientes conclusiones sobre los resultados obtenidos para el daño acumulado D :

- $D > 1$: la vida de fatiga real de la parte estructural analizada es inferior a la prevista, por lo que la falla de fatiga estructural se producirá durante la vida útil estimada, lo que requiere medidas para retrasar y / o controlar dicho proceso;
- $D = 1$: la vida real de fatiga de la parte estructural analizada es la prevista;
- $D < 1$: la vida de fatiga real es más larga de lo esperado, por lo que la parte estructural tiene una vida útil o vida residual (VR).

A partir de la determinación del daño acumulado se puede determinar la vida de fatiga:

$$VU = \frac{1}{D} \quad (4)$$

En este contexto, es relevante aclarar los conceptos de Vida funcional del trabajo y Vida del proyecto (VUP). Branco y Paulo (2012, p. 2) explican que "la caracterización de la vida de un puente debe comenzar definiendo su vida funcional, es decir, caracterizando la capacidad máxima de tráfico prevista" durante la vida funcional de las empresas estatales.

Los autores señalan además que "la vida funcional es a menudo menor que la vida estructural del puente" y, una vez que los problemas comienzan a ocurrir, estas estructuras deben someterse a un proceso de rehabilitación, "por ejemplo, aumentando su ancho o construyendo un nuevo puente cercano. "El que tiene problemas", para garantizar el mantenimiento de la calidad funcional del cruce (Branco, Paulo, 2012, p. 2).

De acuerdo con Branco et al. (2013, p. 5), el VUP "está asociado con las condiciones de seguridad y uso de la estructura, es decir, garantizar que no se produzca colapso, deformación excesiva, etc.". Branco y Paulo (2012) aclaran que los puentes y viaductos solían estar diseñados para un VUP de 50 años y que esta vez ahora tiene 75 años y en algunos países y depende de la importancia del trabajo de 100 a 120 años. Por lo tanto, la vida de fatiga está relacionada con la vida estructural del puente bajo el aspecto de fatiga.

Las llamadas curvas SN o curvas de Wöhler, también utilizadas en los cálculos de fatiga, son representaciones gráficas que relacionan el módulo de tensión (S) con el número de ciclos (N) necesarios para romper un material y se trazan a partir de él. datos experimentales (Pereira, 2006; Baroni, 2010).

2.1 Fadiga no concreto

NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 192) establece que la verificación de la fatiga del puente se realiza determinando la combinación frecuente de acciones, incluso si el fenómeno "está controlado por la acumulación del efecto nocivo de las solicitudes repetidas", es decir, por el proceso de daño acumulado. Para esto, la combinación frecuente de acciones viene dada por la ecuación 5.

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gik} + \psi_1 \cdot F_{q1k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot F_{qjk} \quad (5)$$

Donde: $F_{d,ser}$ es el valor de cálculo de las acciones para las combinaciones del Estado límite de servicio (ELS); F_{gik} son las acciones permanentes; F_{q1k} es la acción variable principal; F_{qjk} son las acciones variables secundarias; ψ_1 es el factor de reducción de combinación frecuente; ψ_{2j} es el factor de reducción de combinación casi permanente, donde ψ_1 es 0.5 para la verificación del haz NBR 6118 (ABNT, 2014) no aborda las acciones de fatiga de alta intensidad, es decir, capaces de causar daños con menos de 20,000 ciclos, siendo solo las acciones de intensidad media y baja y el número de repeticiones de hasta 2,000,000. ciclos tratados por la norma. También de acuerdo con NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 193), "para la consideración del espectro de acciones, se admite que los vehículos con carga completa de hasta 30 kN pueden ser excluidos, en el caso de puentes de carretera".

Schlaflí y Bruhwiler (1998), Ray y Kishen (2014) y Ruiz et al. (2015) argumentan que el comportamiento mecánico de los elementos de hormigón armado está estrechamente relacionado con el comportamiento del marco. Por lo tanto, la ruptura del elemento está asociada con la ruptura del marco, que ocurre con mayor frecuencia con la flexión (Schlaflí; Bruhwiler, 1998, Ray; Kishen; 2014, Ruiz et al., 2015).

Maggi (2004, p. 8) explica que la fatiga en el concreto "comienza a escala microscópica y se asocia con una mayor apertura de grietas y una menor rigidez". Los factores que influyen en la resistencia del hormigón a la fatiga incluyen: "variación de tensión, historial de acción, propiedades del material, frecuencia de acción, gradiente de tensión y reacción" (Maggi, 2004, p. 8).

Zanuy y col. (2011) señalan que, en términos generales, los ciclos repetidos que actúan sobre un miembro estructural hacen que pierda rigidez debido a grietas y deformaciones excesivas. Esta pérdida de rigidez se debe a la degradación del hormigón en su región comprimida y a la reducción del llamado endurecimiento por tensión. Junges (2017, p. 91) explica que "el término rigidez a la tensión se refiere a la capacidad del concreto para resistir tensiones de tensión entre grietas debido a la transferencia de fuerzas de las barras al concreto a través de la adhesión".

La Figura 1 muestra la reducción en el endurecimiento de la tensión a medida que aumenta el número de ciclos, según las pruebas realizadas por Zanuy et al. (2011) Se destacan dos hechos relevantes sobre la figura: primero, a medida que aumenta el número de ciclos, más cerca de la Etapa II pura; y la reducción gradual en el endurecimiento de la tensión se debe a la pérdida de adhesión entre barras de acero y concreto. En la Figura 1, el término en inglés "Estado I" significa "Estadio I" y el término "Estado II" significa "Estadio II".

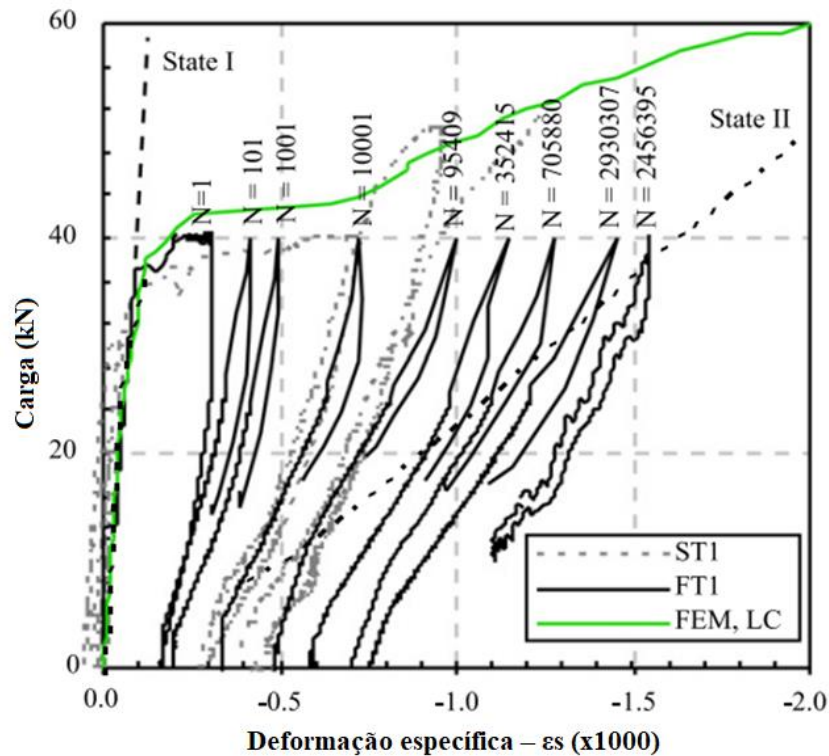


Figura 1. Falha de fadiga em um elemento de hormigón armado (Zanuy et al., 2011)

2.1 Fadiga en la armadura

Schlaflí y Bruhwiler (1998) aclaran que la propagación de la fatiga de refuerzo se puede dividir en dos fases. En la primera fase, la propagación de grietas es estable, mientras que en la segunda fase hay una fractura frágil en la sección restante (Schlaflí; Bruhwiler, 1998). El manual ACI 215R-74 agrega además que la fatiga del cuadro es una preocupación importante para los diseñadores (ACI 1997).

Baroni (2010, p. 42) aclara que "los factores que influyen en la resistencia de las barras de acero a la fatiga son: tensión mínima", diámetro, curvatura y costura de las barras, tipo de viga. Por lo tanto, la vida de fatiga en el acero se puede estimar a través de la ecuación (Santos, Pfeil, 2014, p. 41):

$$N = N_{fad} \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_{fad}}{\Delta\sigma} \right)^m \quad (6)$$

N_{fad} vale 10^6 ; $\Delta\sigma_{fad}$ es igual a $\Delta f_{sd,fad}$; m es la pendiente del tramo, según la figura 2 (Junges, 2017), dada por NBR 6118: 2014. Los valores de $\Delta f_{sd,fad}$ se dan de acuerdo con la Tabla 23.2 de NBR 6118: 2014. Las tensiones máximas y mínimas en el acero pueden determinarse mediante las ecuaciones:

$$\sigma_{s,máx} = \alpha_E \cdot \frac{M_{máx} \cdot x_i}{I_{II}} \quad (7)$$

$$\sigma_{s,mín} = \alpha_E \cdot \frac{M_{mín} \cdot x_i}{I_{II}} \quad (8)$$

Donde: $\sigma_{s,máx}$ es la tensión de compresión máxima en acero; $\sigma_{s,mín}$ es la tensión de compresión mínima en el acero; x_i es la distancia desde la línea neutral hasta la parte inferior; α_E es la relación entre el módulo de elasticidad del acero y el hormigón.

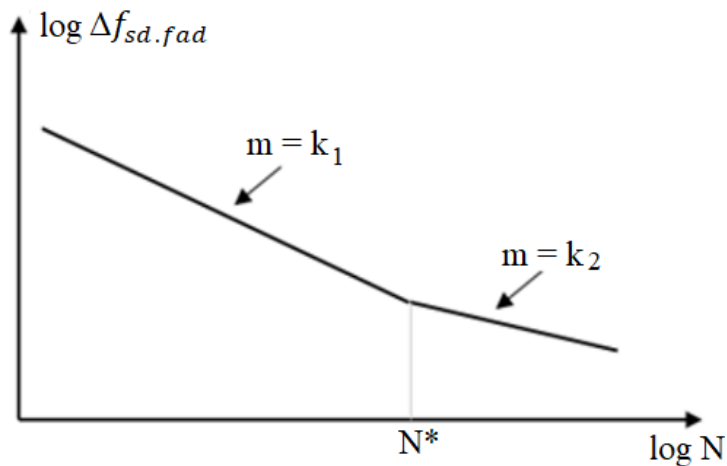


Figura 2. Curvas de resistencia características de fatiga (curvas S-N) para acero (Junges, 2017)

Como se utilizará el refuerzo pasivo en este trabajo, la curva S-N puede asumir dos valores, $k_1 = 9$ y $k_2 = 5$. A partir de esto, las constantes $Const_1$ y $Const_2$ se pueden determinar para ambas curvas a través de las siguientes ecuaciones:

$$Const_1 = (\Delta\sigma_{sd,fad})^5 \cdot N \quad (9)$$

$$Const_2 = (\Delta\sigma_{sd,fad})^9 \cdot N \quad (10)$$

Para diferentes valores de $\Delta f_{sd,fad}$, para 10^6 ciclos, tenemos las constantes de acuerdo con la tabla 1.

Tabla 1. Valores de $\Delta f_{sd,fad}$

$\Delta f_{sd,fad,mín}$ (MPa)	$Const_1$	$Const_2$	$\Delta f_{sd,fad}$ (MPa)
190	3,64E+17	6,45E+26	205,21
185	3,18E+17	5,08E+26	199,81
180	2,78E+17	3,97E+26	194,41
175	2,41E+17	3,08E+26	189,01
165	1,80E+17	1,81E+26	178,21
150	1,12E+17	7,69E+25	162,01

Fuente: Propia del Autor (2019).

Por lo tanto, siempre que $\Delta\sigma_s$ sea mayor que $\Delta f_{sd,fad}$, las áreas de acero deben multiplicarse por el coeficiente de fatiga k.

$$k = \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta f_{sd, fad}} \quad (11)$$

2.3 Fatiga en puentes de concreto armado.

Zhang y col. (2012) señalan que el crecimiento económico que ha experimentado China en los últimos años contribuye directamente al aumento significativo del tráfico de vehículos pesados en las carreteras del país. Este hecho implica la resistencia a la fatiga de puentes y pasos elevados. A través de los estudios realizados, los autores obtuvieron algunas conclusiones. Primero, afirman que el principio de Daño Acumulado, o la regla Palmgren-Miner, es adecuado y un "método práctico para determinar el daño por fatiga" para vigas simplemente soportadas (Zhang et al., 2012, p. 793).

Los autores también concluyeron que "se recomienda que el coeficiente de daño por fatiga se actualice al nuevo" Código de carga móvil del puente de carretera chino para puentes con tramos de menos de 20 m (Zhang et al., 2012, p. 793)

Rossigali y col. (2015, p. 124) informan que existe una creciente preocupación y la búsqueda de modelos de carga más compatibles con la realidad "para el diseño de puentes de carreteras en Brasil" y que estos modelos "se están desarrollando con la creación de una base de datos. tráfico real, simulaciones de tráfico, modelado numérico-analítico de interacción dinámica y extrapolaciones de la estructura del vehículo ". Considerando este hecho, los autores analizan puentes de concreto reforzado de pequeño tramo con carriles individuales y dos carriles bajo diferentes escenarios de tráfico.

Los autores emplearon técnicas de confiabilidad estructural y distribuciones de probabilidad para analizar el flujo del vehículo. Al final, concluyeron que el modelo de carga actual propuesto por NBR 7188: 2013, "no es adecuado para representar reclamos reales y en algunos casos puede estar en contra de la seguridad" (Rossigali et al., 2015, p. 124)

De acuerdo con Alencar et. al (2016, p. 2), la imposición en la estructura de nuevas condiciones de tráfico asociadas con el comportamiento de fatiga del material puede conducir a daños estructurales con diferentes niveles de gravedad, y a medida que aumenta la magnitud de las cargas transportadas, problema se vuelve aún más relevante ".

Wang y col. (2015) y Xin et al. (2017) también señalan que las autoridades y los ingenieros estructurales han prestado más atención al proceso de fatiga resultante del aumento de vehículos pesados en las carreteras y su velocidad.

Almeida y Fortes (2016), Mota et al. (2018) y Camargo et al. (2018) demuestran que las solicitudes del tráfico real de vehículos más reciente en las carreteras brasileñas pueden ser más altas que las calculadas por TB 450.

Trabajos más recientes, como el desarrollado por Deng y Yang (2018), se han ocupado de la formulación de métodos para determinar la asignación y los límites legales de peso de los vehículos pesados teniendo en cuenta el daño por fatiga acumulado en los puentes. Los autores obtuvieron resultados con respecto al daño por fatiga para diferentes variaciones de estrés en sus estudios e informan que dichos resultados "se pueden usar para determinar la carga límite para puentes nuevos y viejos" (Deng; Yan, 2018, p. 7).

Braz y col. (2018, p.1; 4) analizaron "cuatro modelos de puente de hormigón armado de dos vigas a la luz de los estándares brasileños y europeos" y los cuatro puentes son "hiperestáticos, con 50 MPa fck, acero CA-50 y luces principales de 20 m ". Al analizar y comparar los resultados, los autores encontraron que:

El tratamiento normativo europeo demostró ser más conservador que el brasileño con respecto a la fatiga y el dimensionamiento del refuerzo. Este comportamiento es un reflejo del rigor regulatorio europeo que adopta vehículos de diseño y coeficientes de aumento de carga específicos a la fatiga,

así como un solo valor de resistencia a la fatiga para diferentes medidores de refuerzo (Braz et al., 2018, p. 10).

3. BASE DE DATOS DE TRÁFEGO

Para llevar a cabo las verificaciones y los cálculos relevantes para el proceso de fatiga, se utilizarán los datos de volumen de tráfico anual de 2009 a 2017, proporcionados por CCR RodoAnel, que gestionará 29.30 kilómetros del tramo occidental de la carretera de circunvalación de Mario. Covas, que forma parte de las carreteras Raposo Tavares, Castello Branco, Anhanguera, Bandeirantes y Régis Bittencourt "(CCR RODOANEL, 2018). Los datos proporcionados se refieren al número anual de vehículos de carga de 2 a 6 ejes, como se muestra en la tabla 2.

Tabla 2. Tráfico anual de vehículos comerciales

Ano	Comercial de 2 ejes	Comercial de 3 ejes	Comercial de 4 ejes	Comercial de 5 ejes	Comercial de 6 ejes
2009	5.531.774	3.306.437	1.180.226	663.505	889.091
2010	6.476.748	4.213.663	1.874.607	1.995.312	1.773.380
2011	3.820.060	4.652.486	2.169.154	2.170.282	2.109.843
2012	7.097.189	4.775.874	1.344.816	2.082.505	2.289.120
2013	6.208.545	5.072.068	1.792.046	2.492.961	3.194.281
2014	5.309.203	5.258.467	883.935	2.796.359	4.004.225
2015	5.008.912	2.540.180	856.232	2.487.752	4.076.946
2016	4.714.630	4.142.964	816.219	2.226.043	3.817.949
2017	4.718.774	3.941.475	988.906	2.205.195	3.898.191

Fuente: CCR RODOANEL (2018).

4. MATERIALES Y MÉTODOS

Para los cálculos y la verificación de la fatiga, se utilizó un modelo teórico con un sistema estructural, un puente con dos vigas soportadas por tramos L de 10 m, 15 m y 20 m, respectivamente llamados V10, V15, V20. La elección de puentes compuestos por solo 2 vigas se debe al hecho de que Brasil todavía tiene una gran cantidad de OAE antiguas construidas con 2 vigas. Según datos del Departamento Nacional de Infraestructura de Transporte (DNIT, 2017), el 12.95% tiene hasta 10 m y el 16.40% de 10.01 a 20 m. Además, el 86,28% de los puentes y viaductos brasileños tienen un ancho de hasta 13 m (DNIT, 2017). El "Manual de inspección de puentes de carretera" (DNIT, 2004) aclara que los puentes y viaductos diseñados después de 1985 deben tener una sección transversal con un ancho total de 12,80 m y un ancho de 12,00 m. En base a esto, se adoptará la sección transversal de 12,80 m para los tres tramos analizados.

Se suponen 2 carriles de tráfico para todos los puentes analizados. Además, siguiendo las pautas del "Manual de Diseño de Obras Especiales" (DNER, 1996), cada tira tendrá una dimensión adoptada de 3.60 m, totalizando 7.20 m de ancho de vía y 2.40 m cada uno de los hombros. La Figura 3 muestra la sección transversal de los tres puentes.

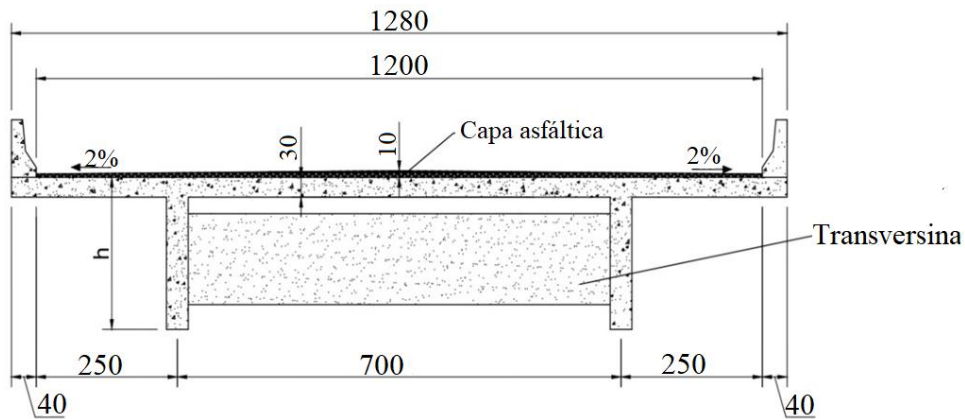


Figura 3. Sección transversal del puente (dimensiones en centímetros) (Autor propio, 2019).

Hay vigas transversales intermedias colocadas cada 5 m con un ancho constante de 0,30 m y una altura de 0,80 m. Los transversales no están conectados a las losas, por lo que solo tienen la función de bloqueo. Debido a la simplificación de los cálculos, se adoptaron las siguientes hipótesis: la losa del puente no suele ser de espesor constante, pero en este trabajo el espesor de la losa se adoptará como constante; Se adoptará un espesor constante para la cubierta de asfalto de 10 cm. La sección "T" de las vigas utilizadas se muestra en la figura 4.

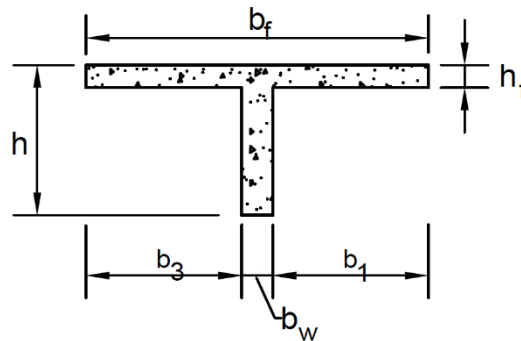


Figura 4. Sección transversal de vigas (Autor propio, 2019).

La Tabla 3 muestra los valores adoptados para las secciones transversales de los puentes bajo análisis y la Tabla 4 las propiedades de los materiales empleados.

Tabla 3. Valores de dimensión de la sección transversal de la viga del puente

Puente	b_1 (cm)	b_3 (cm)	b_w (cm)	b_f (cm)	h_f (cm)	h (cm)
V10	100	100	35	235	30	100
V20	200	200	35	435	30	200
V30	300	300	35	635	30	300

Tabla 4. Propiedad de los materiales.

Concreto		Acero	
f_{ck} (MPa)	f_{yk} (MPa)	f_{yk} (MPa)	E_s (MPa)
35,0	500,0	500,0	210.000

4.1 Trem-tipo normativo

Con respecto al posicionamiento del TB 450, NBR 7188: 2013 aclara que la carga móvil puede asumir cualquier posición a lo largo de toda la sección transversal del puente donde hay un carril de carretera, siempre que las ruedas estén en la posición más desfavorable ", incluyendo Hombro y bandas de seguridad ". La carga distribuida también debe aplicarse en la posición más desfavorable, "independientemente de los carriles de carretera" (ABNT, 2013, p. 4). La Figura 5 muestra el vehículo TB 450 colocado en la sección más desfavorable de la sección transversal.

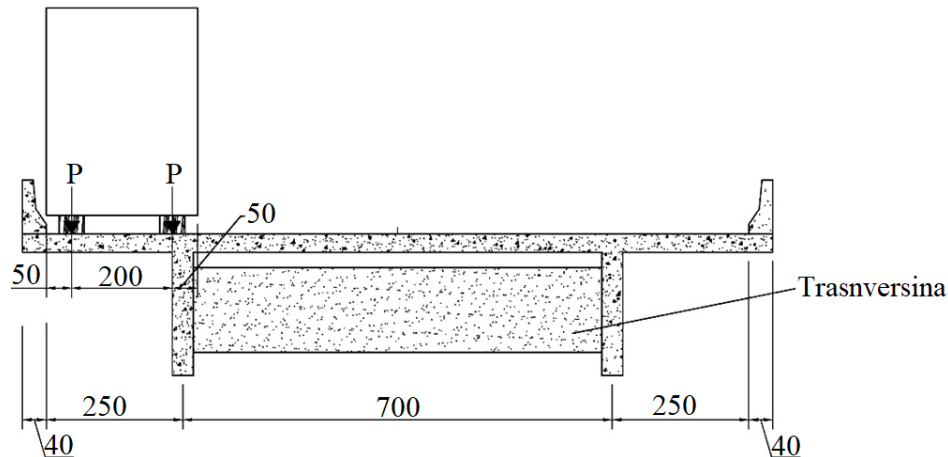


Figura 5. Vehículo de sección transversal tipo TB 450, para la situación de máxima tensión en la viga izquierda de la figura (dimensiones en centímetros) (Autor propio, 2019).

Esta posición crítica se determina utilizando la técnica de líneas de influencia y un modelo simplificado ya establecido que se puede ver en numerosas publicaciones como Carvalho (2017). En este caso, se utiliza la línea de influencia de la reacción de soporte, por lo tanto, considerando el tren tipo en la posición que conduce a la reacción más grande de la viga estudiada, se alcanza el conjunto de cargas llamado tren tipo longitudinal (TTL). , con lo que se determinarán los esfuerzos de momento flector de las vigas.

Con respecto a la determinación de los esfuerzos, en este caso el momento flector, proveniente de TB 450, se hacen las siguientes consideraciones:

- a. Siguiendo las pautas de NBR 6118: 2014, ítem 23.5.3, la combinación de acciones a ser consideradas será frecuente. Por lo tanto, los momentos máximos y mínimos que surgen de las combinaciones de cargas permanentes y móviles en el medio del tramo de la viga estarán dados por la combinación frecuente de acciones;
- b. (b) Se considerará el diámetro de las barras de acero de 25 mm.

4.2 Vehículos reales

Los vehículos que viajan durante la vida útil del puente pueden asumir varias posiciones en su sección transversal, lo que en última instancia genera diferentes esfuerzos en las vigas laterales de acuerdo con la posición en la que se encuentra la carga en movimiento.

Toledo (2011) evaluó el posicionamiento de vehículos reales en autopistas en relación con los carriles de tráfico. El autor concluye que "el análisis con el vehículo centrado en el carril es una buena aproximación para el cálculo de la vida de fatiga de la estructura, ya que los resultados obtenidos para este caso fueron más desfavorables que para el vehículo excéntrico" (Toledo, pp. 63, 2011).

"Eurocódigo 1: Acciones en estructuras - Parte 2: Cargas de tráfico en puentes" (2002) destaca que para la evaluación transversal de las cargas verticales de vehículos reales que viajan en las carreteras, la mitad de ellos viaja centrada en el carril de tránsito y el resto son distribuir

simétricamente a lo largo del carril, como lo muestra la distribución de frecuencia de posicionamiento transversal de vehículos en un puente que se muestra en la figura 6 (EUROCODE 1, 2002).

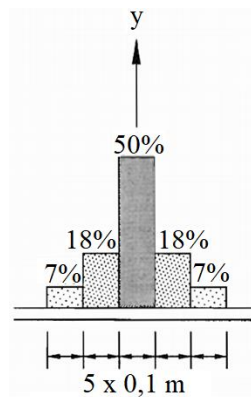


Figura 6. Distribución de frecuencia del posicionamiento transversal del vehículo en el puente

Este documento adoptará las siguientes consideraciones en el modelo de carga móvil de vehículos reales:

- El procedimiento para determinar el TTL máximo es el mismo que para el vehículo TB 450; sin embargo, los vehículos de carga reales se colocan como se muestra en la figura 7;
- En sentido transversal, los vehículos tendrán las mismas dimensiones que se muestran en la figura 7;
- el 100% de los vehículos se colocarán en el centro del carril de tránsito;
- (d) se considerará solo un vehículo de carga que viaja por el puente;
- El momento flector y otros cálculos tendrán en cuenta las cargas debidas a los vehículos de carga reales y las cargas distribuidas de acuerdo con NBR 7188 (ABNT, 2013), que representan los vehículos pequeños que pueden seguir el paso del vehículo de pasajeros.
- Los momentos que surgen de los vehículos de carga reales no están ponderados por el Factor de reducción de combinación frecuente para el estado límite de servicio (ELS) ψ_1 , ya que NBR 6118 (ABNT, 2014) no prevé dicho procedimiento para cargas reales.
- Cada vehículo genera un ciclo de estrés, que se utilizará para determinar la vida de fatiga mediante el Método de daño acumulado.

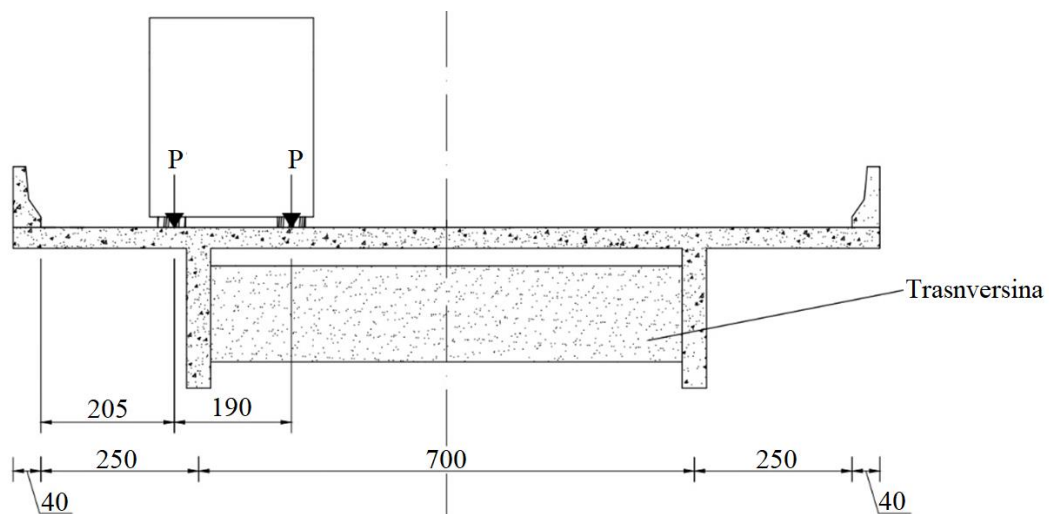


Figura 7. Posição transversal adotada para os veículos de carga (cotas em centímetros) (Próprio Autor, 2019).

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Utilizando el vehículo normativo TB 450 y vehículos de 2 a 6 ejes, se calcularon los momentos máximos de flexión en el medio de la viga para los tres tipos de puentes. Es de destacar que los valores calculados para las cargas en movimiento se multiplican por el coeficiente de impacto (CI) que varía según el tamaño del tramo. La Tabla 5 presenta los momentos de flexión calculados debido a su propio peso y las cargas móviles para las estructuras de dos vías.

Tabla 5. Momentos de flexión calculados para vigas bidireccionales

Momentos de flexión en el medio de la brecha (kN.m)								
Viga	CI	Peso Propio	TB 450	Comercial de 2 ejes	Comercial de 3 ejes	Comercial de 4 ejes	Comercial de 5 ejes	Comercial de 6 ejes
V10	1,35	1162,1	1251,3	443,1	541	563,9	632,1	585,9
V15	1,33	2725,5	2269,0	881,6	1051,2	1143,0	1261,1	1192,3
V20	1,27	5096,0	3130,1	1447,5	1688,8	1849,6	2037,9	2002,8

Al determinar el número de ciclos de N a fatiga en el acero, es necesario determinar el valor de "m" de la curva S-N. Como las variaciones de tensión calculadas en el acero son menores que la variación de tensión límite para el diámetro de 25 mm, que es 17.5 kN / cm², se utiliza el valor de m = 9.

La Figura 8 muestra la vida consumida de cada año respectivo analizado para cada puente. Además, se presentan las estimaciones de la tabla 6 de vidas útiles para la fatiga en el refuerzo longitudinal, que muestran el consumo de resistencia a la fatiga durante los nueve años considerados y el tiempo requerido para alcanzar el consumo del 100%. Es de destacar que los resultados presentados no consideran el daño por fatiga o cualquier otro daño anterior, solo durante los 9 años de datos considerados; es decir, hay consideración como si los puentes fueran nuevos.

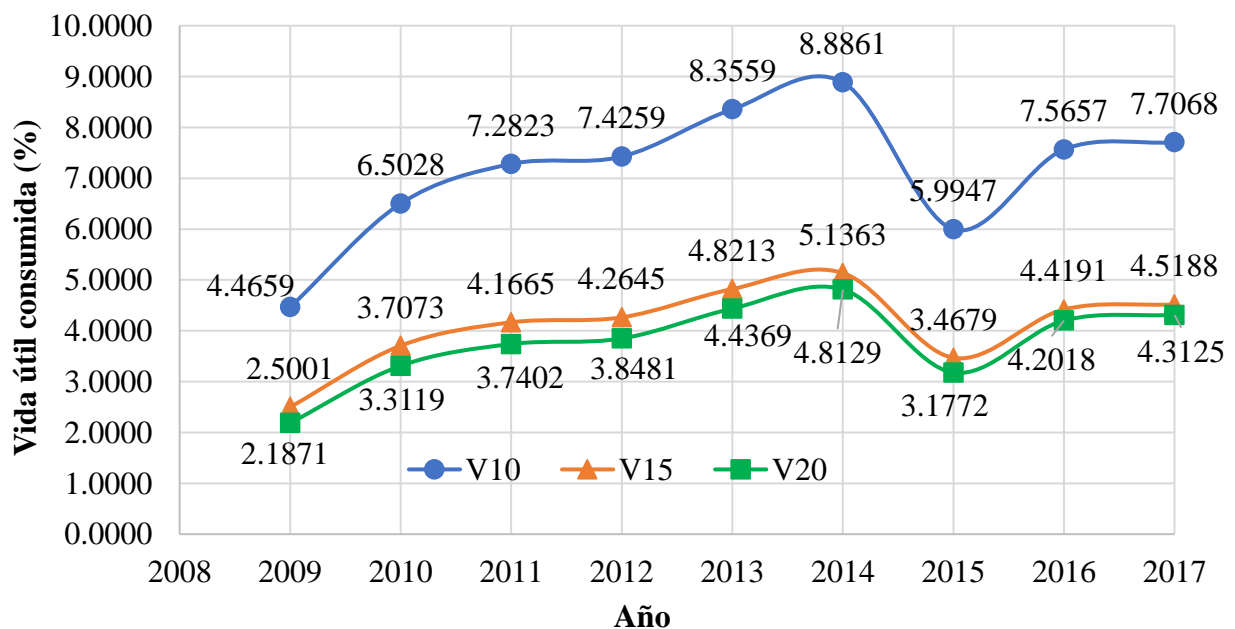


Figura 8. Consumo de la vida útil del refuerzo longitudinal (Autor, 2019).

Tabla 6. Vida útil del acero

Puente	Consumo em 9 años (%)	Consumo de 100% (años)
V10	64,19	14,02
V15	37,00	24,32
V20	34,03	26,45

Como se trata de un alto flujo de vehículos por año, con un tráfico promedio anual de 16,200,000, los tres puentes analizados presentaron una vida útil a la fatiga de refuerzo longitudinal de menos de 30 años. Además, se verifica que el consumo del 100% de la resistencia a la fatiga en el refuerzo longitudinal varía según el espacio, y cuanto menor es el espacio, más corta es la vida útil de la fatiga.

Para aumentar la vida útil del acero, se sugiere una o algunas de las siguientes posibilidades: 1) Aumentar el número de vigas; 2) Cambiar la sección transversal de los puentes analizados; 3) Modificar las dimensiones de la sección transversal de las vigas; 4) Aumentar la resistencia a la compresión característica del hormigón; 5) Revisar los procedimientos para la verificación y / o diseño de fatiga de vigas de puentes de carreteras presentes en las normas brasileñas.

6. CONCLUSIONES

Con base en los análisis realizados en este artículo, es posible concluir que aunque el vehículo normativo TB 450 presenta momentos de flexión en el tramo medio mayores que los presentados para los vehículos reales considerados aquí, en los puentes analizados aquí, la gran cantidad de vehículos en la sección analizada requiere atención al Consumo rápido de resistencia a la fatiga.

El tiempo requerido para alcanzar el 100% del consumo de vida de fatiga en el refuerzo longitudinal en los tres puentes analizados tiene valores diferentes, pero todos tendrían una vida de fatiga menor a 30 años. Tal resultado es crítico y preocupante, especialmente si se tiene en cuenta un VUP de 50 a 80 años.

Por lo tanto, es necesario adoptar algunas medidas para aumentar la vida de fatiga de estos puentes de hormigón armado de dos vigas, como emplear un mayor número de vigas por cubierta y / o modificar la sección. sección transversal de las vigas.

Además, se debe considerar la alta edad de los puentes y viaductos brasileños, ya que los análisis y cálculos realizados aquí tienen en cuenta que los puentes son nuevos, cuyos daños son solo los presentados durante los nueve años analizados. Por lo tanto, se debe prestar especial atención a estas estructuras envejecidas.

7. AGRADECIMENTOS

Un agradecimiento especial a la Coordinación de Mejoramiento del Personal de Educación Superior (CAPES), vinculada al Ministerio de Educación de Brasil, por su apoyo a través de la beca otorgada al autor correspondiente, lo que permite el desarrollo más beneficioso de este trabajo. También estamos agradecidos con CCR RodoAnel por su amabilidad al proporcionar datos sobre la cantidad de vehículos pesados, que fueron fundamentales para la realización de este artículo, y el Programa de Posgrado en Ingeniería Civil (PPGECiv) de la UFSCar Apoyo otorgado.

8. REFERENCIAS

- Alencar, G., et al. (2016), “Análise Dinâmica e Verificação à Fadiga dos Viadutos de Acesso da Nova Ponte Ferroviária Sobre o Rio Sado” in: Iberian Latin American Congress in Computational Methods in Engineering, ABMEC, Brasília (Brasil), pp. 1-16.
- Almeida, E. P., Fortes, A. S. (2016), “Análise da Carga Móvel em Pontes e Viadutos Rodoviários” in: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, ABECE, Rio de Janeiro (Brasil), pp. 1-10.
- American Concrete Institute. (1997). *ACI 215R-74: Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading*. Michigan.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2013), *NBR 7188: Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras estruturas*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), *NBR 6118: Projetos de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro.
- Baroni, H. J. M. et al. (2009), “Vida Útil de Fadiga de Elementos Estruturais de Concreto Armado de Pontes Rodoviária” in: Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba (Brasil), pp. 1-16.
- Baroni, H. J. M. (2010), “Simulação da Vida Útil do Concreto em Vigas de Tabuleiro de Pontes em Função do Fluxo de Veículos Pesados”. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 284;
- Bastidas-Arteaga, E. (2018), *Reliability of Reinforced Concrete Structures Subjected to Corrosion-Fatigue and Climate Change*. International Journal of Concrete Structures and Materials. 12(1):1-13. <https://doi.org/10.1186/s40069-018-0235-x>
- Branco, C. M. et al. (1999), “Fadiga de Estruturas Soldadas”, Editora Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, Portugal.
- Branco, F., Paulo, P. (2012), *O projecto de pontes para vidas superiores a 100 anos*. Revista ALCONPAT, 2(1), 1 - 9. doi: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v2i1.20>.
- Branco, F. A. et al. *Boletín Técnico: Vida útil em la construcción civil*. ALCONPAT International. 2013. Disponível em: <<http://alconpat.org.br/wp-content/uploads/2012/09/B4-Vida-%C3%9Atil-na-Constru%C3%A7%C3%A3o-Civil.pdf>>. Access in 03 Apr. 2019.
- Braz, D. et al. (2018). “Otimização da proporção entre balanço e vão de pontes de concreto armado de duas longarinas com base na fadiga das armaduras” in: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, ABECE, Rio de Janeiro (Brasil), pp. 1-10.
- Camargo, M. V. et al. (2018), “Análise comparativa entre comboios e o carregamento normativo da NBR 7188/2013 em tabuleiros de pontes rodoviárias de concreto” in: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, ABECE, Rio de Janeiro (Brasil), pp. 1-10.
- Carvalho, R. C. (2017), Introdução ao estudo de pontes. Universidade Federal de São Carlos. CCR RODOANEL. “Sobre a CCR RodoAnel”. Disponível em: <<http://www.rodoaneloeste.com.br/institucional/>>. Access in 18 Ago. 2018.
- Confederação Nacional do Transporte (2018), “Boletim Estatístico - CNT - Maio 2018”. Brasília: CNT. Disponível em: < <http://www.cnt.org.br/Boletim/boletim-estatistico-cnt>>. Access in 18 Jul. 2018.
- Deng, L. et al. (2016), *State-of-the-art review on the causes and mechanisms of bridge collapse*. Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE, 30(2):1-13. <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29CF.1943-5509.0000731>
- Deng, L., Yan, W. (2018), *Vehicle Weight Limits and Overload Permit Checking Considering the Cumulative Fatigue Damage of Bridges*. Journal of Bridge Engineering, 23(7):1-8. <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0001267>
- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) (1996), *Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especias*. Ministério dos Transportes. Rio de Janeiro. Disponível em: <

- http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/manuais/documentos/698_manual_de_projeto_de_obras_de_arte_especiais.pdf>. Access in 13 Apr. 2019.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2017), *Base de Dados das OAE – BDOAE*. 2017. Disponível em: <<http://servicos.dnit.gov.br/dnitcloud/index.php/s/gkQB3SNPH7cwF5F>>. Access in 29 Oct. 2018.
- European Standard. (2002), *EN1991-2, Eurocode 1 - Actions on structures - Part 2: Traffic Loads on Bridges*. European Committee for Standardization, Brussels.
- Freitas, M. J. S. (2014), “*Verificação de Segurança à Fadiga de Pontes Rodoviárias*”. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, p. 161.
- FTOOL (2018), “*A Graphical-Interactive Program for Teaching Structural Behavior*”. Disponível em: <<https://www.ftool.com.br/Ftool/>>. Access in 13 Sep. 2018.
- Habeeba, A et al. (2015), *Fatigue Evaluation of Reinforced Concrete Highway Bridge*. International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology, 4(4):2561-2569. <http://www.rroij.com/open-access/fatigue-evaluation-of-reinforced-concretehighway-bridge.pdf>
- Han, W. et al. (2015), *Characteristics and Dynamic Impact of Overloaded Extra Heavy Trucks on Typical Highway Bridges*. Journal of Bridge Engineering, 20(2):1-11. <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0000666>
- Han, W. et al. (2017), *Dynamic Impact of Heavy Traffic Load on Typical T-Beam Bridges Based on WIM Data*. Journal of Performance of Constructed Facilities, 31(3):1-14. <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29CF.1943-5509.0000991>
- Liu, F., Zhou, J. (2018), *Experimental Research on Fatigue Damage of Reinforced Concrete Rectangular Beam*. KSCE Journal of Civil Engineering, 22(9):3512–3523. <https://link.springer.com/article/10.1007/s12205-018-1767-y>
- Maggi, P. L. O. (2004), “*Comportamento de Pavimentos de Concreto Estruturalmente Armados sob Carregamentos Estáticos e Repetidos*”. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, p. 219.
- Mota, H. C. et al. (2018), “*Estimativa de Esforços Extremos em Pontes Para Modelo Dinâmico de Cargas Móveis No Brasil*” in: Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, ABECE, Rio de Janeiro (Brasil), pp. 1-10.
- Nowak, M., Fischer, O. (2016), *Traffic Parameter Sensitivity in the Development of Site-specific Load Models*. Procedia Engineering, 156:296–303. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.08.300>
- Pereira, H. F. S. G. (2006), “*Comportamento à Fadiga de Componentes Estruturais Sob a Acção de Solicitações de Amplitude Variável*”. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, p. 292.
- Pimentel, M. et al. (2008), *Fatigue life of short-span reinforced concrete railway bridges*. Structural Concrete, 9(4): 215-222. <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/stco.2008.9.4.215>
- Pircher, M. et al. (2011), *Damage due to heavy traffic on three RC road bridges*. Engineering Structures, 33(12): 3755–3761. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.08.012>
- Ray, S., Kishen, J. M. (2014). *Analysis of fatigue crack growth in reinforced concrete beams*. Materials and Structures. 47(1):183-198. <https://link.springer.com/article/10.1617/s11527-013-0054-0>
- Rossigali, C. E. et al. (2015), *Towards actual Brazilian traffic load models for short span highway bridges*. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 8(2):124-139. <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952015000200005>
- Ruiz, M. F. et al. (2015), *Shear strength of concrete members without transverse reinforcement: A mechanical approach to consistently account for size and strain effects*. Engineering Structures, 99, 360-372. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.05.007>

- Santos, L. F., Pfeil, M. S. (2014), *Desenvolvimento de Modelo de Cargas Móveis para Verificação de Fadiga em Pontes Rodoviárias*. Engenharia Estudo e Pesquisa, 14(1):40-47. http://www.revistaeep.com/imagens/volume14_01/cap05.pdf
- Schläfli, M., Brühwiler, EugEen. (1998), *Fatigue of existing reinforced concrete bridge deck slabs*. Engineering Structures. 20. 991-998. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00194-6](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00194-6).
- Schneider, S., Marx, S. (2018), *Design of railway bridges for dynamic loads due to high-speed traffic*. Engineering Structures, 174(1):396–406. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.030>
- Toledo, R. L. S. de. (2011), “*Avaliação da vida útil à fadiga em ponte mista aço-concreto considerando o espectro de veículos reais*”. Dissertação, Universidade Federal do Rio de Janeiro, p. 101.
- Wang, C-S. et al. (2013), “*Fatigue Safety Monitoring and Fatigue Life Evaluation for Existing Concrete Bridges*” in: International Conference on Fracture, ICF, Beijing (China), pp. 1-9
- Wang, C-S. et al. (2015), *Fatigue Service Life Evaluation of Existing Steel and Concrete Bridges*. Advanced Steel Construction, 11(3):305-321. http://ascjournal.com/download/vol11no3/vol11no3_5.pdf
- Xin, Q. et al. (2017), *Fatigue Behavior of Prestressed Concrete Beams under Overload*. Journal of Engineering Science and Technology Review, 10(4):124-131. <http://www.jestr.org/downloads/Volume10Issue4/fulltext171042017.pdf>
- Zanuy, C. et al. (2011), *Transverse fatigue behaviour of lightly reinforced concrete bridge decks*. Engineering Structures, 33(10): 2839–2849. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.06.008>
- Zhang, Y., Xin, X., Cui, X. (2012), *Updating Fatigue Damage Coefficient in Railway Bridge Design Code in China*. Journal of Bridge Engineering, 17 (5): 788-793. <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0000310>
- Zhou, Y., Chen, S. (2018), *Investigation of the Live-Load Effects on Long-Span Bridges under Traffic Flows*. Journal of Bridge Engineering, 23(5):1–18. <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29BE.1943-5592.0001214>

Aplicación de la matriz GUT en el análisis de manifestaciones patológicas en construcciones históricas

I. C. Braga¹ , F. S. Brandão^{2*} , F. R. C. Ribeiro³ , A. G. Diógenes⁴ 

*Autor de Contacto: isaiasc.braga@hotmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.400>

Recepción: 25/03/2019 | Aceptación: 16/07/2019 | Publicación: 30/08/2019

RESUMEN

Este trabajo presenta la aplicación de la metodología de la Matriz GUT (Gravedad, Urgencia, Tendencia) en el análisis de las manifestaciones patológicas en edificaciones, teniendo como ejemplos tres construcciones históricas del centro histórico de Sobral, Ceará, Brasil. La investigación fue conducida con inspecciones in situ, registro fotográfico, elaboración de mapas de daños y aplicación del método. Los resultados generaron los gráficos de prioridades que representan el orden para el tratamiento de cada daño en cada edificación. Así, fue posible concluir que el método aplicado puede ser utilizado como una importante herramienta de gestión del mantenimiento de edificaciones a través de la priorización de resolución de los problemas más graves y contribuye directamente a la preservación y seguridad del patrimonio histórico.

Palabras clave: construcciones históricas; sobral; patología; matriz gut.

Citar como: Braga, I. C., Brandão, F. S., Ribeiro, F. R. C., Diógenes, A. G. (2019), “Aplicación de la matriz GUT en el análisis de manifestaciones patológicas en construcciones históricas”, Revista ALCONPAT, 9(3), pp. 320 – 335, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.400>

¹ Departamento de Engenharia Civil, UVA, Sobral, Brasil.

² Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil-PPGEC/UFRGS e LAREB/UFC, Porto Alegre, Brasil.

³ Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PPGEC/UNISINOS e LAREB/UFC, São Leopoldo, Brasil.

⁴ GEM/UVA, Departamento de Engenharia Civil, UVA, Sobral, Brasil.

Información Legal

Revista ALCONPAT es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor.

Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2020 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primero número del año 2020.

Application of GUT Matrix in the assessment of pathological manifestations in heritage constructions

ABSTRACT

The present paper presents the application of GUT (Gravity, Urgency, Tendency) Matrix methodology as a tool in the assessment of pathological manifestations in buildings. Three heritage constructions of the historic center of Sobral, Ceará, Brazil were studied through *in situ* inspections, photographic records and elaboration of the damage map. The GUT Matrix was used as a tool to rank, in each building, priority levels for each damage in order to define their order of treatment. Thus, it was possible to conclude that the applied method can be used as a useful tool to manage the maintenance of buildings through prioritization of the most significant problems and, to contribute directly to the preservation and safety of the built historical heritage.

Keywords: heritage constructions; sobral; damage; gut matrix.

Aplicação da Matriz GUT na análise de manifestações patológicas em construções históricas

RESUMO

Este trabalho apresenta la aplicación de la metodología de la Matriz GUT (Gravedad, Urgencia, Tendencia) en el análisis de las manifestaciones patológicas en edificaciones, teniendo como ejemplos tres construcciones históricas del centro histórico de Sobral, Ceará, Brasil. La investigación fue conducida con inspecciones *in situ*, registro fotográfico, elaboración de mapas de daños y aplicación del método. Los resultados generaron los gráficos de prioridades que representan el orden para el tratamiento de cada daño en cada edificación. Así, fue posible concluir que el método aplicado puede ser utilizado como una importante herramienta de gestión del mantenimiento de edificaciones a través de la priorización de resolución de los problemas más graves y contribuye directamente a la preservación y seguridad del patrimonio histórico.

Palavras-chave: construções históricas; sobral; patologia; matriz gut.

1. INTRODUCCIÓN

Las construcciones históricas (CH) componen elementos materiales del patrimonio histórico de alto valor documental, artístico, cultural y social de una comunidad, ya que son parte de la historia de un pueblo. Debido a esto, tiene un valor inconmensurable en relación con la sociedad en la que se insertan. Como lo destacan Roca et al. (2010), así como los otros tipos de construcciones, los CH también están sujetos a diversos escenarios de degradación, entre los cuales se encuentran las acciones de la naturaleza (físicas, efectos térmicos, ataques químicos), acciones antrópicas (cambios en la arquitectura). construcción, destrucción intencional e intervenciones inadecuadas), así como acciones dinámicas (viento, acción sísmica).

A diferencia de las construcciones contemporáneas, para las cuales las propiedades estructurales de sus componentes y materiales ya están bien estudiadas, además del hecho de que gran parte del esfuerzo científico se centra en el desarrollo de nuevos materiales y sistemas estructurales para futuras aplicaciones de construcción, las construcciones históricas son Todavía un pequeño campo explorado. Por lo tanto, estudiar este tipo de estructura es interesante no solo como una contribución a la mejora y preservación de la memoria de una sociedad determinada, sino que también permite el desarrollo de técnicas de rehabilitación para estas estructuras (MESQUITA et al., 2015).

La incidencia de manifestaciones patológicas en este tipo de edificio termina causando una

disminución en su rendimiento y también afecta negativamente la estética arquitectónica de la estructura. Además, estos problemas pueden comprometer la seguridad estructural del edificio y poner en peligro la propiedad. Las manifestaciones patológicas de los edificios generalmente tienden a intensificarse con el tiempo, y si no se tratan de manera rápida y correcta pueden causar mucho daño y, en los casos más graves, el colapso de la estructura.

Estos problemas pueden ejemplificarse por grietas, grietas, desprendimiento de revestimiento, desprendimiento de revestimiento cerámico, manchas de humedad, infiltración, eflorescencia, moho / hongos, entre otros. Pueden estar relacionados con la falta de mantenimiento y / o exposición al clima durante un largo período de tiempo. Por lo tanto, el papel de la patología del edificio es muy importante para conocer el estado de degradación de estas estructuras y proporcionar subsidios para la toma de decisiones con respecto a la reparación y el mantenimiento de estos edificios.

En este sentido, es necesario tener una comprensión real sobre las condiciones de la estructura y la gravedad de las manifestaciones patológicas encontradas. Para esto, las herramientas de gestión se utilizan para contribuir a una mejor elaboración de la planificación estratégica que implica situaciones que requieren decisiones complejas. El método de matriz GUT (gravedad, urgencia, tendencia), concebido por Kepner y Tregoe en la década de 1980, es una herramienta muy útil e importante que puede contribuir a este proceso. Con GUT Matrix, es posible priorizar ciertos problemas y así prestar mayor atención a aquellos con los riesgos más altos. Esta metodología, según Brandão (2018), tiene en cuenta la gravedad (G), la urgencia (U) y la tendencia (T) de los problemas detectados. Para esta evaluación, el método utiliza números que están asociados con cada daño inspeccionado, con el fin de definir los grados de criticidad en relación con cada problema encontrado.

De acuerdo con Martins et al. (2017) en el método GUT, Gravity (G) representa la importancia del problema a examinar y su potencial de daño. Por lo general, su estudio se realiza con el objetivo de efectos a mediano y largo plazo. La urgencia (U) requiere un análisis de cuán significativo es el problema, es decir, el marco de tiempo para lograr la hazaña. Y Trend (T) es la evolución del problema en función del tiempo, es decir, la probabilidad de que el problema evolucione negativamente con el tiempo.

En este contexto, la ciudad de Sobral, ubicada en la región norte del estado de Ceará, Brasil, conserva una gran cantidad de edificios históricos en su centro histórico, con más de 1,200 obras listadas por el Instituto de Patrimonio Histórico y Artístico Nacional (IPHAN). , y muchos de estos edificios tienen varios tipos de manifestaciones patológicas. Desde esta perspectiva, este estudio tiene como objetivo mostrar la aplicación de la metodología GUT Matrix como herramienta de gestión en el análisis de manifestaciones patológicas en edificios, tomando tres ejemplos de construcciones históricas del centro histórico de Sobral como objeto de estudio y obteniendo así prioridad en el estudio. solución del daño encontrado en cada edificio.

2. METODOLOGÍA

Inicialmente, se llevó a cabo una amplia investigación bibliográfica sobre el contexto histórico del Centro Histórico Sobral y los edificios que lo componen, así como la metodología de la matriz GUT. Posteriormente, a través de inspecciones in situ, basadas en las recomendaciones técnicas de la literatura en el área y también en el Boletín Técnico N ° 11 de ALCONPAT: Caracterización, evaluación y recuperación estructural de edificios históricos preparados por Mesquita et al. (2015), los tres edificios principales fueron seleccionados para la aplicación de la matriz GUT, teniendo en cuenta sus edades, importancia cultural y contexto histórico y escenario de degradación. Así, los tres edificios seleccionados fueron: Iglesia de Nuestra Señora del Rosario (Siglo XVIII), Iglesia de Nuestra Señora de los Dolores (Siglo XIX) e Iglesia Niño Dios (Siglo XIX).

Durante las inspecciones in situ se realizó un registro fotográfico de todas las manifestaciones

patológicas encontradas en cada edificio para su posterior uso en la preparación del mapa de daños, y también se completó una lista de verificación del método GUT Matrix, que fue adaptado de Verzola, Marchiori y Aragón (2014). El desarrollo del método GUT también se basó en el trabajo de estos autores, según el cual era necesario enumerar todas las manifestaciones patológicas que pudieran encontrarse en cada edificio, crear una lista de verificación y completarla asignando valores numéricos (pesos) correspondientes a Severidad, urgencia y tendencia de cada daño. Al clasificar la Gravedad, era necesario considerar los posibles riesgos y daños a los usuarios y activos, donde la definición de un problema que se consideraba crítico se insertaba en los grados: Total y Alto; La designación del problema considerado regular se obtuvo en el grado: Promedio; y la definición del problema considerado mínimo se encontró en los grados: Bajo y Ninguno, como se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1. Calificación de gravedad de GUT

Grau	Definición de grado	Nota
TOTAL	Riesgo de muerte, impacto irreparable con pérdida excesiva de rendimiento, pérdida financiera muy alta.	10
ALTA	Peligro de lesiones para los usuarios, daños recuperables para el medio ambiente y la construcción	8
MÉDIA	Riesgo para la salud de los usuarios causado por la degradación del sistema, daño ambiental reversible, pérdida financiera promedio	6
BAJA	Ningún riesgo para la salud de los usuarios, baja degradación ambiental, necesidad de reemplazar algunos sistemas, baja pérdida financiera.	3
NINGUNA	Sin riesgo para la salud o plenitud física, deterioro ambiental mínimo, sin daños de valor	1

Fuente: adaptado de Verzola, Marchiori y Aragón (2014)

Con respecto a la urgencia, la definición de cada grado se basó en cuán significativa fue la manifestación, cuánto tiempo se debe remediar el problema y la velocidad con la que se debe intervenir la adversidad. Por lo tanto, la Tabla 2 representa la situación descrita.

Tabla 2. Calificación de urgencia GUT

Grau	Definición de grado	Nota
TOTAL	Evento inmediato, necesidad de una prohibición de propiedad sin plazos adicionales.	10
ALTA	Evento a punto de suceder, intervención urgente.	8
MÉDIA	La adversidad se espera pronto, hay que intervenir rápidamente.	6
BAJA	Iniciación de un incidente, intervención aún en forma de planes.	3
NINGUNA	Adversidad imprevista, pero seguimiento necesario para mantenimiento futuro.	1

Fuente: adaptado de Verzola, Marchiori y Aragón (2014)

Para el tema Tendencia, el grado se definió como una función de la posibilidad de aumentar el problema, así como la reducción o desaparición del mismo en una escala de tiempo, como se muestra en la Tabla 3.

Tabla 3. Rango de tendencia GUT

Grau	Definición de grado	Nota
TOTAL	Progreso de manifestación inmediata, empeoramiento en cualquier momento.	10
ALTA	Evolución de la situación a punto de ocurrir.	8
MÉDIA	Evolución a medio plazo.	6
BAJA	Posible evolución a largo plazo. Puede ocurrir Situación de retraso.	3
NINGUNA	Situación estabilizada, sin evolución del caso.	1

Fuente: adaptado de Verzola, Marchiori y Aragón (2014)

Después de determinar los pesos para cada elemento (gravedad, urgencia y tendencia), se clasificó el nivel de cada problema en las tres funciones y se calculó el producto de sus respectivos valores (GxUxT). Las prioridades se determinaron disminuyendo el orden de valor para cada manifestación patológica de cada edificio. Finalmente, para visualizar mejor los resultados, se desarrollaron los gráficos de priorización de daños de cada iglesia. También en los resultados, para una mejor aclaración del método GUT, el marco de cada daño observado (Total, Alto, Medio, Bajo, Ninguno) también se comenta de acuerdo con su puntaje total en el gráfico de prioridad y en función de cada grado presentado en el Tabla 1, Tabla 2 y Tabla 3.

3. EDIFICIOS ESTUDIADOS

3.1. Iglesia de Nuestra Señora del Rosario

La Iglesia de Nuestra Señora del Rosario, ilustrada en la Figura 1, es la más antigua del Centro Histórico de Sobral, Ceará y, por lo tanto, juega un papel muy importante en el contexto histórico-social del pueblo de Sobral. Su construcción en forma de taipa tuvo lugar en la primera mitad del siglo XVIII, aproximadamente en el año 1740. La capilla, más tarde en el año 1777, dio origen a la "Iglesia Negra", cuyas características arquitectónicas tienden al lado barroco. Esta denominación fue dada por la Hermandad de Nuestra Señora del Rosario de Sobral Black Men, sus fundadores. En 1914, a pedido de Dom José, sacerdote y luego obispo del municipio, el edificio sufrió expansiones laterales. Más adelante, en el año 1926, el piso de ladrillo sólido fue reemplazado por pisos de cerámica hidráulica.

Su plano de planta, ilustrado en la Figura 1 (a), tiene dos pasillos laterales y uno principal. En el mismo eje de las naves, la iglesia todavía tiene un altar principal y otros dos secundarios y en el centro se puede observar la sacristía. La entrada se realiza por la fachada principal, donde a pocos metros de la entrada hay una rejilla metálica, que caracteriza el entorno como una antesala que proporciona acceso al santuario. También hay un pequeño coro de madera justo detrás de la fachada frontal, desde donde se pueden ver los altares, como se muestra en la Figura 1 (c).

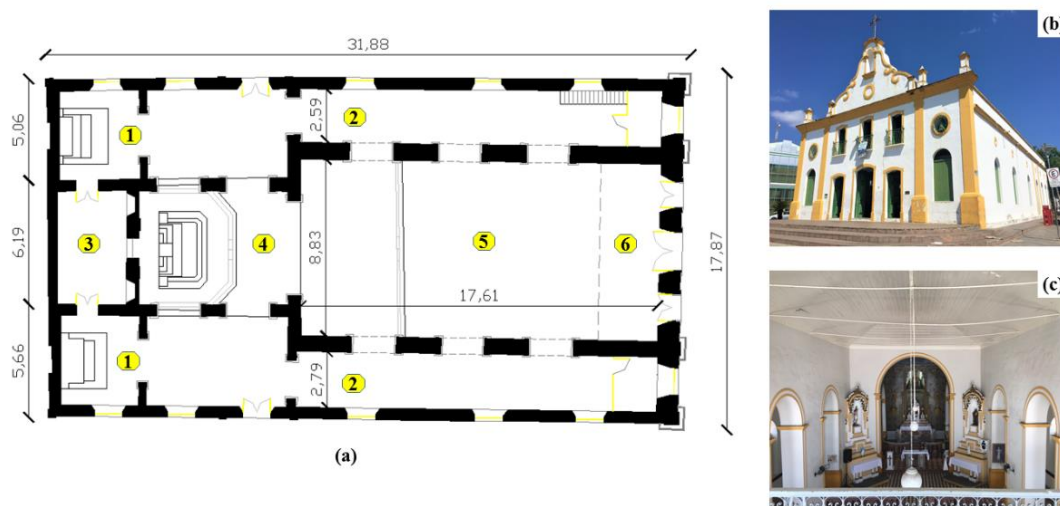


Figura 1. Vistas de la Iglesia de Nuestra Señora del Rosario: (a) Planta donde (1) indica los altares secundarios, (2) los pasillos laterales, (3) la sacristía, (4) el altar principal, (5) el nave central y (6) el coro; (b) Fachada frontal con pequeña perspectiva lateral y (c) Vista interna de la nave central.

Como lo destacan Santos et al. (2016) en la Figura 1 (b), una de sus características más llamativas es el frontón, que es muy similar a las características barrocas, gracias a sus movimientos curvilíneos, que forman una abertura en forma de arco, dispuesta centralmente y enriquecida con la inserción de una cruz.

3.2. Iglesia de Nuestra Señora de los Dolores

Considerada una de las iglesias más antiguas de Sobral, la Iglesia de Nuestra Señora de los Dolores (Figura 2), fue construida cerca del río Acaraú, siendo una de las pocas que mira hacia la orilla del río. La iglesia, según Pinto (2009), fue construida en 1818, aunque no hay precisión de la fecha exacta. Tiene una arquitectura mayoritariamente neoclásica, con una torre lateral única, como se ilustra en la Figura 1 (b), construida más tarde, según Mesquita et al. (2017), alrededor de 1924, sin seguir la regla neoclásica. La construcción de la iglesia requirió técnicas de construcción de la época, siendo construida enteramente en mampostería de ladrillo macizo.

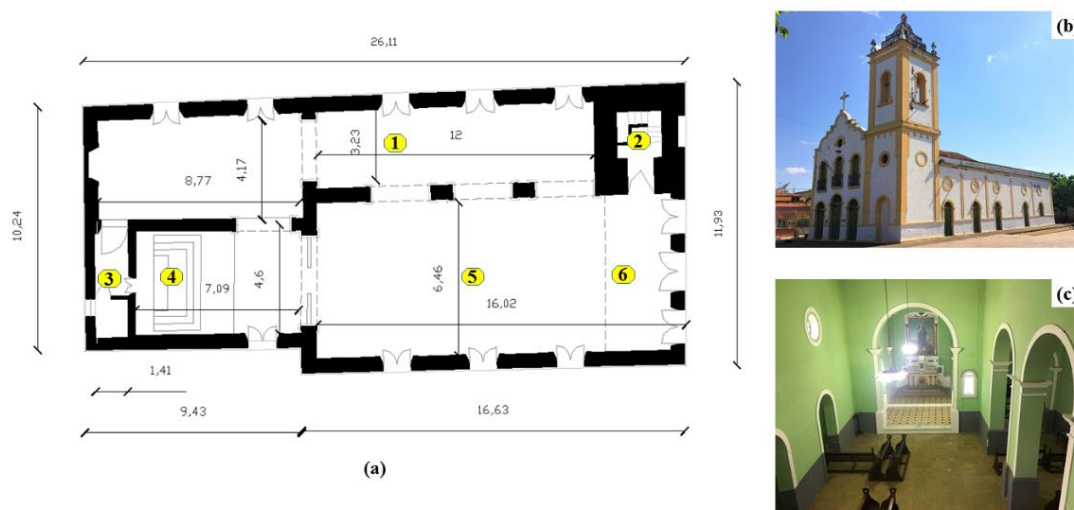


Figura 2. Vistas de la Iglesia de Nuestra Señora de los Dolores: (a) Planta donde (1) indica la nave lateral, (2) la torre lateral, (3) la sacristía, (4) el altar, (5) la nave central y (6) el coro; (b) Fachada frontal y lateral y (c) Vista superior de la nave principal.

Su geometría se presenta en la Figura 2 (a), en la que se puede observar que la iglesia tiene dos naves, una grande y otra pequeña, una sola torre lateral, un coro, un altar y, en el fondo, una sacristía. La Figura 1 (c) ilustra la vista interior del edificio, donde se observa que la iglesia tiene un bajo grado de ornamentación, con solo una pintura ubicada en la parte inferior del altar que representa la imagen de Nossa Senhora das Dores, una pared con grandes arcos laterales. separando las naves y un arco más grande ubicado frente al altar.

3.3. Iglesia Menino Deus

La Iglesia Menino Deus, ilustrada en la Figura 3, comenzó su proceso de construcción alrededor de 1810 a través de la idea de que dos hermanas Carmelitas llegaran a Sobral ese mismo año con las monjas de tercer orden de las Carmelitas Emerencia de Sant'Ana y Teresa de Jesús. Según el Inventario de Bienes Arquitectónicos de la IBA (IPHAN, 2005), se estima que todavía alrededor de 1820, la parte central de la capilla fue erigida y siguió el cuidado de sus fundadores. Las torres laterales no se completaron hasta 1940. El proyecto muestra claramente una correlación con la iglesia principal de la ciudad (Igreja da Sé), adoptando el patrón de la segunda mitad del siglo XVIII, teniendo como sello distintivo una cornisa dinámica diferente, que son elementos constituyentes de las fachadas de la época, generalmente ubicadas sobre las ventanas o ventana principal del edificio.

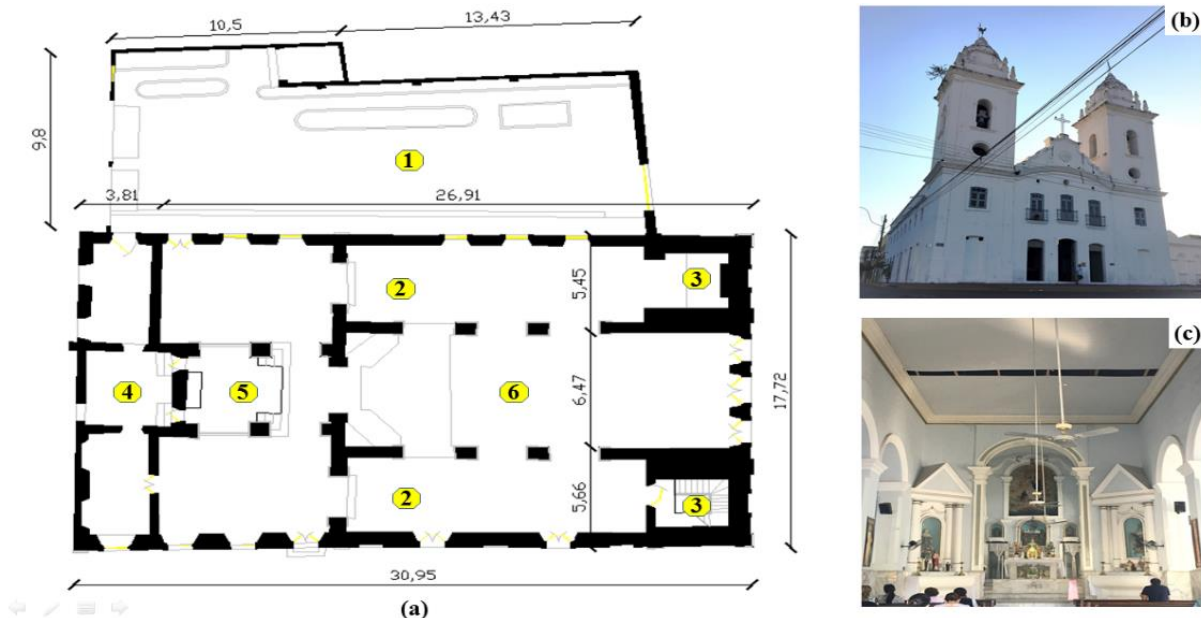


Figura 3. Vistas de la Iglesia Menino Deus: (a) Plano de planta donde (1) indica el patio lateral, (2) los pasillos laterales, (3) las torres, (4) la sacristía, (5) el altar y (6) la nave central; (b) Fachada frontal con pequeña perspectiva lateral y (c) Vista interna de la nave principal.

En la Figura 3 (a) está el plano del edificio en el que se ve que su geometría está dividida en muchas partes, donde en el lado hay un gran patio, en el interior hay dos pasillos laterales, cada uno en frente a una de las torres, una gran nave central que se encuentra frente al altar y justo detrás de él, la sacristía. En la Figura 3 (c), se observa que el grado de ornamentación de la iglesia, como en los dos anteriores, también es bajo.

4. RESULTADOS Y DISCUSIONES

4.1 Manifestaciones patológicas de la Iglesia de Nuestra Señora del Rosario.

La inspección visual proporciona datos valiosos, por lo que es una herramienta muy útil en la técnica

de evaluar y reconocer el daño a una estructura. Sin embargo, combinar la inspección visual con otras herramientas de control como GUT Matrix enriquece los resultados y contribuye a su confiabilidad. La inspección de este edificio se realizó desde afuera hacia adentro, donde primero se inspeccionaron las cuatro fachadas y luego se inspeccionó el interior. Durante la inspección, se identificaron las siguientes manifestaciones patológicas: grietas y grietas, ruptura de los elementos del techo, desprendimiento del revestimiento, manchas atmosféricas y de humedad, moho / hongos. Entre las cuatro fachadas observadas, la que presentó el mayor daño fue la fachada frontal, que está representada por su mapa de daños en la Figura 4, que muestra la presencia de desprendimientos en las partes inferiores de la estructura, en las aberturas y algunas grietas en la pared. pilar central de la puerta y manchas atmosféricas en su parte superior.

La razón principal de la causa del agrietamiento puede estar asociada con las vibraciones existentes en el sitio, ya que se encuentra en la región central de la ciudad y hay un gran flujo de personas y vehículos, donde las vibraciones inducidas pueden causar cambios en el comportamiento dinámico de la estructura, lo que a menudo causan grietas.

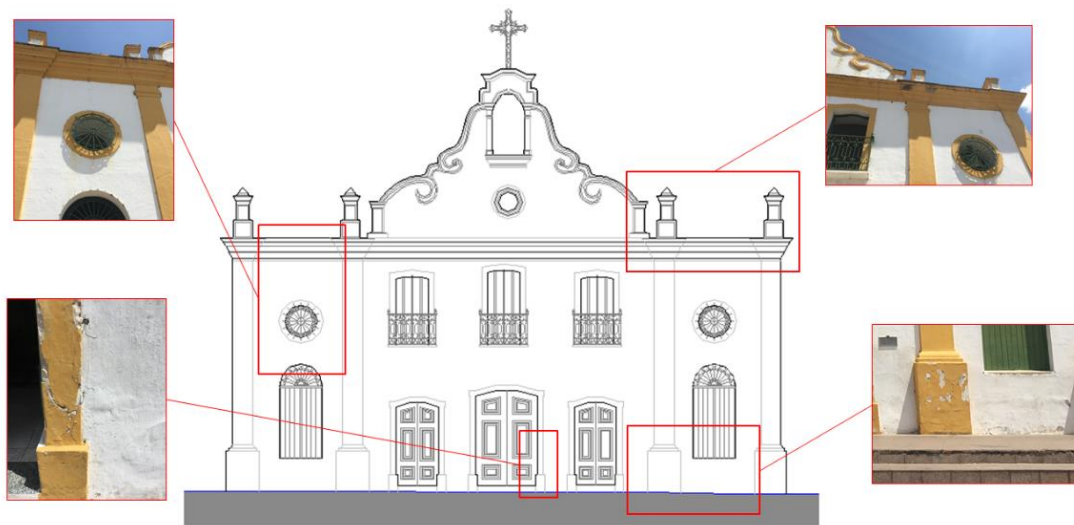


Figura 4. Mapa de daños de la fachada frontal de la Iglesia de Nuestra Señora del Rosario.



Figura 5. Manifestaciones patológicas internas en la Iglesia de Nuestra Señora del Rosario: (a) grieta, (b) desintegración del revestimiento, (c) desprendimiento y (d) puntos húmedos.

Dentro del edificio, las principales manifestaciones patológicas observadas fueron: grietas, descomposición de elementos del techo, desprendimientos y puntos húmedos, que se ilustran en la Figura 5. Se consideró la grieta ubicada cerca del altar (Figura 5 (a)) La situación más grave, ya que su presencia puede estar asociada con movimientos adyacentes al edificio y nuevas construcciones cerca del santuario. Estos movimientos ocasionalmente causan represión del suelo que desencadena

grietas y fisuras en algunas partes de la iglesia.

Con respecto a la aplicación de la metodología GUT, Gravity recibió una calificación de 8 debido a su amplia apertura. La urgencia también se calificó con 8, debido a la gran área de participación de esta manifestación, que requiere una intervención urgente. En cuanto a la tendencia, elegimos el grado 6, sabiendo que el problema se encuentra en una situación de progresión media.

A partir de la aplicación de la lista de verificación GUT Matrix en este edificio, fue posible elaborar el gráfico de prioridad, que se presenta en la Figura 6, donde es posible verificar que las manifestaciones patológicas prioritarias, que deben tratarse primero, son las grietas y grietas en este edificio. El caso en el altar principal de la iglesia, ya que tiene el puntaje más alto, 384 y aún, representa un daño de alta prioridad, de acuerdo con las descripciones en las Tablas 1, 2 y 3 de la Sección 2.

El segundo en el orden de prioridades es el desglose de los elementos del techo, con un total de 216 puntos, y se clasifica como daño medio. El tercero es el desprendimiento del revestimiento de 108 puntos, que también enmarca el grado promedio de daño. Los puntos húmedos y las manchas atmosféricas, ambos con 54 puntos, también se identifican como daños medios. El daño con la gravedad más baja y que se encuentra en la última posición del orden de prioridad es moho / moho, con 9 puntos y poco daño.

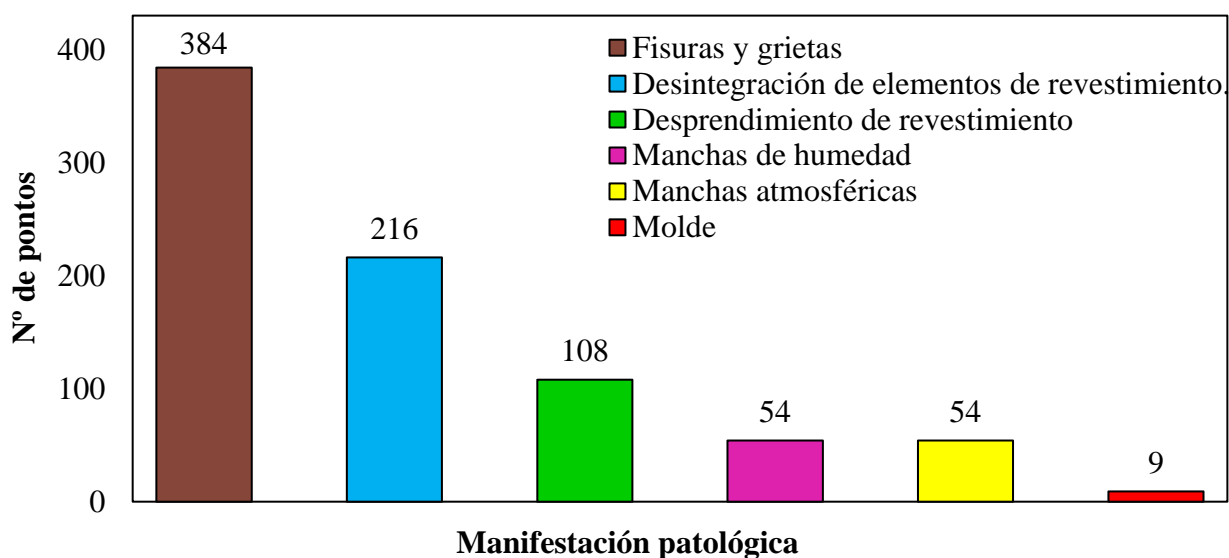


Figura 6. Cuadro de prioridades de la Iglesia de Nuestra Señora del Rosario.

En este edificio, el número de manifestaciones patológicas encontradas fue muy pequeño, presentando como objetivo principal y de preocupación, las grietas ubicadas a los lados del altar, que pueden generar, incluso en menor medida, impactos que comprometen parcialmente la funcionalidad del edificio. El pequeño número de daños encontrados está relacionado con el mantenimiento periódico que realiza la administración de la propiedad, ya que es la iglesia más antigua y culturalmente más importante de la ciudad y contribuye mucho a la implementación del turismo histórico.

4.2 Manifestaciones patológicas de la Iglesia de Nuestra Señora de los Dolores.

Las manifestaciones patológicas identificadas en la Iglesia de Nuestra Señora de los Dolores fueron las más numerosas. En muchas regiones de la estructura, se encontraron varios tipos de daños, principalmente con respecto a grietas, desprendimientos, puntos húmedos y manchas atmosféricas. Los daños observados fueron: grietas y grietas, infiltración, descomposición de elementos del techo,

partes vivas o expuestas (fallas del sistema eléctrico), moho / hongos, manchas atmosféricas, manchas de humedad, desprendimiento de revestimiento, descomposición de elementos del techo, ineficiencia lechada, piezas sueltas o rotas (falla de ingleses), eflorescencia, oxidación de elementos metálicos. El mapa de daños de este edificio se presenta a través de su fachada con mayor incidencia de manifestaciones patológicas, la fachada posterior, ilustrada en la Figura 7.

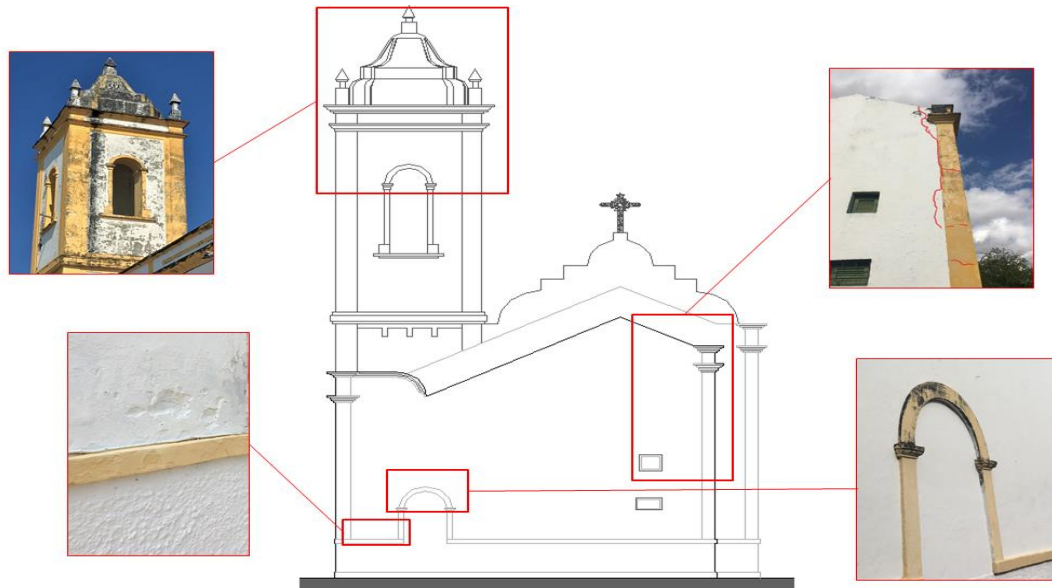


Figura 7. Mapa de daños de la Iglesia de Nuestra Señora de los Dolores.

En la Figura 7, podemos observar la presencia de una gran cantidad de manchas atmosféricas en la torre lateral y también en las partes superiores de la iglesia. Este tipo de daño también fue evidente en todas las demás fachadas. Además, hay una gran fisura en la parte derecha de esta figura que comienza desde la mitad de la altura de la pared hasta la parte superior. Esta anomalía está estrechamente vinculada a una posible represión del suelo, considerando que la propiedad está ubicada en las orillas del río Acaraú y que con el tiempo ha sufrido el impacto de numerosos edificios vecinos, lo que resulta en una descompresión del suelo. Además de esta región, las aberturas circulares de las otras fachadas también muestran el mismo tipo de daño. También existe la existencia de desprendimientos de revestimiento en la parte inferior de esta fachada, que también se encuentran en los otros.

En cuanto a las principales manifestaciones patológicas observadas en la parte interna de la estructura, existen: grietas y grietas, desprendimientos, puntos húmedos y desprendimiento de revestimiento con exposición de partes del marco, que se ilustran en la Figura 8, donde en la Figura 8 (a) existe la manifestación patológica más grave de este edificio, una grieta ubicada en el arco central de la nave principal. Esta anomalía se encuentra en una situación muy grave, y su apariencia puede estar relacionada con la ocurrencia de movimiento del suelo de los cimientos y la posible sobrecarga del arco, ya que muchas intervenciones con mayor carga se realizaron con el tiempo, como cambiar un techo. que una vez fue PVC por una losa de hormigón armado. Por lo tanto, en cuanto a Gravity, se le asignó el grado 10, lo que causa un alto deterioro del rendimiento del edificio. Con respecto a la urgencia, también se adoptó la nota 10, debido a la gran área de compromiso de esta manifestación. Y para la Tendencia también optamos por la nota 10, correspondiente a la gran posibilidad de evolución de la situación.

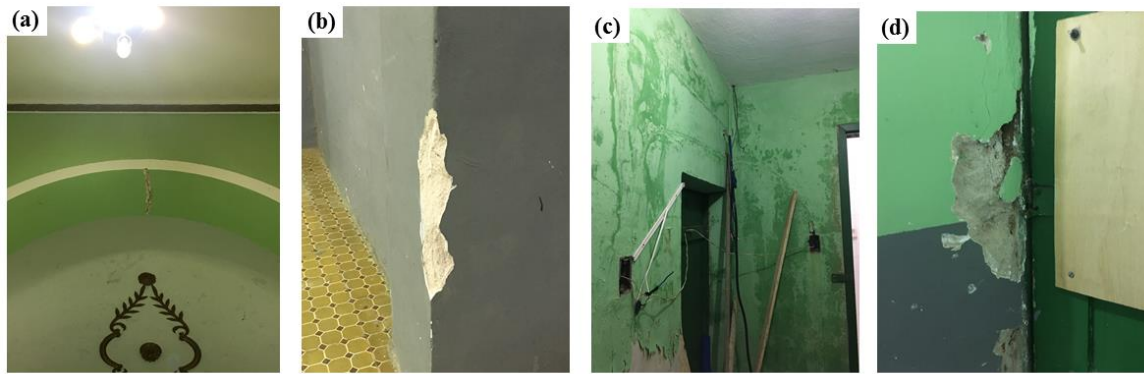


Figura 8. Manifestaciones patológicas dentro de la Iglesia de Nossa Senhora das Dores: (a) grieta en el arco central, (b) desprendimiento del recubrimiento, (c) parches húmedos y (d) desprendimiento del recubrimiento con exposición de partes de la mitra.

Los datos obtenidos de la aplicación de la matriz GUT en este edificio se organizaron en el gráfico de prioridad de la Figura 9, donde se puede ver que la manifestación patológica de mayor prioridad es la grieta en el arco central de la nave principal, con un total de 1000 puntos. se clasifica como un daño total, es decir, de extrema gravedad, urgencia de solución y rápida tendencia a la evolución. Además, se encuentra que la diferencia entre este daño y los dos siguientes (infiltración y descomposición de elementos de revestimiento, ambos con 216 puntos cada uno) es bastante alta, correspondiente a 784 puntos, lo que muestra la gravedad de esta grieta.

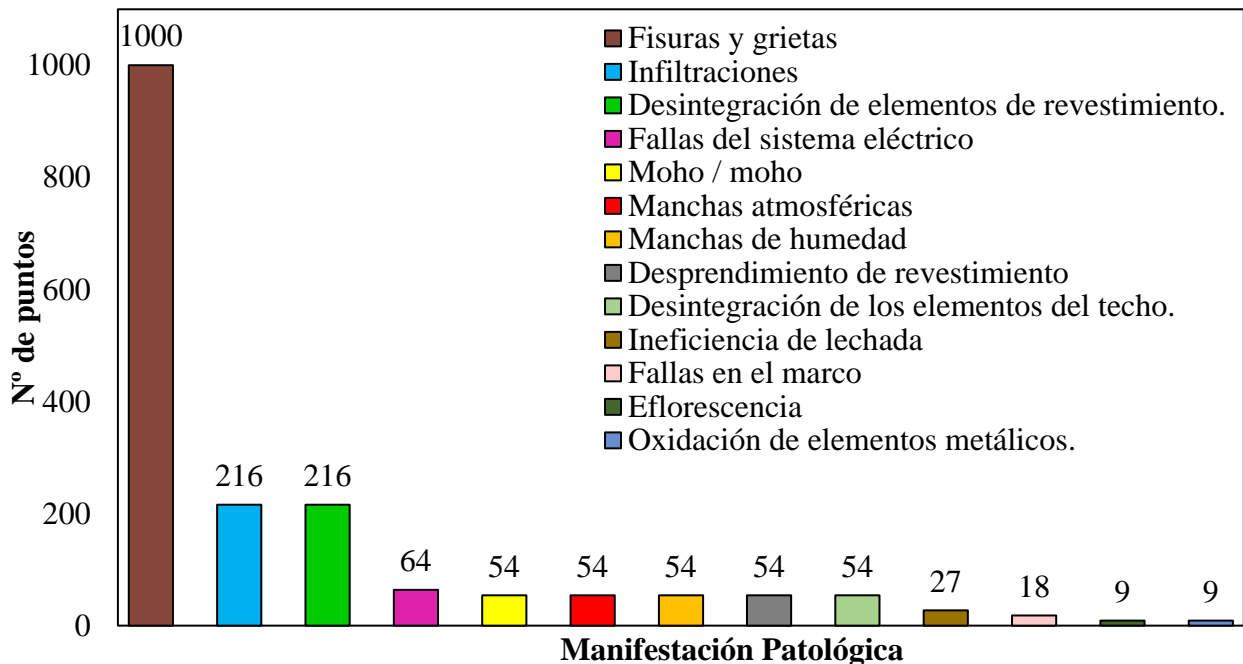


Figura 9. Cuadro de prioridades de la Iglesia de Nossa Senhora dos Dolores.

También vale la pena mencionar que cuatro manifestaciones patológicas presentaron los mismos puntajes (54 puntos), a saber: moho / hongos, manchas atmosféricas, manchas de humedad, desprendimiento del recubrimiento, que muestra manifestaciones patológicas de daño medio, ya que son puntajes bajos. Daño: la ineficiencia de la lechada (27 puntos), la falla del marco (18 puntos), la eflorescencia (9 puntos) y la oxidación de elementos metálicos (9 puntos) entran en la categoría de daño potencial bajo, los dos últimos ocupando las ubicaciones finales

Este edificio fue el que presentó el mayor número de manifestaciones patológicas y este hecho está vinculado a la falta de mantenimiento del bien patrimonial, ya que está prohibido. Además, el daño existente, si no se trata, puede convertirse en problemas más serios que comprometen seriamente la estabilidad y la seguridad de la estructura.

4.3 Manifestaciones patológicas de la Iglesia Menino Deus

En cuanto a las evaluaciones realizadas en la Iglesia Menino Deus, con respecto a la fachada lateral derecha (conectada al patio) y la fachada posterior, no se analizaron debido a la imposibilidad de inspección, ya que estas dos fachadas están acopladas a los edificios adyacentes. Sin embargo, las otras fachadas, así como el interior, fueron inspeccionadas a fondo, y la que presentó el mayor daño fue la fachada frontal, que se puede observar en la Figura 10, donde las más evidentes fueron: manchas atmosféricas, ubicadas en muchas regiones de la estructura, principalmente en la parte superior de las dos torres; grietas en las proximidades de las aberturas circulares de todas las puertas y ventanas, así como en la parte inferior de uno de los pilares de una torre, que se acompaña de un desprendimiento; y enraizamiento de arbustos, ubicados en la parte superior de la torre lateral izquierda.

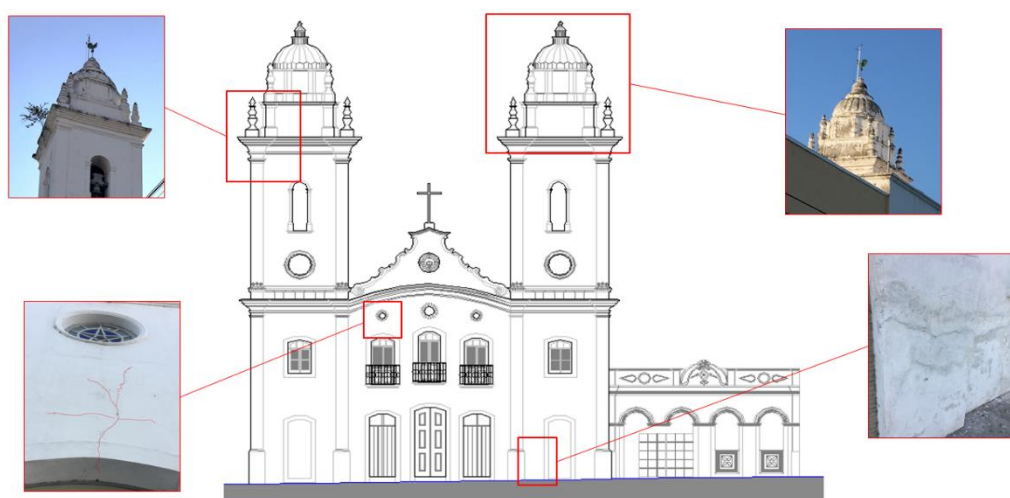


Figura 10. Manifestaciones patológicas en la Iglesia Menino Deus

En el interior, los principales daños fueron: grietas y grietas, descomposición de los elementos del techo y descomposición de los elementos del piso, como se muestra en la Figura 11. Se observó la descomposición de los elementos del techo en muchas partes del techo, así como grietas.

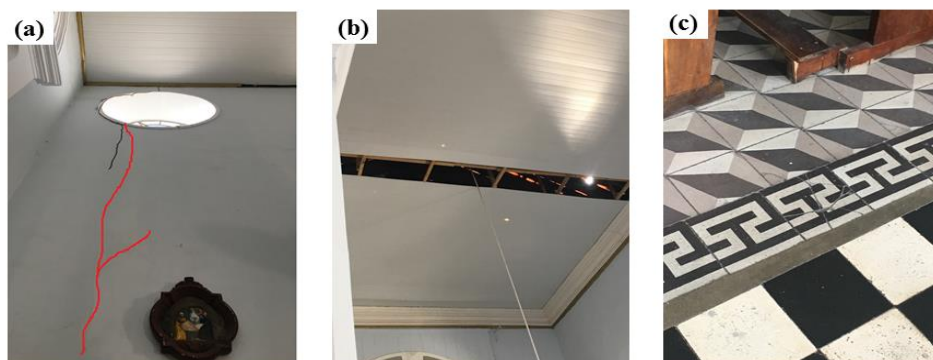


Figura 11. Manifestaciones patológicas en el interior Igreja Menino Deus: (a) Fisuras, (b) Descomposición de elementos del techo y (c) Descomposición de elementos del piso.

Con los resultados de la lista de verificación de la matriz GUT aplicada al edificio, se construyó la tabla de prioridades, que se ilustra en la Figura 12, donde se verifica que la manifestación patológica prioritaria son las grietas, que se pueden observar en la abertura superior de la puerta de la fachada frontal (Figura 10) y también dentro de una pared de la fachada del lado izquierdo (Figura 11 (a)). El puntaje de esta anomalía corresponde a 216 puntos, obtenidos al aplicar el puntaje de Severidad, Urgencia y Tendencia 6 en cada uno, considerando así un daño de prioridad media. El segundo en la tabla de prioridades es el desprendimiento de recubrimiento que tiene un total de 108 puntos, enmarcado como un daño medio. En tercer y cuarto lugar se encuentra el desglose de los elementos del techo y las manchas atmosféricas, con 36 y 27 puntos, clasificados como de riesgo medio y bajo, respectivamente. En las últimas posiciones en el orden de prioridad está el enraizamiento de los arbustos y la descomposición de los elementos del piso, con 18 puntos cada uno, ambos enmarcados como un bajo grado de riesgo.

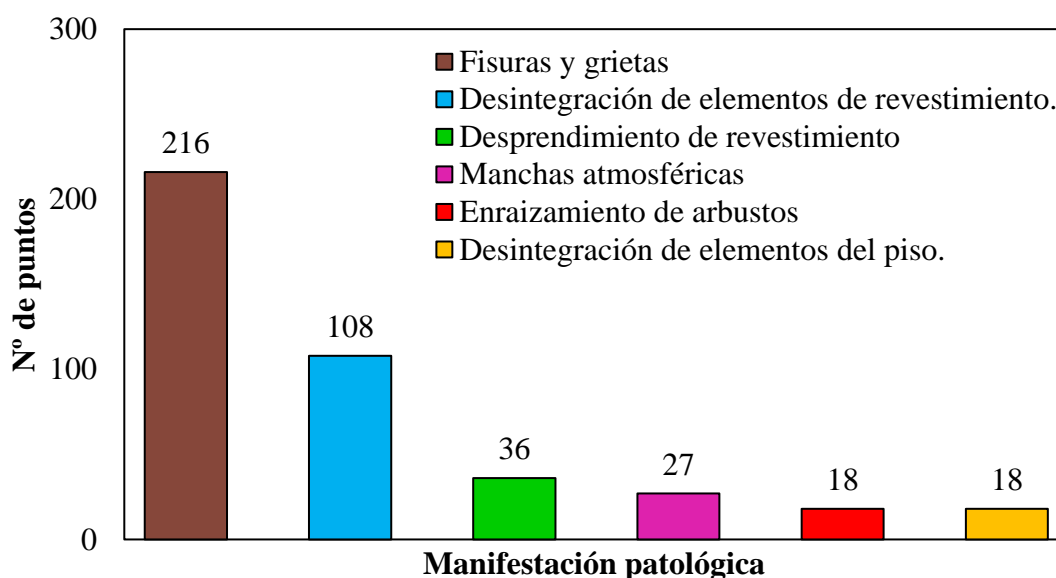


Figura 1. Gráfico de prioridades da Igreja Menino Deus.

La Iglesia Menino Deus presentó pocas manifestaciones patológicas y entre las tres inspeccionadas, también presentó el puntaje más bajo en su daño más grave. Estos también podrían estar relacionados con el mantenimiento que realizan sus administradores.

4.4 Comparación entre los resultados obtenidos

Al hacer un análisis comparativo de las manifestaciones patológicas enumeradas primero para cada iglesia y tomando como parámetro sus puntos totales, tenemos que entre los tres edificios que presentaron el daño más grave fue la Iglesia de Nuestra Señora de los Dolores con unos 1000 puntos en total por la grieta en el arco central de la nave principal. La segunda más grave fue la Iglesia de Nuestra Señora del Rosario con un total de 384 puntos también por una grieta en el altar principal. Y finalmente, el tercero más serio fueron las grietas en la fachada frontal, cerca de la apertura de las ventanas superiores, en la parte inferior de un pilar de la torre y en las paredes de la parte interior de la Iglesia Menino Deus, con un total de 216 puntos. La Figura 13 muestra la comparación entre el daño más severo de estas iglesias.

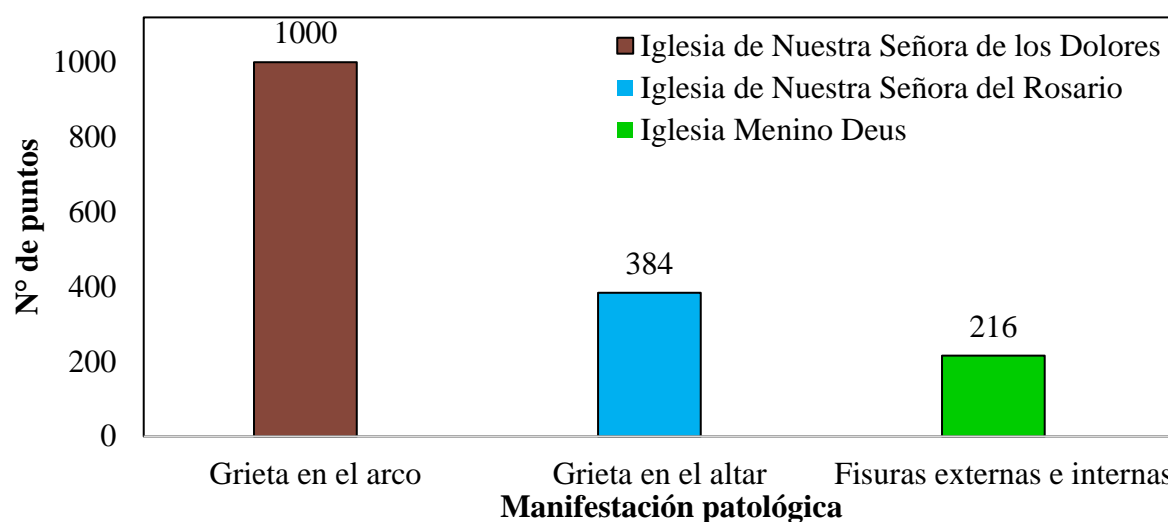


Figura 13. Gráfico comparativo entre el puntaje de las manifestaciones patológicas más severas para cada iglesia.

El análisis de las manifestaciones patológicas a través de GUT Matrix ayuda al gerente a tomar decisiones sobre las intervenciones que contribuyen a la preservación y seguridad del edificio. En este estudio, se observó que el edificio más reciente entre los tres analizados (Iglesia de Nuestra Señora de los Dolores) era el que tenía el mayor número y severidad de manifestaciones patológicas, por lo tanto, se destaca que los factores característicos del deterioro se sumaron a la falta mantenimiento, son elementos de gran influencia en la conservación y protección de lo histórico.

4.5 Limitaciones en el uso de la matriz GUT

A partir de estos resultados, se puede verificar que el método GUT Matrix es una herramienta de planificación estratégica muy útil que, a través de inspecciones visuales, contribuye a la toma de decisiones sobre posibles intervenciones que se pueden implementar en las estructuras, con el objetivo de reparar Daño observado. Sin embargo, como inspección visual, esta herramienta tiene algunas restricciones, lo que requiere que los inspectores involucrados tengan conocimiento y experiencia en el área de la patología de la construcción, lo que hace que las evaluaciones sean consistentes y reflejen la realidad del daño observado a las estructuras.

Para los edificios históricos, generalmente caídos por cuerpos de preservación y, por lo tanto, sin daños, la inspección visual, incluso proporcionando datos cualitativos, es una herramienta importante en el proceso de evaluar y diagnosticar el estado del daño de la estructura, ya que no es una técnica invasiva y no causa daños a la propiedad. Cuando se combina con pruebas no destructivas, la información obtenida de la inspección visual también contribuye a la confiabilidad de los resultados y a una mejor comprensión del estado de conservación y la gravedad del daño a estas estructuras.

Un ejemplo de la aplicación de inspección visual a edificios históricos se puede encontrar en Santos e Silva (2017), quien identificó daños en la fachada del Bloque A de la Escuela Politécnica de la Universidad de Pernambuco, un edificio del siglo XIX en Recife, Brasil. Se identificaron las siguientes manifestaciones patológicas: descomposición, grietas, elemento espurio, cambios de color, manchas superficiales, presencia de vegetación, grietas y contaminación. Los resultados mostraron que el estado de conservación de la estructura, considerando que el edificio tiene más de 100 años, es regular. Sin embargo, los autores enfatizan que identificar dicho daño fue muy importante en el desarrollo de un plan de restauración eficiente y que las actividades de mantenimiento, si se realizan correctamente y a intervalos apropiados, aseguran un buen rendimiento del edificio.

Otro estudio importante sobre el uso de las inspecciones visuales se puede observar en el trabajo desarrollado por Rocha et al. (2018) que, a través de esta técnica, combinada con las Listas de identificación de daños (DIL), donde se registraron las manifestaciones patológicas del edificio, fue posible obtener un mapa de daños de la Iglesia Carmo en Olinda, Pernambuco, Brasil, una estructura Muy importante del siglo XVI. Los resultados permitieron mostrar la ubicación de los problemas encontrados y sus dimensiones, mayor precisión en el diagnóstico y medidas preventivas de anomalías. Los autores concluyeron que el uso de esta técnica en la elaboración del mapa de daños proporciona subsidios que facilitan el análisis de la sintomatología y el diagnóstico correcto de las manifestaciones patológicas encontradas, asegurando una propuesta más confiable para el tratamiento de estos problemas.

Por lo tanto, la inspección visual combinada con el método GUT Matrix, para un diagnóstico inicial de los problemas, es eficiente para identificar daños en edificios históricos, su gravedad y posibilidades de evolución en el tiempo, ya que es una técnica no invasiva. Sin embargo, el método aún puede complementarse con pruebas no destructivas.

5. CONCLUSIÓN

La identificación y análisis de manifestaciones patológicas en edificios históricos son de importancia esencial para la conservación de estas estructuras. Sobral es uno de los pocos municipios brasileños que tiene en su estructura urbana una gran cantidad de edificios en su centro histórico, lo que denota la importancia de los estudios dirigidos a la conservación de estas estructuras. Este trabajo tuvo como objetivo demostrar la aplicación de la matriz GUT para un diagnóstico inicial de manifestaciones patológicas en edificios históricos y en el desarrollo de un orden de priorización con respecto a la solución del daño encontrado en estos edificios, lo que demuestra que este método puede ser una herramienta muy útil para la gestión de mantenimiento de edificios.

Entre todos los edificios estudiados, la Iglesia de Nossa Senhora das Dores era la estructura clasificada como la que tenía la mayor cantidad y grado de deterioro, especialmente con respecto a una grieta en el arco frente al altar. En la Iglesia de Nuestra Señora del Rosario, el número de daños encontrados fue pequeño, presentando como objetivo principal y preocupación, las grietas ubicadas a los lados del altar. Ya en la Iglesia Deus Deus, se descubrió que los principales agravantes eran las grietas en la fachada frontal y algunas paredes internas.

Por lo tanto, se concluye que el presente estudio es relevante, ya que la matriz GUT puede ser una herramienta de apoyo importante en la gestión del mantenimiento de edificios, contribuyendo a la conservación y seguridad de las estructuras, especialmente cuando se aplica a edificios históricos.

6. AGRADECIMENTOS

Los autores agradecen al Instituto Nacional de Patrimonio Artístico de (IPHAN), la parroquia de Nuestra Señora de la Concepción en Sobral y el Laboratorio de Rehabilitación y Durabilidad de Construcciones - Lareb / UFC Campus de Rusia, el apoyo y la información utilizada en el desarrollo de este trabajo.

7. REFERENCIAS

Brandão, F. S. (2018), “*Aplicação da Matriz GUT como ferramenta de suporte na gestão da manutenção de edificações*”, Trabalho de Conclusão de Curso de Especialização em Engenharia e Gerenciamento de Manutenção, Faculdade Única de Ipatinga, p. 08.

- Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional- IPHAN. (2005), “*Inventário Nacional de Bens Arquitetônicos – IBA*”. IPHAN, Sobral, Brasil, p. 42.
- Martins, N., Pessoa, R., Nascimento, R. (2017), Priorização na Resolução de Manifestações Patológicas em Estruturas de Concreto Armado: Método GUT, *Revista de Engenharia e Pesquisa Aplicada*. 2 (3): 139-147. <http://dx.doi.org/10.25286/rep.v2i3.707>
- Mesquita, E., Brandão, F., Diógenes, A., Antunes, P., Varum, H. (2017), Ambient vibrational characterization of the Nossa Senhora das Dores Church, *Engineering Structures and Technologies*, 9 (4): 170-182. <https://doi.org/10.3846/2029882X.2017.1416311>
- Mesquita, E., Paupério, E., Arêde, A., Varum, H. (2015), “*Boletim Técnico nº 11: Caracterização, avaliação e recuperação estrutural de construções históricas*”. ALCONPAT-BRASIL, p. 18.
- Pinto, J. J. de S (2009), “*Os novos palácios da velha princesa: Intervenções arquitetônicas contemporâneas no sítio histórico de Sobral*”, Dissertação de Mestrado em Arquitetura e Urbanismo, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, p. 129.
- Rocha, E. A., Macedo, J. V. S., Correa, P., Monteiro, C. B. (2018), Adaptation of a damage map to historical buildings with pathological problems: Case study at the Church of Carmo in Olinda, Pernambuco, *Revista ALCONPAT*, 8 (1): 51-63. <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i1.198>
- Roca, P., Cervera, M., Gariup, J., Pela', L. (2010), Structural Analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches, *Archives of Computational Methods in Engineering*, 17(3): 299–325. <https://doi.org/10.1007/s11831-010-9046-1>
- Santos, C. L. L., Silva, A. J. C. (2017). “*Conservação de edifício histórico do século XIX – análise de patologias na fachada do Bloco A da Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco*”. In: Conferência Nacional de Patologia e Recuperação de Estruturas, CONPAR 2017, Recife: Pernambuco (Brasil), pp. 1-12.
- Santos, F., Alves, A., Brandão, F., Mesquita, E., Diógenes, A., Varum, H. (2016). “*Análise estrutural de uma edificação histórica do Século XVIII*”. In: Congresso Brasileiro de Patologia das Construções, CBPAT 2016, Belém: Pará (Brasil), pp. 317-327.
- Verzola, S. N., Marchiori, F. F., Aragon, J. O. (2014). “*Proposta de lista de verificação para inspeção predial x urgência das manutenções*”. In: Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, XV ENTAC, Maceió: Alagoas (Brasil), pp. 1226-1235. <http://doi.org/10.17012/entac2014.300>

Diagnóstico de daños en una edificación de principios del siglo XX en La Habana. Caso de estudio

A. H. Oroza^{1*} , R. G. Hernández¹ 

*Autor de Contacto: ahernandez@proyectos.ohc.cu

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.327>

Recepción: 04/07/2018 | Aceptación: 22/05/2019 | Publicación: 30/08/2019

RESUMEN

El objetivo del trabajo es hacer un diagnóstico del deterioro de una edificación de hormigón armado ubicada en La Habana Vieja, Cuba, construida en el año 1906. Debido a los años de explotación y falta de mantenimiento, el inmueble presenta desprendimientos de hormigón y grietas en casi todos los elementos estructurales. Para evaluar la vida de servicio se realizaron estudios de resistividad aparente del hormigón, ensayos químicos para cuantificar los niveles de cloruro libre y sulfato, ensayos de potenciales, pérdidas de sección de las barras, extracciones de probetas de hormigón y análisis visual de las lesiones presentes. Los resultados obtenidos demostraron que, aunque el inmueble presenta un avanzado deterioro, este puede ser rehabilitado siendo posible extender su tiempo de vida de servicio.

Palabras clave: diagnóstico, corrosión, resistividad, vida de servicio, durabilidad.

Citar como: Oroza, A. H., Hernández, R. G. (2019), “*Diagnóstico de daños en una edificación de principios del siglo XX en La Habana. Caso de estudio*”, Revista ALCONPAT, 9 (3), pp. 336 – 349, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.327>

¹ Departamento de Diagnóstico y Levantamiento. UEB Restaura. Empresa de Restauración del Patrimonio. Oficina del Historiador. La Habana. Cuba.

Información Legal

Revista ALCONPAT es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A. C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor.

Queda totalmente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización de la ALCONPAT Internacional A.C.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el segundo número del año 2020 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primer número del año 2020.

Diagnostic of damage in a building of the early twentieth century in Havana. Case study

ABSTRACT

The objective of this work is to diagnostic the existing deterioration in a reinforced concrete building located in Old Havana, Cuba, built in 1906. Due to the years of exploitation and lack of maintenance, the property began to show detachment of concrete and cracks in almost all structural elements. To evaluate the service life, electrical resistivity studies of the concrete were carried out, chemical tests to quantify the levels of free chloride and sulphate, corrosion potential tests, section losses of the reinforcement bars, extractions of concrete specimens and visual analysis of the present damages. The results obtained showed that although the building presents an advanced deterioration, it can be rehabilitated, and it is possible to extend its service lifetime.

Keywords: diagnostic, corrosion, resistivity, service life, durability.

Diagnóstico de danos em um edifício do início do século XX em Havana. Caso de estudo

RESUMO

O objetivo deste trabalho é diagnosticar a deterioração atual em um edifício de concreto armado localizado em Havana Velha, Cuba, construído em 1906. Devido aos anos de exploração e falta de manutenção, a propriedade começou a apresentar deslizamentos de concreto e rachaduras em quase todos os elementos estruturais. Para avaliar a vida útil, estudos de resistividade elétrica do concreto foram realizados, testes químicos para quantificar os níveis de cloreto e sulfato livres, ensaios potenciais, perdas de seção das barras de reforço, extrações de amostras de concreto e análise visual dos ferimentos presentes. Os resultados obtidos mostraram que, embora a propriedade apresente uma deterioração avançada, ela pode ser reabilitada e é possível estender sua vida útil.

Palavras-chave: diagnóstico, corrosão, resistividade, vida útil, durabilidade

1. INTRODUCCIÓN

A partir del empleo del hormigón armado en el siglo XIX en la esfera de la construcción este material ha demostrado un gran desempeño y durabilidad, aún expuesto a diferentes niveles de agresividad corrosiva atmosférica (Castañeda et al., 2018; Howland, 2012; Vera et al., 2009). En Cuba se instala por primera vez una planta de hormigón en junio de 1895, convirtiendo a La Habana en la primera ciudad de Iberoamérica en fabricar hormigón de cemento Portland (Toraya, 2001). A pesar de este avance tecnológico nacional, muchas de las edificaciones erigidas con hormigón armado mostraban pobre desempeño y la necesidad de recurrentes acciones de reparación. Esto se debió en gran medida al desconocimiento existente acerca del efecto negativo del empleo de arena de mar sin lavar en la preparación de la mezcla de hormigón, planificación urbanística ineficiente, cambios de uso, modernizaciones y estimaciones erróneas de los efectos ambientales. Como consecuencia, muchas edificaciones alcanzaban el tiempo de vida de servicio o la vida útil última (Castro-Borges and Helene, 2007; Howland, 2012) en los primeros 50 años de explotación. Los daños provocados por la corrosión de los aceros de refuerzo debido al ingreso de cloruros, sulfatos o por carbonatación del hormigón han sido profundamente estudiados por diversos investigadores en diferentes regiones del mundo (Andrade and Dal Molin, 2000; Castañeda et al., 2012; Chávez et al., 2013; Helene and Castro-Borges, 2009), en donde se ha demostrado la pérdida significativa de la capacidad portante del elemento estructural afectado.

Una vez que comienzan los desprendimientos de material, debido a las tensiones por corrosión de las barras de refuerzo y la pérdida de adherencia, aparecen también los riesgos a la vida de los explotadores del inmueble, y se elevan drásticamente los costos de reparación y mantenimiento (Castañeda and Rodriguez, 2014). La profundización en el conocimiento de estos aspectos es la clave para el diseño y la ejecución de estructuras durables, así como para la rehabilitación racional de las mismas (Costa and Appleton, 2002).

El presente trabajo tiene como objetivo discutir los resultados obtenidos del diagnóstico realizado a una edificación de hormigón armado erigida entre el año 1900 y 1906 para la firma Casteleiro y Vizoso (Figura 1). De estilo ecléctico y siete niveles de altura, la misma se proyectó para que todos los niveles contaran con puntales de 4 m de alto, excepto para la planta baja con 6.3 m. El inmueble se erigió sobre una estructura de acero, recubierto en hormigón hidráulico con cimentaciones y cubierta de hormigón armado. Las cimentaciones consistieron en balsas de sustentación calculadas para soportar una carga promedio de 3 Kg/cm². El hormigón preparado para conformar todos los entresijos y escaleras se dosificó en proporción de 1 volumen de cemento, 3 de arena y 5 de grava. El cálculo de la carga accidental de los pisos se estimó para 366 Kg/m² y a la estructura metálica se le aplicó un factor de seguridad de 4.

El inmueble se encuentra ubicado a dos kilómetros de la bahía de La Habana y a menos de 50 m de la avenida del Puerto, en un entorno urbano-costero. Desde su construcción y hasta la actualidad ha tenido diferentes usos, siendo el primero un edificio comercial para las negociaciones de la firma. Posterior a 1960 pasó a ser oficina de correos, después escuela y finalmente desde hace dos décadas, inmobiliaria para el alquiler de apartamentos a inversionistas extranjeros. Para satisfacer las necesidades de los tiempos modernos, se actualizó el sistema hidráulico mediante la instalación de una línea de agua caliente en cada apartamento, en las zonas destinadas a cocina y baño.



Figura 1. Inmueble estudiado

2. PROCEDIMIENTO

2.1 Metodología de investigación

Para la selección de los ensayos de diagnóstico a emplear, se aplicó una metodología de investigación basada en dos etapas (Geocisa, 2002). La primera tiene como objetivo realizar un levantamiento fotográfico detallado de cada una de las lesiones visibles, y la segunda de tipo experimental, fundamentada en el análisis de los resultados organolépticos obtenidos y conclusiones alcanzadas en la primera etapa (Oroza and Bouza, 2015).

La evaluación de la corrosión se realizó acorde al procedimiento estándar descrito por (NACE SP0390, 2009) el cual plantea como objetivos fundamentales, la definición de la naturaleza del ambiente en el que se encuentra ubicada la estructura, la inspección de las condiciones físicas, el establecimiento de la extensión, la naturaleza de la corrosión y los datos históricos de la estructura presente.

2.2 Medición del potencial de corrosión (E_{corr})

El método de evaluación de la corrosión mediante el potencial de media celda es una técnica que permite medir la posible actividad corrosiva a partir del valor E_{corr} obtenido, sin embargo no ofrece información acerca de la cinética del proceso ni de la i_{corr} resultante (Yu et al., 2017). Cuando $E_{corr} < 350$ mV vs. CSE, indica que existe una probabilidad superior al 90% de que exista corrosión de las barras de refuerzo. De manera contraria, si la $E_{corr} > -250$ mV vs. CSE, la probabilidad es menor del 10% (ASTM C876, 2009). El equipo empleado para las mediciones fue Proceq Canin⁺. Para la aplicación del mapa de potencial en las losas se establecieron áreas de trabajo de 2x2 m y la malla fijada (grid) fue de 50x50 cm.

2.3 Medición de resistividad aparente (ρ) del hormigón

Para estimar el riesgo de corrosión que presentan los aceros de refuerzo, se empleó el equipo Proceq Resipod el cual funciona basado en el método de Wenner (Gowers and Millard, 1999). Esta técnica consiste en evaluar el riesgo de corrosión que presentan las barras de refuerzo en función del nivel de saturación de los poros del hormigón. Está muy relacionado con la calidad del hormigón (microestructura, relación agua/cemento, porosidad, curado, resistencia a compresión), y por tanto de su durabilidad (Andrade and D'Andrea, 2011; Azarsa and Gupta, 2017; D'Andréa and Andrade, 2009; Sanchez et al., 2017). El equipo funciona aplicando una corriente sobre la superficie del material a través de las dos sondas exteriores, midiendo el potencial resultante entre las interiores. El contenido de humedad (agua o vapor) presente en los poros del hormigón es capaz de transportar la corriente entre las sondas, lo cual hace posible obtener la resistividad del material, así como calcular la velocidad de corrosión (i_{corr}). La preparación de la superficie y las mediciones se ejecutaron acorde a las indicaciones del fabricante. Para evitar interferencias en la lectura debido al efecto de las barras (Presuel Moreno et al., 2009), se localizaron e identificaron las mismas mediante pacómetro Proceq Profoscope. Para la evaluación de la i_{corr} , se aplicó la ecuación propuesta por RILEM (Andrade and Alonso, 2004) donde:

$$I_{corr} = \frac{3 \times 10^4}{\rho} \quad (1)$$

2.4 Extracción de testigos

Para conocer la resistencia a compresión (R_c) del hormigón de las losas, se extrajeron testigos en todos los niveles. Se utilizó para la extracción el equipo Hilti DD-160E y como prensa una Controls Automax 5 de 2000 KN. Se extrajeron 5 testigos por nivel para un total de 35.

2.5 Ensayos químicos de cloruro y sulfato

Se extrajeron 8 muestras en las losas de hormigón armado de cada nivel, excepto para planta baja, para un total de 48 muestras. El método empleado para las extracciones de muestras fue el indicado por ASTM C-1152 (C1152/C1152M-04, 2004). El procedimiento de análisis químico utilizado fue el desarrollado por (Oroza et al., 2016).

3. RESULTADOS

3.1 Diagnóstico de las losas

3.1.1 Resultados de la inspección visual

Se identificaron losas con pérdida del recubrimiento de hormigón, aceros expuestos y grietas longitudinales en el sentido de dirección de las barras de refuerzo (Figura 2a). En la losa de techo del séptimo nivel, adicional a las lesiones previamente indicadas, se detectaron manchas de eflorescencias y lixiviación debido a filtraciones de agua pluvial desde la cubierta.

En los techos de todos los apartamentos se observó que las losas habían sido previamente reparadas. El material empleado para la restauración fue un mortero estructural a base de cemento. Durante la inspección fue posible comprobar que a estas losas no se le conformó nuevamente el espesor original. De igual manera, tampoco fue aplicado tratamiento anticorrosivo sobre las barras de acero de refuerzo y como consecuencia, la mayor parte del mortero de restauración aplicado ya mostraba agrietamientos, abofados y desprendimientos en diversas zonas (Figura 2b)

Los espacios más afectados fueron los destinados a cocina y baño a causa del vapor de agua generado debido al uso de agua caliente. Los aceros de refuerzos en las losas de estas áreas presentaron severas afectaciones por corrosión atmosférica. Algunas de las barras existentes se encontraron fracturadas o con una pérdida de sección localizada muy avanzada (Figura 2c), poniendo en peligro la estabilidad estructural del elemento por posible fallo a flexión. La profundidad de carbonatación medida osciló entre 5-6 cm, con una K_{CO_2} calculada de 5,2 mm/año. Los espesores de recubrimiento (e_c) se encontraban entre 1-2 cm.

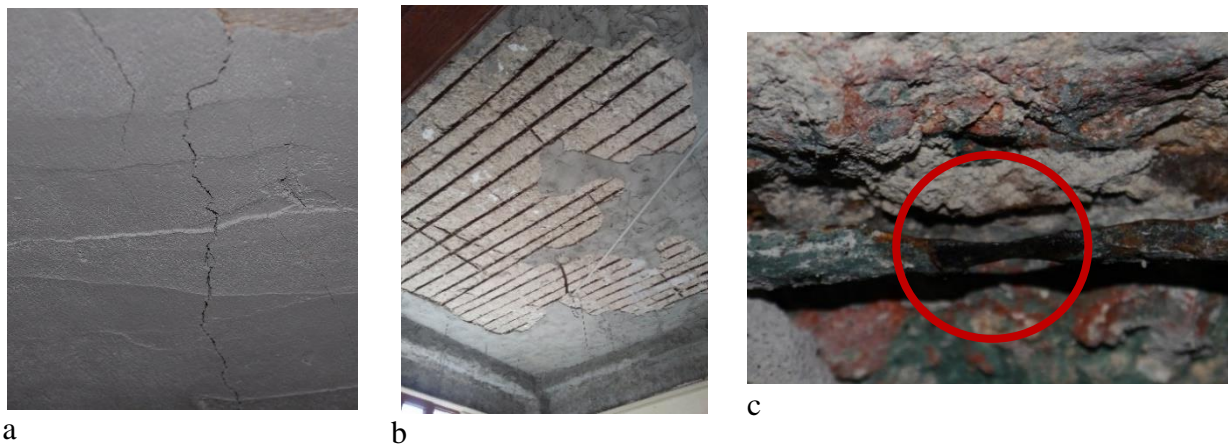


Figura 2. Lesiones identificadas en las losas de techo. a) Grietas longitudinales en el sentido de las barras de acero producto de la corrosión. b) Pérdida de recubrimiento del mortero de reparación en amplias zonas de losas de techo del recibidor. c) Corrosión localizada en barra de refuerzo

3.1.2 Resultados de los ensayos de diagnóstico

Basado en los resultados de la evaluación visual de lesiones, se identificaron dos zonas con manifestaciones de lesiones diferentes. Una ubicada en los primeros ejes destinados a recibidor y dormitorios, y otra al fondo con baños y cocinas. El empleo de agua caliente en estas áreas incrementa la humedad del medio y produce condensación del vapor en la superficie de las losas de hormigón. Como consecuencia del aumento del contenido de agua en la masa del hormigón, se aceleran los mecanismos de transporte y la movilidad iónica entre los poros capilares, acelerando la corrosión de los refuerzos de acero de las losas de hormigón armado. Para evaluar el riesgo de corrosión de las barras se realizaron mediciones de E_{corr} , se construyeron mapas de potenciales y se midió la ρ en cada zona por separado. En las figuras 3 y 4 se presentan los mapas de potenciales obtenidos en el tercer nivel, así como en las figuras 5 y 6 se muestran graficados los niveles de ρ correspondientes a los espacios preparados para medidas de E_{corr} .

Los resultados entre ambas técnicas demuestran que existe una correspondencia entre los valores de E_{corr} y ρ . En las zonas con empleo de agua caliente se incrementa la difusión del oxígeno, así como su disponibilidad al nivel de los refuerzos. En elementos de hormigón armado en donde no hay protección primaria debido al avance de la carbonatación y la presencia de sales de cloruro, la velocidad de corrosión (i_{corr}) establecida se convierte en el parámetro principal que determina la razón de deterioro de la estructura. En las zonas más secas se registran E_{corr} más positivos con niveles de resistividad superiores a los 80 $K\Omega$ -cm.

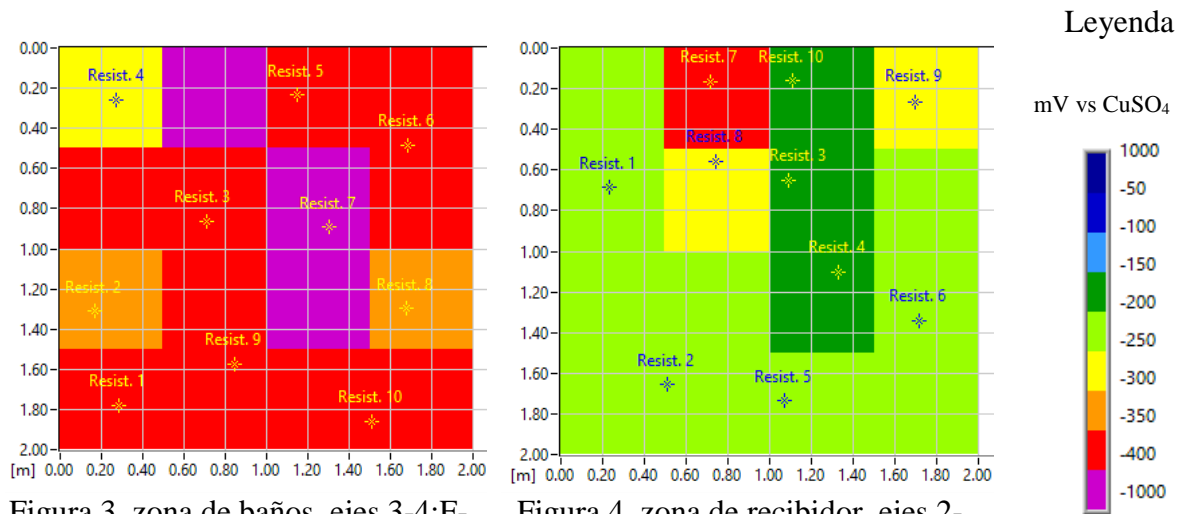


Figura 3. zona de baños, ejes 3-4:F-G

Figura 4. zona de recibidor, ejes 2-5:A-C

Figura 3 y figura 4. Mapas de E_{corr} en las losas de hormigón del tercer nivel

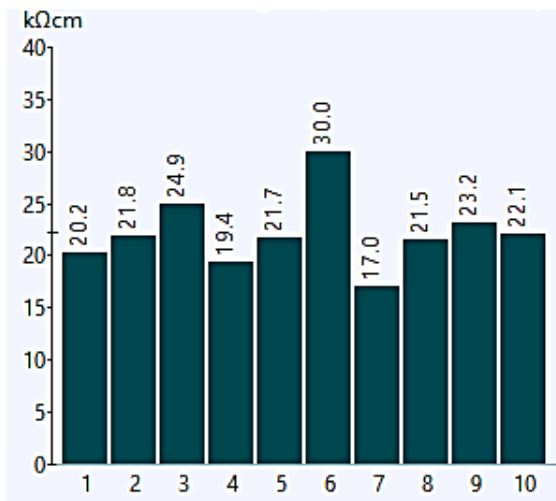


Figura 5. zona de baños, ejes 3-4:F-G

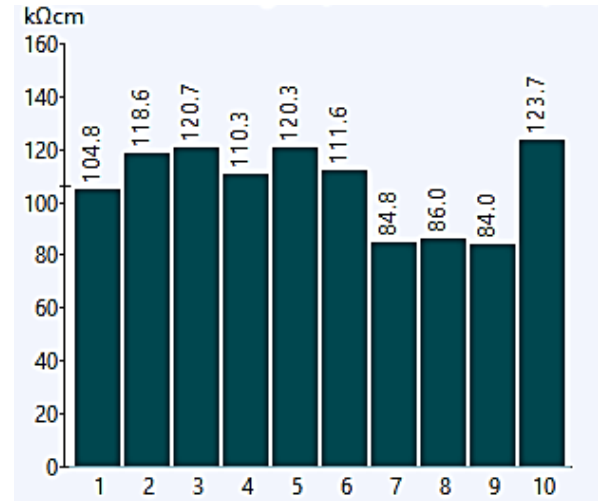


Figura 6. zona de recibidor, ejes 2-5:A-C

Figura 5 y figura 6. Resultados de los ensayos de resistividad en las losas de hormigón del tercer nivel

En la tabla 1 se presentan los resultados promedios obtenidos en donde se correlacionan la resistividad aparente, la i_{corr} y los ensayos químicos de las muestras de hormigón, en cada nivel del inmueble.

Tabla 1. Resumen de los resultados promedios obtenidos por nivel

Nivel	ρ (KΩ-cm)	i_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Cl ⁻ (% peso hormigón)	SO ₄ (mg/L)
2do	17,0	1,76	0.11	<100
3ro	21,1	1,42	0.12	107
4to	36.7	0,82	0.14	<100
5to	30.1	1,00	0.11	118
6to	43.2	0,69	0.12	<100
7mo	12.6	2,38	0.13	<100

Los valores más bajos de ρ se obtuvieron en la losa de cubierta del 7mo nivel como consecuencia de las filtraciones de agua pluvial. Esto conlleva a que la losa de cubierta esté expuesta a ciclos de humectación-secado, con procesos de lixiviación que disminuyen la alcalinidad del material e incrementan la porosidad. Como consecuencia la i_{corr} resultante es superior a $2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$.

El análisis químico a las muestras de hormigón refleja una elevada concentración de iones Cl^- , lo cual está en correspondencia con las ρ y las i_{corr} obtenidas en cada nivel. El empleo de arena de mar sin lavar era práctica común en las edificaciones de la primera mitad del siglo XX, en donde no se conocía el efecto negativo de este anión sobre el acero de refuerzo. Con relación a las concentraciones de SO_4 obtenidas, estas no son suficientes para promover una formación significativa de etringita tardía capaz de provocar fisuraciones en el hormigón (Howland, 2012).

Para determinar las pérdidas de sección de los refuerzos de acero en las losas, se realizaron mediciones en todos los niveles. Se descubrieron mediante remoción del recubrimiento de hormigón entre 5-8 barras por zona de trabajo. A modo de ejemplo, se muestra en la tabla 2 los valores registrados en el 5to nivel. Todos los aceros principales encontrados fueron de sección cuadrada de 16 mm (cuadrados torcidos) con un área nominal de 256 mm^2 y espaciados entre 12-16 cm. Los aceros de temperatura son de sección cuadrada de 10 mm.

Tabla 2. Valores de pérdida de sección medidos en el 5to nivel

Ubicación	No. de barra	Lado medido (mm)	Área residual (mm^2)	Lado nominal (mm)	Área nominal (mm^2)	Pérdida de sección (%)
Recibidor	1	14,15	200,22	16,00	256,00	21,8
	2	15,04	226,20			11,6
	3	14,38	206,78			19,2
	4	15,28	233,48			8,8
	5	15,17	230,13			10,1
	6	15,1	228,01			10,9
	7	14,9	222,01			13,3
	8	14,67	215,21			15,9
Cocina	1	1,73	2,99	16,00	256,00	98,8
	2	7,62	58,06			77,3
	3	2,61	6,81			97,3
	4	7,03	49,42			80,7
Baño	1	12,13	147,14	16,00	256,00	42,5
	2	12,4	153,76			39,9
	3	12,6	158,76			38,0
	4	11,9	141,61			44,7
	5	11,6	134,56			47,4

Las mayores pérdidas de cuantía de acero se registraron en los espacios destinados a cocina y baño. El resultado obtenido es la disminución de sección en algunas barras de hasta el 99% en la zona de la cocina, próxima a la ubicación del calentador de agua. En el resto de las áreas de los apartamentos, aunque las mediciones de ρ y E_{corr} muestran un material más “seco” las pérdidas de cuantía de acero oscilan entre 10-20%, siendo necesario un recálculo estructural, para evaluar la factibilidad en cuanto a sustitución o empalme de nuevas barras de acero en su reparación. El recálculo respectivo no es parte de este trabajo. Sin embargo, la estructura en cuestión es aporticada, constituida las columnas por perfiles metálicos tipo I, y en casos puntuales existen columnas con un refuerzo adicional de acero ordinario y otras con el refuerzo completo de acero ordinario. Dicha estructura está recubierta con hormigón, que le sirve de protección al acero que

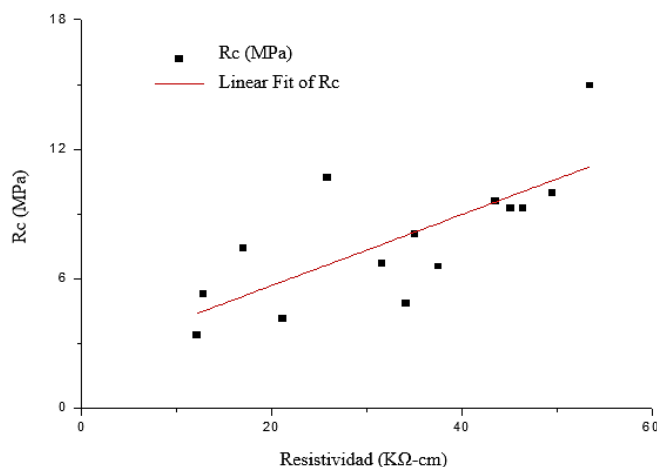
las conforma. Las losas están reforzadas con barras de acero ordinario y las mismas soportan las cargas de uso, así como su peso propio y se las transmiten a la estructura aperticada, por lo que se infiere que el trabajo lo realizan ambos elementos. Con los resultados obtenidos se evidenció que la resistencia actual del hormigón está muy afectada.

En las estructuras de hormigón armado las lesiones (grietas y fisuras) provocadas debido al fenómeno de la corrosión atmosférica del acero de refuerzo, las transformaciones químicas producto de la carbonatación, los cloruros y los años de exposición influyen significativamente en la resistencia del hormigón. Adicionalmente deben considerarse las cargas que han actuado durante el tiempo de vida del inmueble, las cuales también provocan disminución en la R_c debido a un fenómeno similar a la relajación, conocido como efecto Rüsck (Couto et al., 2015). Los resultados de los testigos de hormigón extraídos en las losas se muestran en la tabla 3. Las mayores resistencias obtenidas fueron en el 5to nivel con valores promedios de 8,71 MPa. La norma (ACI:562M-16, 2016) establece como herramienta de evaluación que los elementos de hormigón armado construidos entre 1900-1919 debían presentar una resistencia a compresión entre 7-14 MPa. Este criterio aún se cumple en la edificación para casi todos los niveles, excepto para el tercero y cuarto lo cual puede deberse a algunas de las causas debatidas previamente.

Tabla 3. Valores promedios de R_c de las muestras de hormigón extraídas en las losas

Niveles	R_c (MPa)
2do	7.40
3ro	4.11
4to	6.91
5to	8.71
6to	8,03
7mo	7.13

Otros autores (Ramezaniapour et al., 2011) demostraron que para un mismo diseño de mezcla de material de cemento, existe una relación lineal entre la resistencia a compresión y la ρ debido a la similitud química de la solución de los poros. Para evaluar la correspondencia entre la permeabilidad del hormigón de las losas de hormigón armado y la ρ medida directamente en las losas, se correlacionaron ambos resultados a partir de las resistencias de las probetas extraídas. En la Figura 7 se refleja la gráfica obtenida en cuanto a la correlación entre la R_c y ρ para las losas de entrepiso del inmueble estudiado.



Rc	Intercepto	2,38046	1,56301
	Pendiente	0,16484	0,04373
	Estadística	R^2	
		0,50396	

Figura 7. Relación entre la R_c y la ρ para las losas de hormigón armado

A modo de resumen de las mediciones en las losas, se presenta la siguiente tabla:

Tabla 4. Resumen de resultados de las mediciones realizadas por niveles

Niveles	ρ ($K\Omega$ -cm)	i_{corr} ($\mu A/cm^2$)	Cl ⁻ (% peso de hormigón)	SO ₄ (mg/L)	Rc (MPa)	Sección de acero (AP- principal AT- temperatura)	Pérdida de sección (%)	Espaciamiento acero principal (cm)
2do	17,0	1,76	0.11	<100	7.40	AP- Ø16 AT- Ø10	42.9	12-16
3ro	21,1	1,42	0.12	107	4.11		25.1	
4to	36.7	0,82	0.14	<100	6.91		27.7	
5to	30.1	1,00	0.11	118	8.71		45.1	
6to	43.2	0,69	0.12	<100	8.03		30.2	
7mo	12.6	2,38	0.13	<100	7.13		65.1	

3.2 Lesiones en columnas

La inspección visual se realizó en las columnas ubicadas en la última crujía, penúltima e intermedias. Para la construcción de las columnas se emplearon como refuerzo indistintamente perfiles tipo I, y barras de acero Ø16. Se identificó que la gran mayoría de estas habían sido intervenidas previamente y aun así presentan un estado de deterioro marcado fundamentalmente por grietas longitudinales (Figuras 8 y 9), como consecuencia de la corrosión de los refuerzos. De manera general, tanto los perfiles de acero, como las barras que conforman las columnas mostraron un elevado nivel de corrosión con pérdida de sección.



Figura 8



Figura 9

Figura 8 y figura 9. Deterioro existente en las columnas

En el caso particular del segundo nivel se observó de manera generalizada un elevado nivel de corrosión con pérdida de sección en los diferentes refuerzos de las columnas. Todos los elementos estudiados están constituidos por perfiles tipo I. Las calas se realizaron en las columnas indicadas en la Figura 10. Seguidamente en la tabla 5 se presentan los números de las calas realizadas y los espesores de ala medidos.

Tabla 5. Especificaciones de las calas realizadas en columnas

Cala	Ejes	Ubicación	Medición (mm)
C1	1':H	extremo del ala	22,07
C2	3:D-E	extremo del ala	15,25
C3	6:H'	extremo del ala	20,40
C4	4:G	extremo del ala	22,90
C5	H: 1'-2	extremo del ala	5,49
C6	1':J	diámetro de barra	16,00
C7	4: E-F	extremo del ala	20,00
C8	6: D-E	extremo del ala	7,38

En el caso de la cala C1, el perfil se encuentra acompañado por un refuerzo tipo escalerilla con barras de 10 mm de diámetro que también presenta corrosión. En el quinto nivel, al ejecutar las calas (Figura 11) se observó que el refuerzo de la columna que corresponde a la C6, es una armadura de acero ordinario que aún conserva su color gris metálico. En las calas C5, C7 y C8 se observó corrosión con pérdida de sección en los refuerzos constituidos por perfiles tipo I.

En el séptimo nivel el refuerzo de las columnas que corresponde a las C9 y C10, es una armadura de acero ordinario que muestra buen estado de conservación. En el caso de la C9 y de la C10, presentan corrosión con ínfima pérdida de sección. En las calas C11 y C12, el refuerzo está constituido por perfiles tipo I, donde existe un elevado nivel de corrosión con pérdida de sección. En la tabla 6 se muestran los resultados obtenidos a los elementos medidos:

Tabla 6. Pérdida de sección de los aceros medidos en columnas

Cala	Ejes	Ubicación	Medición (mm)	Pérdida de sección (%)
C9	1':H	diámetro de barra	16,00	0,0
C10	3:F	diámetro de barra	15,37	7,7
		diámetro de cerco	9,36	12,4
C11	4:H'	extremo del ala	9,99	No determinada
C12	4:C	extremo del ala	8,57	No determinada

Es preciso resaltar que en el caso de la cala C9, como se explicó previamente, el acero de refuerzo presenta un color gris metálico, sin embargo, en la columna se aprecia una grieta longitudinal que recorre toda su altura. Esta lesión se originó producto de un esfuerzo de flexo-compresión que no fue capaz de soportar el hormigón debido a su baja resistencia mecánica y excentricidad de la armadura de refuerzo.

Por otra parte, en el caso de las columnas con barras de acero ordinario, se calculó la pérdida de sección a partir del diámetro nominal de las barras que conforman la armadura. Para las columnas cuyo refuerzo es un perfil metálico tipo I, no fue posible calcular el porcentaje de pérdida debido a que no se conocen las medidas nominales de dichos perfiles.

Es importante destacar que el hormigón que conforma las columnas presentó muy baja resistencia mecánica, pues en el proceso de ejecución de las calas no ofreció resistencia al corte, desmoronándose con gran facilidad. En la medida en la que se desciende en los niveles, desde el séptimo al segundo, se evidencia una disminución de la resistencia, siendo este último nivel el más vulnerable al corte.

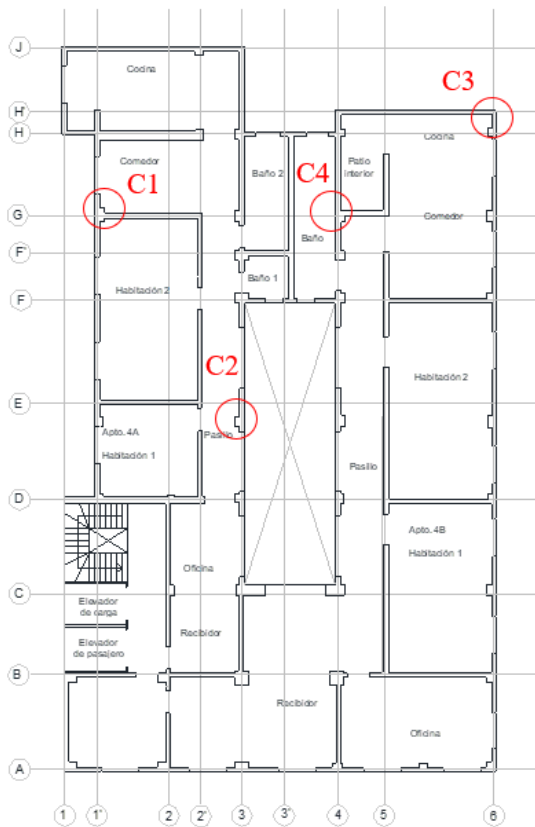


Figura 10. Ubicación de las calas en el 2do nivel

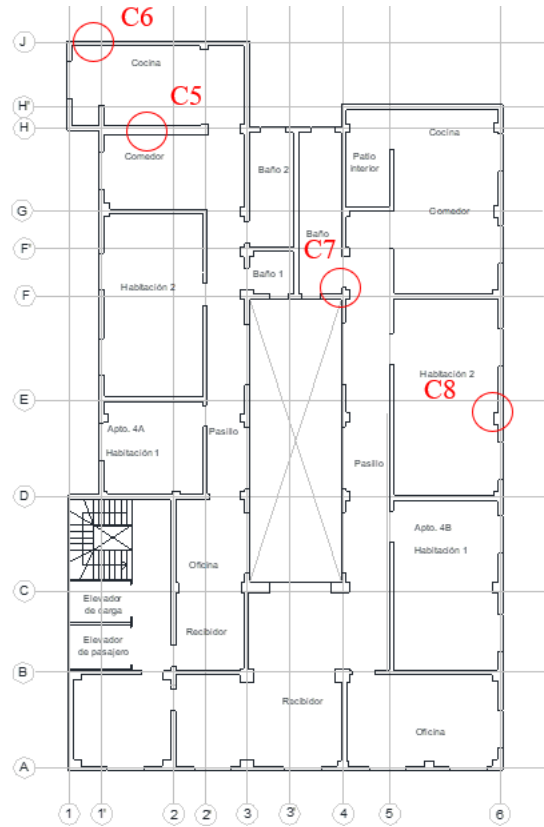


Figura 11. Ubicación de las calas en el 5to nivel

3.3 Evaluación del tiempo de vida

La Figura 12 muestra una representación gráfica de la vida de servicio de una estructura propuesta por (Castro-Borges and Helene, 2007).

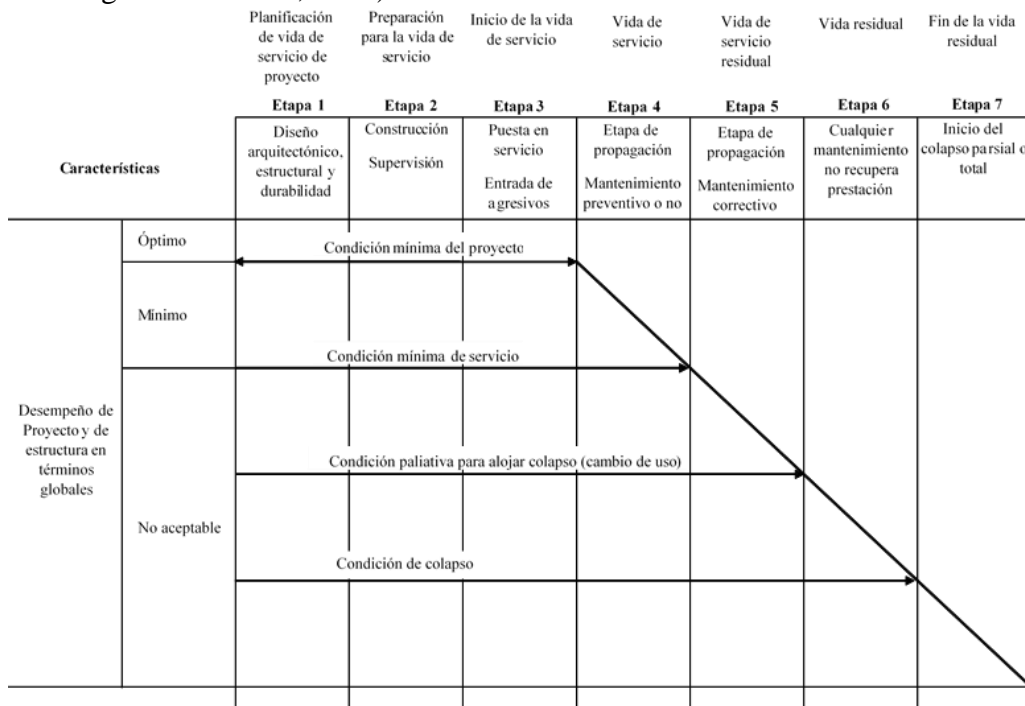


Figura 12. Modelo conceptual de vida de servicio de una estructura (Castro-Borges y Helene, 2018)

Los resultados del diagnóstico en losas y columnas muestran un avanzado deterioro que se extiende a todos los niveles de la edificación. La extensión, magnitud y severidad de las lesiones evidencian que estas han venido desarrollándose durante un prolongado periodo de tiempo, sin la aplicación de mantenimientos adecuados en el tiempo de servicio, de forma programada o sistemática. Basado en todo el análisis previamente presentado, es de considerar de acuerdo con el modelo de vida propuesto, que la edificación se encuentra en el “estado 5” en tránsito de su vida residual, en donde pueden continuar los deterioros de no tomarse a tiempo las medidas correctivas necesarias de reparación y mantenimiento.

4. CONCLUSIONES

Se diagnosticaron los daños de una edificación de principios del siglo XX en la Habana. De manera general en toda la estructura se registraron daños provocados fundamentalmente por corrosión de los aceros de refuerzo. En el caso de las losas de entrepiso y cubierta, la magnitud de las lesiones presentes en las zonas de cocinas y baños no permite su rehabilitación mediante labores rutinarias de mantenimiento, debido a que las barras han perdido más del 90% de su sección.

Considerando que la estructura se basa en un sistema aporticado, estas losas pueden demolerse y sustituirse por nuevos sistemas que aligeren las cargas de las columnas y la estructura en general, como pudiera ser vigueta y bovedilla, u otras técnicas de entrepiso.

Con respecto a las columnas, muchas de ellas se encuentran agrietadas como resultado de la corrosión de las barras y perfiles, sin embargo, las afectaciones no son tan significativas y pueden ser debidamente rehabilitadas.

El estado actual de conservación del inmueble no presenta condiciones de seguridad aceptables para continuar con su explotación, siendo necesarias realizar diversas acciones de reparación y la elaboración de un plan de mantenimiento correctivo que permita extender el tiempo de vida de la estructura.

5. BIBLIOGRAFÍA

ACI:562M-16. (2016). *Code Requirements for Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures and Commentary*.

Andrade, C. and Alonso, C. (2004), *Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method*. RILEM TC 154-EMC: Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion.

Andrade, C. and D’Andrea, R. (2011), *La resistividad eléctrica como parámetro de control del hormigón y de su durabilidad*. Revista ALCONPAT, 1(2): 93-101, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i2.8>

Andrade, J. and Dal Molin, D. (2000), *A Case Study about Degradation of Reinforced Concrete Structures in a Marine Macro environment in Brazil*. NDT.net, <http://www.ndt.net/article/v05n02/andrade/andrade.htm>.

ASTM C876 (2009). *Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete*.

ASTM C1152/C1152M-04 (2004), *Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete*.

Azarsa, P. and Gupta, R. (2017), *Electrical resistivity of concrete for durability evaluation: a review*. Advances in Materials Science and Engineering, 2017. <https://doi.org/10.1155/2017/8453095>

Castañeda, A., Howland, J. J., Corvo, F. and Pérez, T. (2013), *Corrosion of steel reinforced concrete in the tropical coastal atmosphere of Havana City, Cuba*. Quimica Nova, 36: 220-229.

- Castañeda, A. and Rodriguez, M. R. (2014), *Las pérdidas económicas causadas por el fenómeno de la corrosión atmosférica del acero de refuerzo embebido en el hormigón armado*. Revista CENIC Ciencias Químicas, 45: 52-59.
- Castañeda, A., Valdés, C. and Corvo, F. (2018), *Atmospheric corrosion study in a harbor located in a tropical island*. Materials and Corrosion, 1-16. <http://dx.doi.org/10.1002/maco.201810161>
- Castro-Borges, P. and Helene, P. (2007), *Service Life of Reinforced Concrete Structures: New Approach*. ECS Transactions, 9(13): 9-14. <http://dx.doi.org/10.1149/1.2721426>
- Castro-Borges, P., and Helene, P. (2018). *Un enfoque conceptual holístico para la vida de servicio del concreto: división en diferentes etapas de tiempo*. Revista ALCONPAT, 8(3), 280 - 287. doi: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v8i3.324>
- Chávez, E., Chab, R. C., Baz, M. S., Castro-Borges, P. and López, T. P. (2013), *Corrosion Process of Reinforced Concrete by Carbonation in a Natural Environment and an Accelerated Test Chamber*. International Journal of Electrochemical Science, 8: 9015-9029.
- Costa, A. and Appleton, J. (2002), *Case studies of concrete deterioration in a marine environment in Portugal*. Cement and Concrete Composite, 24: 169-179.
- Couto, D., Carvalho, M., Cintra, A. and Helene, P. (2015), *Concrete structures. Contribution to the safety assessment of existing structures*. IBRACON Structures and Materials Journal, 8(3): 365-389. <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952015000300007>
- CYTED (2003), *Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón, reparación, refuerzo y protección*, Red temática XV.B.
- D'Andréa, R. and Andrade, C. (2009), *Predicción de la vida útil de las estructuras mediante el uso de la resistividad como indicador de durabilidad*. In: IETCC (Editor), Aplicaciones prácticas de seguridad y durabilidad de estructuras de hormigón, Buenos Aires. Argentina, pp. 1-31.
- GEOCISA S. A. (2002), *Manual de evaluación de estructuras afectadas por corrosión de la armadura*. In: Geocisa (J. Rodríguez y J. Aragoncillo). Y por el Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja" del CSIC (C. Andrade y D Iquierdo) dentro del proyecto de Innovación CONTECVET-IN 309021, pp. 152.
- Gowers, K. R. and Millard, S. G. (1999), *Measurement of Concrete Resistivity for Assessment of Corrosion Severity of Steel Using Wenner Technique*, American Concrete Institute.
- Helene, P. and Castro-Borges, P. (2009), *A novel method to predict concrete carbonation*. Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo, 1(1): 25-35.
- Howland, J. J. (2012), *"Desempeño por durabilidad de las estructuras de hormigón armado"*. Instituto Politécnico de La Habana, Departamento de Ingeniería Civil, 196 pp.
- NACE SP0390 (2009), *Maintenance and rehabilitation considerations for corrosion control of atmospherically exposed existing steel-reinforced concrete structures*.
- Oroza, A. H. and Bouza, D. G., (2015), *Influencia del micro-ambiente en el interior de una edificación sobre la corrosión del acero de refuerzo*. Revista CENIC Ciencias Químicas, 46: 45-55.
- Oroza, A. H., Pimentel, F. R., Parrab, E. P., León, L. M. D. and Amorós, Y. G. (2016), *Development of two analytical methods for determination of water-soluble chlorides and sulfates in the conservation of concrete heritage buildings*. Journal of Building Chemistry, 1: 61-68. <http://dx.doi.org/10.17461/j.buildchem.2016.201>
- Presuel Moreno, F., Liu, Y. and Paredes, M. (2009), *Understanding the Effect of Rebar Presence and/or Multilayered Concrete Resistivity on the Apparent Surface Resistivity Measured via the Four Point Wenner Method*. NACE International.
- Ramezaniapour, A. A., Pilvar, A., Mahdikhani, M. and Moodi, F. (2011), *Practical evaluation of relationship between concrete resistivity, water penetration, rapid chloride penetration and compressive strength*. Construction and Building Materials, 25: 2472-2479. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.11.069>

- Sanchez, J., Andrade, C., Torres, J., Rebolledo, N. and Fullea, J. (2017), *Determination of reinforced concrete durability with on-site resistivity measurements*. Materials and Structures, 50(41): 1-9. <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-016-0884-7>
- Toraya, J. C. (2001), "500 Años de construcciones en Cuba". D.V. Chavín, Servicios Gráficos y Editoriales, S.L., Madrid, 557 pp.
- Vera, R., Villarroel, M., Delgado, D., Carvajal, A. M., De Barbieri, F. and Troconis, O. (2009), *Influencia de la Acción del Medio Ambiente en la Durabilidad del Concreto. Parte 2*. Revista de la Construcción, 8(1): 13-23.
- Yu, B., Liu, J. and Chen, Z. (2017), *Probabilistic evaluation method for corrosion risk of steel reinforcement based on concrete resistivity*. Construction and Building Materials, 138: 101–113. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.01.100>

Inspección y evaluación de sistemas de techado: un estudio de caso

L.M.A. Santos^{1*} , L.F. Andrade² , C.H.A.F. Pereira¹ 

* Autor de Contacto: laramonalisa.arq@gmail.com

DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.413>

Recepción: 30/04/2019 | Aceptación: 24/07/2019 | Publicación: 30/08/2019

RESUMO

Se caracteriza y evalúa el sistema de cubierta de una de las edificaciones de la Universidad de Brasília - DF. Se analizan las principales anomalías existentes en los sistemas de cubiertas y se sistematiza la prioridad de intervención, con el propósito de correlacionarlas con las medidas correctivas. Los factores limitantes para la inspección de las estructuras fueron la accesibilidad, así como la falta de proyectos de intervención. Los resultados obtenidos reportaron que las principales anomalías encontradas en los sistemas están relacionadas con la falta de mantenimiento. El estudio trae, además, como contribución, indicaciones y recomendaciones técnicas para la resolución de las situaciones.

Palabras clave: sistemas de cubierta; inspección de cubiertas; patologías de cubiertas; anomalías.

Citar como: Santos, L.M.A., Andrade, L.F., Pereira, C.H.A.F. (2019), “*Inspeção e avaliação dos sistemas de cobertura: um estudo de caso*”, Revista ALCONPAT, 9 (3), pp. 350 – 363, DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v9i3.413>

¹ Structures and Civil Construction Graduate Program - Universidade de Brasília, Brasília, Brazil.

² Civil Engineering Department – Universidade de Brasília, Brasília, Brazil.

Informações legais

Revista ALCONPAT é uma publicação trimestral da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação de Construção, Internacional, A.C., Km. 6, antiga estrada para Progresso, Merida, Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Website: www.alconpat.org

Editor responsável: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de direitos de uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos concedidos pelo Instituto Nacional de Direitos Autorais. Responsável pela última atualização deste número, Unidade de Informática ALCONPAT, Eng. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antiga estrada para Progresso, Mérida, Yucatán, C.P. 97310.

As opiniões expressas pelos autores não refletem necessariamente a posição do editor.

É totalmente proibida a reprodução total ou parcial dos conteúdos e imagens da publicação sem autorização prévia do ALCONPAT International A.C.

Qualquer discussão, incluindo a resposta dos autores, será publicada no segundo número do ano 2020, desde que a informação seja recebida antes do fechamento do primeiro número do ano de 2020.

Inspection and evaluation of roofing systems: a case study

ABSTRACT

The roof system of one of the buildings of the University of Brasília - DF is characterized and evaluated. The main existing anomalies in the roof systems are analyzed and the intervention priority is systematized, in order to correlate them with the corrective measures. The limiting factors for the inspection of the structures were accessibility as well as the lack of intervention projects. The results obtained reported that the main anomalies found in the systems are related to the lack of maintenance. The study also brings, as a contribution, indications and technical recommendations for the resolution of situations.

Keywords: roofing systems; roof inspection; roofing pathologies; anomalies.

Inspeção e avaliação dos sistemas de cobertura: um estudo de caso

RESUMO

O sistema de cobertura de um dos prédios da Universidade de Brasília - DF é caracterizado e avaliado. As principais anomalias existentes nos sistemas de telhado são analisadas e a prioridade de intervenção é sistematizada, a fim de correlacioná-las com as medidas corretivas. Os fatores limitantes para a inspeção das estruturas foram a acessibilidade, bem como a falta de projetos de intervenção. Os resultados obtidos relataram que as principais anomalias encontradas nos sistemas estão relacionadas à falta de manutenção. O estudo traz também, como contribuição, indicações e recomendações técnicas para a resolução de situações.

Palavras-chave: sistemas de cobertura; inspeção de coberturas; patologias de coberturas; anomalias.

1. INTRODUCCIÓN

Los sistemas de techado en la mayoría de los edificios son los más afectados por factores atmosféricos, incluida la constitución de sus partes, diseñados para resistir y definir una barrera para estas acciones. Por lo tanto, es coherente definir que las manifestaciones patológicas resultantes de estos procesos son las más comunes en la cobertura. Estudios y análisis de Rocha (2008) en Portugal. Azeredo (1997), Ambrozewicz (2015, p.203) y ASTM D1079 (2016, p.8) también describen este elemento como una parte integral de los sistemas de control ambiental, es decir, responsables de las adaptaciones térmicas e higroscópicas de los ambientes.

La función principal de un techo es aislar un edificio para crear un ambiente interior sellado y protegido a través de una barrera contra agentes externos como la temperatura, la humedad, la lluvia, el viento y el ruido. También hay acciones indirectas, como un diseño incorrecto o una ejecución deficiente, que actualmente son las amenazas más importantes para el rendimiento del techo (Rato, 2003). Para Lopes (2010), estas acciones, a pesar de la aparición de nuevos y mejores materiales impermeabilizantes, están estrechamente relacionadas con la falta de capacitación de los instaladores y son una fuente frecuente de problemas, como la fuga de agua a las capas subyacentes.

Según Ferraz et al., (2016) las actividades de rehabilitación y mantenimiento son factores clave para la sostenibilidad del edificio, y es esencial desarrollar una interpretación correcta de los defectos, respaldada por medios de diagnóstico, con el objetivo de aumentar significativamente los estándares de calidad de edificios y su posterior vida útil. Por lo tanto, la identificación, clasificación y planificación de todas las etapas de los procesos de inspección son indispensables para el diagnóstico.

El uso de techos planos ha ganado fuerza en el sector de la construcción, y hay poca información sobre la correlación entre los tipos más comunes de anomalías, las causas más probables, las pruebas de diagnóstico aplicables y las técnicas de rehabilitación más apropiadas. Las inspecciones tienen como objetivo identificar las causas y los requisitos previos de cada anomalía, permitiendo durante la fase de uso una mayor capacidad para detectar la necesidad de inspección y así reducir el riesgo de anomalías inesperadas (Conceição et al., 2019).

La justificación que condujo a la investigación fue que los problemas en los sistemas de techado constituyen uno de los componentes más elementales de un edificio, ya que se caracteriza, junto con el cierre vertical, la principal barrera de la intemperie de los edificios. . Por lo tanto, se realiza un estudio del estado actual del sistema de techado, definiendo las anomalías existentes y resolviendo los problemas presentes en estos elementos, para garantizar el correcto funcionamiento de los edificios y, en consecuencia, sus actividades.

2. OBJETIVO

El objetivo principal es la caracterización del estado actual y la evaluación de los sistemas de cobertura en áreas específicas, con la descripción y clasificación de anomalías de un edificio ubicado en la Universidad de Brasilia en el Distrito Federal - Brasil.

2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

Al igual que cualquier otro sistema que conforma un edificio, es probable que el sistema de techo sufra las manifestaciones patológicas que surgen durante su vida útil, lo que compromete su nivel de rendimiento requerido. La infiltración puede ocurrir cuando el sistema de techado no tiene su impermeabilización realizada correctamente o cuando, por alguna razón, dejó de actuar y dejó espacio para la filtración de agua (Frazão, 2015).

Por estas razones y similares a otros materiales y elementos de construcción, deben estar sujetos a un proceso sistemático de inspección de rutina en el que se desarrolla un diagnóstico (Walter et al., 2005).

La comunidad científica ha dedicado más atención al vasto campo de inspección, diagnóstico, mantenimiento y rehabilitación de edificios, incluidos los sistemas para apoyar la inspección de anomalías (Ferraz, G.T.et al., 2016). Para proporcionar buenos resultados, este proceso de inspección y diagnóstico debe planificarse y estandarizarse. Por lo tanto, además de un cronograma, el inspector debe seguir un conjunto de procedimientos estándar para obtener resultados confiables. En un estudio realizado por Conceição et al. (2019), que obtuvo como análisis de datos la inspección de 105 techos planos, y determinó que el uso del sistema de inspección, diagnóstico y rehabilitación creado aumenta la objetividad y la efectividad de una inspección. El autor también enfatiza que las hojas de inspección son necesarias para la caracterización adecuada de las anomalías, además de usar uno de los métodos recomendados durante las inspecciones, que es el uso del mapeo. El mapeo determina la incidencia de cada anomalía, así como su gravedad, lo que permite la creación de su proyecto de reparación y otros elementos del edificio.

Conceição et al. (2017) propone un sistema con técnicas de clasificación para diagnosticar anomalías en cubiertas planas asociadas a través de una matriz de correlación, indicando que durante la inspección, todas las anomalías deben ser identificadas y clasificadas. El autor caracteriza las técnicas de diagnóstico y describe que los aspectos visuales fueron el único criterio utilizado para clasificar las anomalías.

3.1 Normativas de inspección de edificios

Disponible en Brasil, con el propósito de ayudar a los profesionales en el campo, tiene el estándar ABNT NBR 5674: 2012 Mantenimiento de edificios: requisitos para el sistema de gestión de

mantenimiento a través de procedimientos generales que deben implementarse. Por lo tanto, los procedimientos de mantenimiento en los elementos del edificio son necesarios durante su vida útil y antes de esta fase, las inspecciones para la evaluación y la prescripción correcta de mantenimiento.

ABNT NBR 5674: 2012 define que las inspecciones deben realizarse bajo una hoja de ruta definida para los sistemas de un edificio, teniendo en cuenta el patrón de degradación y las manifestaciones esperadas para cada elemento, así como las quejas de los usuarios.

Otra institución de referencia en Brasil, con respecto a la inspección y evaluación de estructuras de ingeniería, es el Instituto Brasileño de Evaluación y Experiencia de Ingeniería - IBAPE, que es un Estándar Nacional de Inspección de Edificios. IBAPE define los procedimientos de inspección de edificios con vistas a lo que exigen ABNT NBR 5674: 2012 y ABNT NBR 15575-1: 2013, en relación con el mantenimiento de edificios y los requisitos generales de rendimiento de los edificios de viviendas, respectivamente. Esta norma especifica que las inspecciones realizadas deben clasificarse en tres niveles de complejidad y luego enumerar todos los sistemas y elementos a inspeccionar, a través de una secuencia sistemática y lógica que tenga en cuenta la relación entre los componentes.

Tener posesión de lo previamente propuesto, parte para el propio estudio, fase de obtención in situ de las condiciones reales, anomalías y fallas que pueden ocurrir en manifestaciones patológicas. Además de definir las prioridades para el tratamiento de anomalías y fallas basadas en metodologías definidas apropiadas para los elementos. Dichas prioridades determinarán la necesidad de posibles interdicciones totales o parciales de la estructura (Ibape, 2012).

También se debe hacer una indicación de recomendaciones técnicas para problemas, es decir, cómo se pueden corregir las anomalías y fallas para recuperar los requisitos mínimos de rendimiento y los requisitos que el marco debe seguir.

4. MÉTODO

Para lograr los objetivos del trabajo, el método utilizado para la inspección será el requerido por el Estándar Nacional de Inspección del IBAPE que define los procedimientos de inspección del edificio y el estándar ABNT NBR 5674: 2012, bajo la inspección y definición de asignación de prioridades de intervención propuestas por Morgado (2012) en Portugal. El método se aplica en un estudio de caso, siendo este uno de los edificios de la Universidad de Brasilia (UnB).

4.1 Definición de criterios de prioridad de intervención

De manera simplificada, en la metodología presentada por Morgado (2012), con respecto a la inspección, se identifican los elementos de una cubierta bajo la perspectiva de mantenimiento e inspección, llamados Elementos de fuente de mantenimiento (EFM), para que puedan ser registrados y sistematizaron las patologías, causas e intervenciones que pueden proponerse. Los EFM se pueden encontrar en las Tablas 4.1 y 4.2 de la disertación de Morgado (2012).

Cada EFM está asociado con las posibles anomalías para cada elemento, para esto utilizamos las Tablas 4.3; 4.4; 4.5 y 4.6 para las manifestaciones presentes en Morgado (2012).

Cada una de las anomalías identificadas tiene 4 criterios para caracterizarla. La agresividad del medio que está dispuesto a cubrir, el alcance de la anomalía (en relación con el área EFM), el nivel de degradación de EFM y la gravedad de la anomalía. Cada uno de estos criterios tiene una puntuación para cada nivel de degradación y un factor multiplicador para ello. Consulte la Tabla 1 a continuación para obtener esta información.

Tabla 1. Clasificación propuesta de anomalías EFM de los techos de los edificios (Adaptado de Morgado, 2012).

Crterios	Nivel	Descripción	Puntuación	Fator multiplicativo
Agresividad media	Reducido	Medio rural	1	1
	Medio	Medio urbano	2	
	Alto	Zona costera	3	
Extensión de la anomalía	Reducido	$\leq 20\%$	1	2
	Medio	21 a 70%	2	
	Alto	$\geq 70\%$	3	
Nivel de degradación de EFM	0	Sin degradación relevante	1	3
	1	Degradación superficial	2	
	2	Degradación moderada	3	
	3	Degradación acentuada	4	
Gravedad de la anomalía	A	Influencia negativa en el aspecto estético	1	4
	B	Aumento considerable de los cargos por acciones de mantenimiento posteriores.	2	
	C	Disminución de la durabilidad del elemento.	3	
	D	Funcionalidad de construcción deteriorada	4	
	E	Peligro para la seguridad del usuario.	5	

El indicador para la ampliación de las prioridades de intervención desarrollado por Morgado (2012) se calcula teniendo en cuenta el peso de cada anomalía con el peor de los casos. Cada manifestación tiene su peso calculado de acuerdo con la Ecuación 1 de acuerdo con los valores presentados en la Tabla 2.

$$P_{\text{anomalía}} = 1 \times A + 2 \times E + 3 \times D + 4 \times S \quad (1)$$

En que:

$P_{\text{anomalía}}$ = peso de cada anomalía bajo análisis;

A = agresividad media;

E = extensión de la anomalía;

D = nivel de degradación;

S = severidad.

Para determinar el indicador de prioridad de intervención, $P_{\text{anomalía}}$ se pondera con el valor del peor de los casos, de acuerdo con la ecuación 2.

$$P_{\text{intervenção}} = \frac{P_{\text{anomalía}}}{\text{Max}(P_{\text{anomalía}})} \times 100 = \frac{1xA + 2xE + 3xD + 4xS}{41} \times 100 \quad (2)$$

En que:

$P_{\text{intervenção}}$ = indicador para la escala de prioridad de intervención;

$P_{\text{anomalía}}$ = peso de cada anomalía bajo análisis.

Al aplicar estos cálculos, es posible determinar varios valores y porcentajes y así clasificar la urgencia de las acciones de mantenimiento correctivo.

Finalmente, después de poseer la calificación $P_{anomalia}$, debe corregirse a un índice porcentual que indique la velocidad requerida para corregir el problema, llamada $P_{intervenção}$, donde los intervalos están presentes en la Tabla 2, con una escala dividida en cuatro niveles.

Tabla 2. Clasificación de prioridad propuesta de intervención en cobertura MFS. (Adaptado de MORGADO, 2012)

Nivel	Prioridad de intervención	$P_{intervenção}$
1	Acciones sin urgencia	$24\% \leq P_{intervenção} \leq 40\%$
2	Acciones a mediano plazo (2 a 5 años) que necesitan ser monitoreadas	$40\% \leq P_{intervenção} \leq 60\%$
3	Acciones a corto plazo (1-2 años)	$61\% \leq P_{intervenção} \leq 80\%$
4	Acciones prioritarias inmediatas (6 meses)	$P_{intervenção} \geq 80\%$

4.2 Descripción del estudio de caso, estructura y sello

Para este trabajo se propone la inspección y evaluación de los sistemas de cobertura del Bloque C - Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental (ENC) de la Facultad de Tecnología (FT) de la Universidad de Brasilia - UnB que tiene un área total de 17,500m² ubicada en el Campus. Universidad Darcy Ribeiro, ala norte, a orillas de la carretera L3. La identificación del Bloque C, en el medio de todos los FT, se resalta en rojo en la Figura 1:

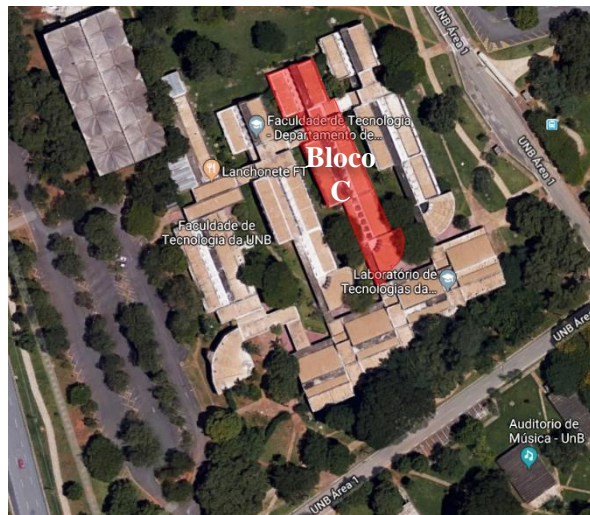


Figura 1. Situación de los edificios en la Facultad de Tecnología de la Universidad de Brasilia; - 15.763476° de latitud y -47.872465° de longitud (Adaptado de Google Maps, 2019).

Estas estructuras se encuentran en un edificio de complejidad media, con instalaciones específicas, como bombas y electricidad de alta potencia, que no tienen un plan de mantenimiento completamente definido, por lo que, dentro de lo anterior, es una inspección de nivel 2, de acuerdo con el estándar IBAPE.

El diseño del sistema de techado C-block está hecho de losas de concreto reforzado con nervaduras impermeables en áreas donde no hay techo y en regiones donde este elemento está presente, se utilizan losas nervadas protegidas por tejas.

En las áreas de losas impermeabilizadas se encuentran los módulos de *shed* para la iluminación cenital, los umbrales y la cobertura del vestíbulo del auditorio. Los techos son responsables de

transportar el agua de lluvia a las canaletas perimetrales rectangulares, construidas en el concreto e impermeabilizadas.

De las consultas realizadas en el ayuntamiento y el departamento del campus, se descubrió que no tiene un plan de mantenimiento para el bloque C. Los premios estándar del IBAPE como una fase de inspección preliminar para llevar con los usuarios y los responsables de obtener información y quejas que tenían sobre el medio ambiente.

Los problemas enumerados por los usuarios sirvieron como guía para definir áreas de enfoque en las encuestas. A partir de esto, los estudiantes y el personal de ENC mostraron una gran incomodidad relacionada con el sistema de cobertura durante la temporada de lluvias en el Distrito Federal, de septiembre a abril.

4.3 Estudio

Para la realización se utilizó una hoja con información general del edificio propuesto por Morgado (2012), identificado en su trabajo en el Anexo A.4.1. Durante la visita una segunda hoja con la caracterización de la cobertura según la tipología (cobertura plana o inclinada por la clasificación de Morgado (2012)) y elementos fuente de mantenimiento.

4.3.1 Descripción de las áreas de enfoque del estudio

Basado en los proyectos proporcionados por el Centro de Planificación Oscar Niemayer (CEPLAN), el sistema de cobertura de bloque C actual se destaca en la Figura 2, respectivamente, el Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental - ENC, y las áreas de enfoque representadas

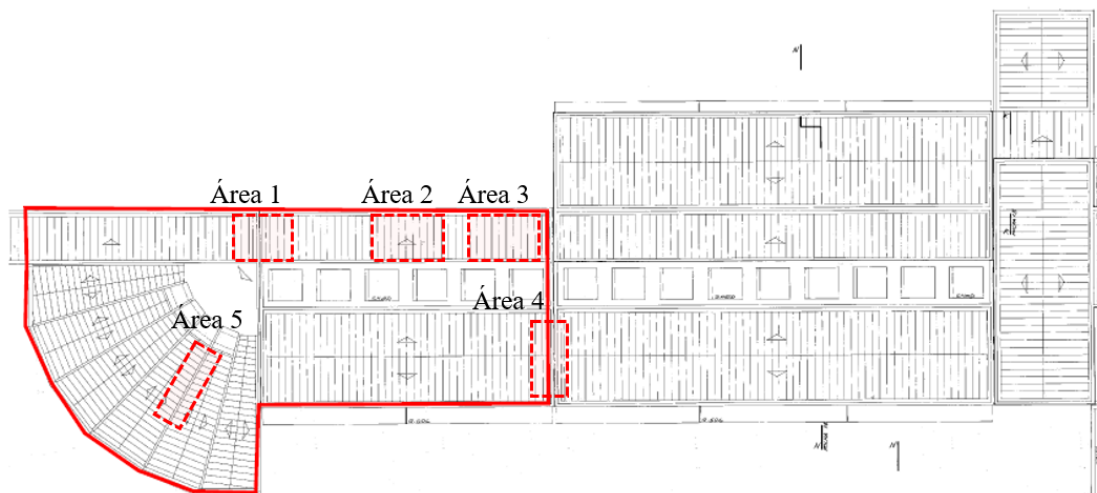


Figura 2. Destaque en el plan de situación para el área construida (Adaptado de CEPLAN, 1973).

Las quejas se centran en las infiltraciones en el pasillo del aula ENC (área de enfoque 1, 2 y 3) que se muestran en la Figura 3 en el aula CT 25/15 (área de enfoque 4) con agua que se derrama en la pared, que Según los usuarios proviene de la reunión entre la viga que soporta el techo y la mampostería, figura 4. Y finalmente, en el bloque C - ENC, hay quejas dentro del Auditorio del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, en el centro de la sala, también cerca Vigas que sostienen el techo (área de enfoque 5) Figura 5.

4.3.2 Problemas identificados

El sistema de cobertura evaluado del bloque C - Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental es generalmente sucio, con formaciones fúngicas, especialmente cerca de los árboles que bordean el edificio. Tales manifestaciones se originan de factores de la naturaleza dinámica de la envoltura. Cabe señalar que las causas y manifestaciones presentadas son solo hipótesis probables y determinadas a partir de la inspección táctil visual que ocurrió durante la visita in situ.

a) Área de enfoque 1, 2 y 3

En la visita interna realizada el 30/10/2018 por la mañana, después de una temporada de lluvias, se observaron fugas en el techo del pasillo del aula (áreas 1, 2 y 3), incluso después de que la lluvia había cesado, como se muestra en la Figura 3 y la Figura 4. Las canaletas son múltiples y están dispersas en un área amplia del techo.



Figura 3. Canales en el revestimiento del techo del pasillo con moho, manchas de humedad y desprendimiento del revestimiento.



Figura 4. Techo deformado con acumulación de agua y presencia de escombros.

b) Área de enfoque 4

Otro generador importante de quejas en el Bloque C son las infiltraciones en el aula CT 25/15 (área 4) del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Las imágenes proporcionadas fueron tomadas en la mañana del 29/10/2018 después de una noche lluviosa. En las imágenes de la Figura 5 y la Figura 6, se destaca que las infiltraciones tienen flujo de agua que se origina en la transición de la mampostería del haz dentro de la habitación, y al final de la zona de reconocimiento, cerca de la zona de enfoque 4, hay una junta estructural sellador para evitar que pase agua.



Figura 5. Drenaje de agua en la interfaz viga-mampostería



Figura 6. Junta estructural sin sellador

c) Área de enfoque 5

Otro lugar en el que se expresaron situaciones de incomodidad relacionadas con la pérdida del rendimiento de la estanqueidad del techo fue el auditorio ENC (área 5). La inspección interna se realizó el 13/11/2018 para la verificación de las infiltraciones reportadas. Es posible ver cerca de una viga del techo de las marcas del auditorio de canaletas recién secas, incluidos los charcos que aún salen del piso. La Figura 7 y la Figura 8 a continuación ilustran dichos puntos que indican la trayectoria del agua y la formación de charcos.



Figura 7. Resalte las manchas de humedad en el techo



Figura 8. Charcos de agua formados por el goteo.

d) Áreas que influyen en el rendimiento del sistema.

Estas áreas se descubrieron a partir de la inspección externa en el sitio, tales áreas influyen en el rendimiento del sistema por la aparición de anomalías.

Los *sheds* y el techo del hall de entrada del auditorio no tienen techo, están hechos de losas sólidas impermeabilizadas, figura 9, figura 10 y figura 11. Los *sheds* presentes en el techo son desde un punto de vista estructural. Rendimiento del elemento del sistema de cubierta en buen estado, con solo suciedad superficial sucia.

En la estructura de soporte no hay signos que indiquen una impermeabilización posterior después de la eliminación del techo. Se encontraron grietas por contracción principalmente en toda la losa y en algunos lugares pequeñas averías de concreto. Las juntas a lo largo de la losa, así como entre las losas y los rieles, están muy degradadas, sin signos de relleno y sellador, con acumulación de agua.



Figura 9, Figura 10 y Figura 11. Estructura de soporte sin techo / claraboyas.

4. RESULTADOS Y DISCUSIONES

4.1 Prioridad de intervención de anomalía del bloque C

A continuación, la Tabla 3 se presenta con las anomalías en el bloque C, indicando el acrónimo y la descripción, de acuerdo con las Tablas 4.3, Tabla 4.4, Tabla 4.5 y Tabla 4.6 presentes en la metodología descrita en la disertación Morgado (2012).

Tabla 3. Identificación de anomalías existentes en el Bloque C para prioridad de intervención (Autor, 2018).

EFM	Sigla Anomalía	Descripción
Revestimiento (techo)	A-R 1	Fuerte deformación del revestimiento
	A-R 4	Acumulación de escombros y suciedad superficial
	A-R 7	Desarrollo de vegetación parasitaria
Estructura de soporte (solo losa descubierta)	A-E 2	Grietas
	A-E 3	Suciedad superficial y acumulación de escombros
	A-E 4	Degradación biológica por efecto fúngico, insectos xilófagos.
	A-E 5	Desglose
	A-E 10	Humedad
Tragaluces	A-V 1	Suciedad superficial y acumulación de escombros
Sistema de drenaje (canalones y caños)	A-D 1	Suciedad superficial y acumulación de escombros
	A-D 2	Manchas de agua
	A-D 3	Acumulación de agua
	A-D 5	Fracturas de canalones o grietas
	A-D 9	Sin desagües

A continuación, en la Tabla 4 y la Tabla 5, el procedimiento para definir la prioridad de intervención de anomalías.

Tabla 4. Procedimiento para definir la prioridad de intervención de cobertura del Bloque C (Autor, 2018).

EFM	Anomalia	Agressividade do meio		Extensão	
		Nível	Pontuação	Nível	Pontuação
Revestimiento (Telhado)	A-R 1	Médio	2	Médio	2
	A-R 4	Médio	2	Alto	3
	A-R 7	Médio	2	Médio	2
Estrutura de suporte (apenas laje descoberta)	A-E 2	Médio	2	Médio	2
	A-E 3	Médio	2	Alto	3
	A-E 4	Médio	2	Reduzido	1
	A-E 5	Médio	2	Reduzido	1
	A-E 10	Médio	2	Alto	3
Claraboia	A-V 1	Médio	2	Alto	3
Sistema de drenagem (calhas e tubos de queda)	A-D 1	Médio	2	Alto	3
	A-D 2	Médio	2	Alto	3
	A-D 3	Médio	2	Médio	2
	A-D 5	Médio	2	Reduzido	1
	A-D 9	Médio	2	Alto	3

Tabla 5. Continuación (Autor, 2018).

Anomalía	Nivel de degradación		Gravedad de anomalías.		P _{ponderado}	P _{intervenção}	Prioridad de intervención
	Nivel	Puntuación	Nivel	Puntuación			Nivel
A-R 1	2	3	B	2	23	56%	2
A-R 4	1	2	A	1	18	44%	2
A-R 7	1	2	B	2	20	49%	2
A-E 2	2	3	D	4	31	76%	3
A-E 3	1	2	B	2	22	54%	2
A-E 4	1	2	B	2	18	44%	2
A-E 5	2	3	D	4	29	71%	3
A-E 10	1	2	A	1	18	44%	2
A-V 1	0	1	A	1	15	37%	1
A-D 1	2	3	D	4	33	80%	4
A-D 2	1	2	A	1	18	44%	2
A-D 3	2	3	B	2	23	56%	2
A-D 5	2	3	D	4	29	71%	3
A-D 9	2	3	D	4	33	80%	4

Es de destacar que los criterios de agresividad ambiental, extensión, nivel de degradación y gravedad de las anomalías se atribuyeron a cada una de las anomalías como se observó en la encuesta externa.

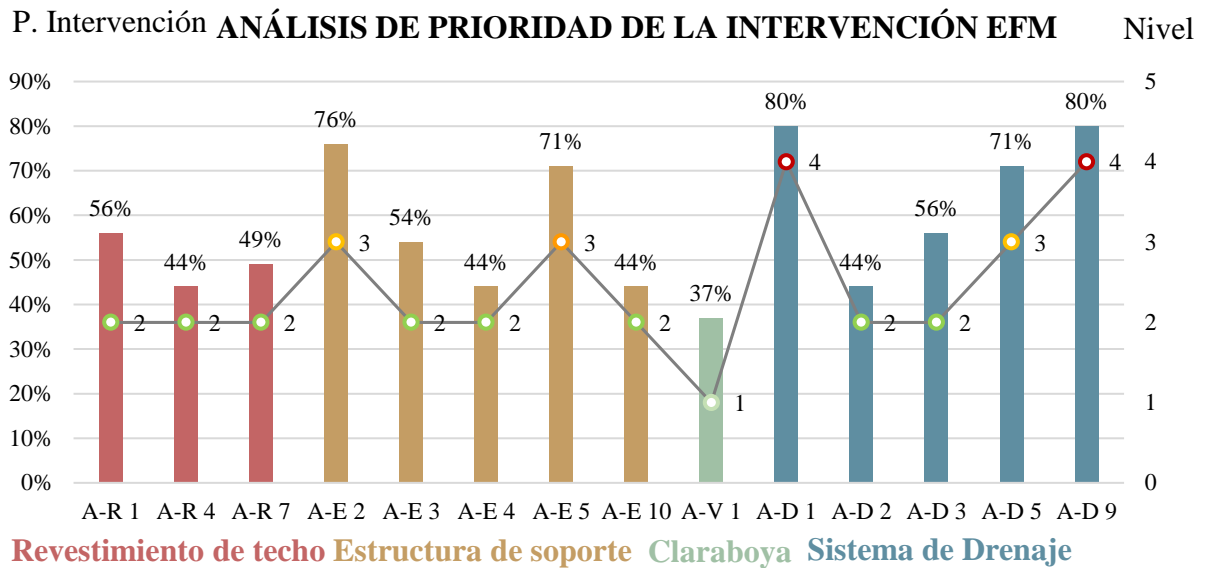
A partir de los niveles de prioridad encontrados, está claro que la mayoría de los problemas están en el nivel 2, es decir, sin reparación inmediata, con acciones a mediano plazo (2 a 5 años), pero con un monitoreo constante de la situación para verificar la evolución. de anomalías La claraboya, por ejemplo, está en buenas condiciones y con un nivel de intervención 1, es decir, no tiene acciones urgentes.

Se deben considerar las manifestaciones con criterios de prioridad de intervención de nivel 3, como grietas en la losa, pequeñas grietas en el concreto y grietas en las canaletas y sus juntas, que requieren acciones a corto plazo dentro de 1 a 2 años a lo sumo.

Ciertamente, las acciones que exigen una acción inmediata, dentro de un período de hasta 6 meses y clasificadas en el nivel 4 es la acumulación de escombros y suciedad en las canaletas, lo que indica la necesidad de una limpieza inmediata, lo que está completamente probado incluso por la gran cantidad de hojas controladas en los elementos. obstruyendo el paso del agua.

Las infiltraciones verificadas por el usuario probablemente estén relacionadas con las juntas y grietas en la losa de soporte, y en el criterio de prioridad de intervención por encima de tales manifestaciones se encontraba el nivel 3, que requiere acciones a corto plazo, no el nivel 4, inmediato, como se podría pensar. , lo que se explica por el hecho de que estos problemas no son muy grandes y su gravedad no es tan grave como para significar riesgos más graves para los usuarios. Aun así, se recomienda que los equipos de mantenimiento analicen y resuelvan estos problemas lo antes posible, ya que pueden representar un gran inconveniente para la comunidad académica, si de hecho son las fuentes de infiltración.

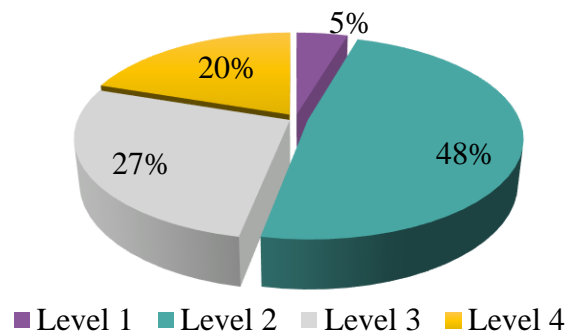
Además de las tablas y soluciones presentadas, también se analizaron las anomalías que obtuvieron niveles más altos de prioridad de intervención. La Figura 12 a continuación, que muestra la contribución relativa de cada anomalía a la muestra total de anomalías detectadas en la cubierta plana, también permite medir el nivel de prioridad de intervención de las anomalías por parte del EFM.



La Figura 12. Prioridad de intervención de EFM (Autor, 2018).

Se observa que la estructura de soporte y el sistema de drenaje obtuvieron los niveles más altos de prioridad de intervención. Esto significa que para los niveles 3 y 4 encontrados en el EFM resultó en una prioridad de intervención en el rango del 70% al 80%.

La Figura 13 muestra un gráfico con la distribución de los niveles de prioridad de intervención. Vale la pena señalar que el nivel 3 requiere acciones a corto plazo, y concentra un total del 27% de las anomalías, mientras que el nivel 4 es una acción prioritaria inmediata, se obtuvo un total del 20%. Por lo tanto, la intervención prioritaria dada en el nivel 3 y nivel 4 corresponde a casi el 50% del total de anomalías observadas, concentradas en grietas, fallas, suciedad superficial y puntos sin drenaje.



La Figura 13. Distribución de los niveles de prioridad de intervención de anomalías detectadas (Autor, 2018).

Morgado (2012) presenta la aplicación del método en cubiertas planas en Portugal, y obtuvo resultados con mayores niveles de anomalías para el nivel 2 y nivel 3 justificando con dos aspectos; Por un lado, el hecho de que las anomalías más comunes fueron las anomalías estéticas y la pérdida de adherencia y fijación (suciedad superficial, acumulación de escombros y vegetación parasitaria/colonización biológica, diferencias en la sombra y pequeñas manchas de corrosión), y, para segundo, cuando las anomalías no son estéticas, pueden ser puntuales, con niveles reducidos de degradación y gravedad. Las anomalías estéticas están asociadas con el aspecto visual y no con la seguridad o el agrietamiento de los elementos fuente de mantenimiento, razones observadas que les dan valores más bajos en el análisis multicriterio en cuestión.

Este hecho se presenta en el estudio de Poça (2015), donde las principales anomalías detectadas a través de las inspecciones están relacionadas con la acumulación de escombros, la colonización biológica y el desgaste de la superficie, lo que representa más del 50% de las anomalías. Los resultados encontrados por Conceição et al. (2019) también analizaron que las principales anomalías detectadas se debieron a la falta de mantenimiento que resultó en el desarrollo de la acumulación de escombros y el crecimiento biológico.

Un enfoque interesante para destacar es el desarrollo de sistemas integrados de gestión de edificios. Autores como Ferraz, GT et al. (2005), proporcionan un marco para los métodos de evaluación de la patología en elementos no estructurales de los edificios. Señala que, en la rehabilitación de edificios, la mayoría de los casos de anomalías en elementos no estructurales se pueden resolver de forma sistémica. Utilizando datos de inspección, información de verificación cruzada, en un sistema integrado de gestión de edificios, un inspector puede diagnosticar la anomalía y definir la mejor técnica de reparación, extendiendo así la vida útil esperada del edificio.

Por lo tanto, cuando se producen anomalías que pueden afectar el correcto funcionamiento de una cubierta, se deben utilizar técnicas de diagnóstico para localizar la fuente de la anomalía a fin de evaluar la técnica de intervención más adecuada y las posibles reparaciones de la estructura.

6. CONCLUSÕES

La inspección y evaluación de los sistemas de techado en este estudio de caso del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad de Brasilia pudo caracterizar, evaluar e identificar satisfactoriamente una de las principales anomalías que afectan a los usuarios del edificio y están relacionadas con esta parte del edificio. Las infiltraciones.

Estos sistemas de techo encontraron parte de la losa de soporte con desintegraciones, grietas y sin signos de impermeabilización, lo que debería haberse hecho después de la eliminación arbitraria de parte del techo, además de rieles muy sucios, acumulación de escombros y juntas de movimiento. sin relleno de sellador, lo que perjudica la estanqueidad de los elementos.

Las situaciones que requieren una resolución rápida en el bloque C se concentran en; También se recomienda la acumulación de suciedad y escombros en los rieles y la instalación de elementos protectores en la entrada de los tubos de caída, y las resoluciones para juntas y grietas en la losa desnuda. Los sistemas de ventilación e iluminación (*sheds*) están en buenas condiciones.

La infiltración es muy incómoda durante las estaciones lluviosas, impactando directamente en la vida académica, ya sea en la comodidad de las aulas, en interdicciones en espacios de locomoción o en el curso de investigaciones y ensayos.

A través de los resultados encontrados, se observó que las anomalías obtenidas por el criterio de prioridad de intervención, nivel 3 y nivel 4, deberían resolverse de inmediato, y estas acciones, cuando se suman, representan valores de aproximadamente el 50% de las anomalías totales observadas. La estructura de soporte y el sistema de drenaje presentaron los índices más altos y el mayor número de anomalías. Así, los principales focos de la intervención.

La gestión de mantenimiento responsable de los edificios debe adaptarse a ABNT NBR 5674: 2012, para implementar un plan de mantenimiento periódico que pueda identificar problemas y resolverlos de manera más efectiva, evitando inconvenientes recurrentes para la comunidad académica, incluso cuando las anomalías se identifican rápidamente, las primeras etapas suelen ser menos costosas de reparar.

Es de destacar que el enfoque de este trabajo no era la explicación de las causas y la atribución de responsabilidades, lo que configuraría una experiencia, sino solo la caracterización del estado actual de los sistemas de techado que fueron objeto de la inspección e inspección, centrándose en identificar problemas e indicaciones y recomendaciones técnicas para resolver situaciones.

7. REFERÊNCIAS

- Ambrozewicz, P. H L (2015), “*Construção de edifícios do início ao fim da obra*”. 1ª Edição. São Paulo: PINI.
- ASTM D1079 - American Society for Testing and Materials (2016). *Standard Terminology Relating to Roofing and Waterproofing*. Pensilvânia.
- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012). *NBR 5674: Manutenção de edificações – Requisitos para o Sistema de gestão de manutenção*. Rio de Janeiro.
- Azeredo, H. A (1997), “*O Edifício até sua Cobertura*”. 2ª Edição. São Paulo: Edgard Blücher.
- Conceição, J. et al (2019), *Data Analysis of Inspection, Diagnosis, and Rehabilitation of Flat Roofs*. Journal Of Performance Of Constructed Facilities, [s.l.], v. 33, n. 1, p.04018100-0401810014, American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)cf.1943-5509.0001252](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)cf.1943-5509.0001252).
- Conceição, J. et al (2017), *Inspection, Diagnosis, and Rehabilitation System for Flat Roofs*. Journal Of Performance Of Constructed Facilities, [s.l.], v. 31, n. 6, p.137-148. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)cf.1943-5509.0001094](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)cf.1943-5509.0001094).
- Ferraz, G. T. et al (2016), *State-of-the-Art Review of Building Inspection Systems*. Journal Of Performance Of Constructed Facilities, [s.l.], v. 30, n. 5, p.04016018-04010188. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)cf.1943-5509.0000839](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)cf.1943-5509.0000839).
- Ferraz, G. T. et al (2015), *Integrated management systems building technique: inspection and repair of non-structural elements*. Revista Alconpat, [s.l.], v. 5, n. 2, p.137-148. Revista ALCONPAT. <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v5i2.83>.
- Frazão, Julie Cristie Faria (2015), “*Patologias Relacionadas às Coberturas: Estudo de caso em edificações unifamiliares de interesse social na cidade de Campo Mourão*” - PR. 2015. 53 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão.
- Google Maps. Disponível em: <<http://mapas.google.com>> Acesso em 12 jan. 2019.
- IBAPE - Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia (2012). *Norma de inspeção predial nacional*. São Paulo.
- Lopes, G. (2010). “*Waterproofing coatings on flat roofs*”, LNEC, Lisbon, Portugal.
- Morgado, João Nicolau Pires Lopes Veiga (2012), “*Plano de inspeção e manutenção de coberturas de edifícios correntes*”.267f. Dissertação de Mestrado – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- NBR 15575-1 (2013). *Edificações habitacionais – Desempenho Parte 1: Requisitos gerais*. Rio de Janeiro.
- Poça, Bruno João Fernandes (2015), “*Recuperação do edificado afeto ao Exército. Tecnologia e reabilitação de coberturas em terraço*”. 20115. 129 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Militar, Técnico Lisboa, Portugal.
- Walter, Ana; BRITO, Jorge de; LOPES, Jorge Grandão (2005), *Current flat roof bituminous membranes waterproofing systems – inspection, diagnosis and pathology classification*. Construction And Building Materials, [s.l.], v. 19, n. 3, p.233-242. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.05.008>.
- Rato, Vasco; BRITO, Jorge de (2003), *Exigências Funcionais das Coberturas Inclinadas*. Disponível em: <<https://www.researchgate.net/publication/282251188>>. Acesso em: 29 abr. 2019.
- Rocha, Pedro Tomé da (2008), “*Anomalias em coberturas de terraço e inclinadas*”. 179f. Dissertação de Mestrado – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.