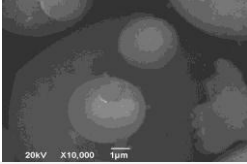


# Revista **ALCONPAT**

Revista Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y  
Recuperación de la Construcción

Número Completo DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3>  
[revistaalconpat@gmail.com](mailto:revistaalconpat@gmail.com)

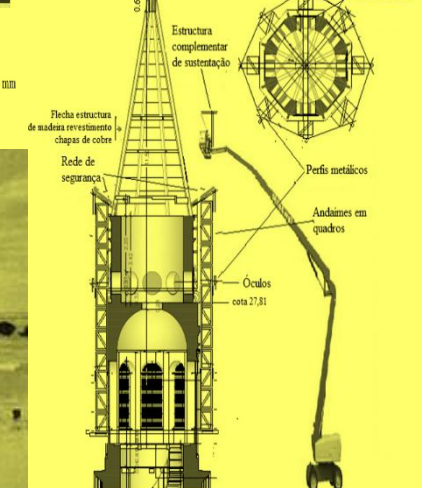
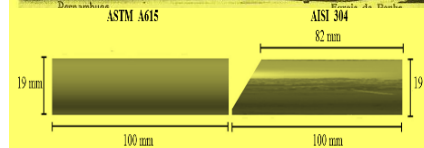
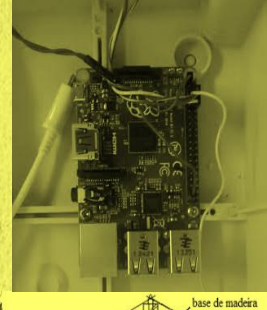
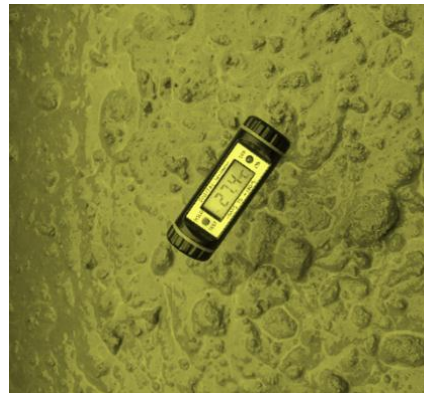
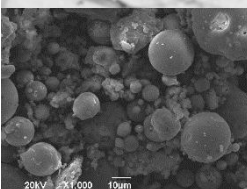


eISSN: 2007-6835

Volumen 6

Septiembre - Diciembre 2016

Número 3



Revista Latinoamericana de Control, de Calidad Patología y  
Recuperación de la Construcción

<http://www.revistaalconpat.org>



eISSN: 2007-6835

## **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**

Paulo Do Lago Helene, **Brasil**

#### **Presidente**

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

#### **Director General**

Pedro Castro Borges, **México**

#### **Secretario Ejecutivo**

José Manuel Mendoza Rangel, **México**

#### **Vicepresidente Técnico**

Pedro Garcés Terradillos, **España**

#### **Vicepresidente Administrativo**

Margita Kliewer, **Paraguay**

#### **Gestor**

Bernardo Tutikian, **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:**

MSc. Sergio Raúl Espejo Niño  
PhD en Estructuras UPM, Gestión Civil Ingeniero  
Bogotá, **Colombia**

### **Editor Ejecutivo:**

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

Universidade Técnica de Lisboa  
Lisboa, **Portugal**

*Mensaje del Editor en Jefe*

**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 último número de nuestro sexto año.

El objetivo de la Revista ALCONPAT (RA) es la publicación de casos de estudio relacionados con los temas de nuestra asociación, como son control de calidad, patología y recuperación de las construcciones motivando desde luego la presentación de investigaciones básicas o aplicadas, revisiones o investigación documental.

Esta edición V6N3, inicia con un trabajo procedente de **Brasil**, donde Carlos Welligton Pires Sobrinho y Antonio Carlos Costa, hablan sobre los efectos de aplicar en 1981 técnicas de reparación mal diseñadas, que junto con ausencia de un mantenimiento preventivo, filtraciones e incluso el crecimiento de arbustos incrustados en la mampostería, llevaron a la inestabilidad de los campanarios de la Basílica de la Iglesia de Penha. Los autores presentan y discuten el histórico, situación actual, técnicas y estrategias originales empleadas en el desarrollo del diseño de refuerzo estructural de ambos campanarios de la Basílica de la Iglesia de Penha.

En el segundo trabajo, procedente de **Argentina**, Jorge Daniel Sota y colegas presentan un trabajo sobre la determinación del grado de madurez del hormigón in situ en una estructura. Sus resultados permiten determinar la curva de madurez del hormigón estudiado y establecer el grado de madurez en cada una de las partes diferenciadas de la estructura. El uso de esta metodología y equipo permite controlar la totalidad del hormigón recibido, su homogeneidad y monitorear su resistencia en tiempo real.

En el tercer artículo, procedente de **Brasil**, Gustavo Macioski y colegas, analizan cómo el tipo de acero, el pH del medio y la protección superficial de la barra de acero son capaces de cambiar las propiedades electroquímicas de este metal. Para ello aplican la técnica de resistencia a la polarización lineal en barras de acero para evaluar la corrosión de las muestras. El estudio evaluó los aceros CA-50, CA-60 y CP-175-RB, con y sin protección superficial. A partir de los resultados es posible observar cómo las tres variables influyen en los resultados de la densidad de corriente y velocidad de corrosión.

El cuarto artículo, de Jennifer A. Canul y colegas, proviene de **México**. Los autores analizan el concreto elaborado con agregado calizo triturado de alta absorción (ACTAA) de Yucatán, México, que es considerado de baja calidad. Sus resultados indicaron que la CV puede ser utilizada en concretos con ACTAA como agregado inerte fino ya que logra mantener una resistencia a la compresión similar a la

referencia. Se presentan ecuaciones para la predicción de propiedades mecánicas.

El quinto trabajo de este número lo escriben Trinidad Pérez y colegas de **México**. Ellos hacen una investigación sobre la influencia del uso de Inconel 182 como material de “mantequillado” en las propiedades mecánicas de uniones disimiles acero al carbono-inoxidable manufacturadas por soldadura con electrodo recubierto, muy común en la soldadura de campo para la construcción. Sus resultados demostraron que aun cuando las uniones disimiles sin “mantequillado” presentan defectos, sus propiedades mecánicas son superiores a las de las uniones soldadas con “mantequillado”.

En el sexto artículo, de investigación documental, procedente de **Brasil**, B. Fernandes y colegas contribuyen al análisis del concreto en casos de incumplimiento normativo, centrados en los efectos a largo plazo. Se llevó a cabo una encuesta entre los participantes en el análisis de no conformidades que incluyó: evolución de la resistencia a la compresión, variabilidad de los resultados y criterios de aceptación. Complementariamente, presentaron un caso de estudio de un hormigón en incumplimiento utilizado en una estructura mixta (pilares metálicos rellenos) que mostró una resistencia a la compresión a 28 días menor que la especificada. Este análisis, junto con una revisión del proyecto y una inspección minuciosa puede ayudar en la toma de decisiones en casos de hormigón en incumplimiento.

El séptimo trabajo es de Yolanda Hernández y colegas de **Venezuela**. Ellos investigan una relación empírica entre la velocidad de corrosión de la armadura y la velocidad de ensanchamiento de fisuras por corrosión del recubrimiento de concreto en vigas, con o sin aplicación de carga. Sus resultados demuestran que existe una relación directa entre la propagación del ancho de fisuras y la velocidad de corrosión, observando fisuras de mayor ancho en vigas cargadas.

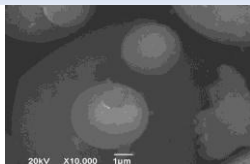
El octavo artículo, que cierra este número, es de Diego Jesus de Souza y colegas de **Brasil**. Ellos evalúan la posibilidad de negociación de bienes raíces corporativos, teniendo en cuenta las expectativas de los usuarios de las empresas de bienes raíces. Evaluaron como oportunidades y alternativas: la compra de la propiedad, alquileres a corto plazo, alquiler a largo plazo, construcción a la medida y durabilidad. El resultado final del análisis fue la recomendación de la alternativa que mejor cumpla con los criterios priorizados por las partes interesadas.

La Revista ALCONPAT recientemente fue calificada por CONACYT como competente a nivel Internacional obteniendo puntuación mayor a otras revistas de su clasificación en Q4 y Q3 de Scopus e ISI <http://www.revistascytconacyt.mx/revistas?area=7>.

Por el Consejo Editorial



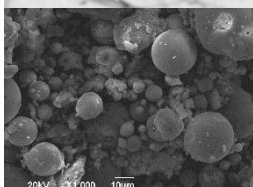
Pedro Castro Borges  
Editor en Jefe



## CONTENIDO

### Página

- C. W. A. P. Sobrinho, A. C. Costa:** Histórico, situación y refuerzo de los campanarios de la basílica de la Penha-Recife-Brasil. 202
- J. D. Sota, F. A. Avid, P. Moreira, M. Chury:** Medida de la madurez del hormigón en una estructura. 216
- G. Macioski, D. J. de Souza, A. P. Capraro Brandão, M. H. F. de Medeiros:** Análisis de la corrosión de barras de acero en función de la variación del pH del medio. 225
- J. A. Canul, E. I. Moreno, J. M. Mendoza-Rangel:** Análisis de la corrosión de barras de acero en función de la variación del pH del medio. 235
- J. C. I. Ramírez-Soto, J. M. Salgado-López, J. T. Pérez-Quiroz, T. Pérez-López, J. Terán-Guillén, M. Martínez-Madrid:** Efecto de la ceniza volante en las propiedades mecánicas de concretos hechos con agregado calizo triturado de alta absorción. 248
- B. Fernandes, R. Christ, U. Quinino, B. Tutikian:** Análisis de concretos con no Conformidades: efectos de larga duración. 261
- Y. Hernández, O. de Rincón, A. Torres, S. Delgado, J. Rodríguez, O. Morón:** Relación entre la Velocidad de Corrosión de la Armadura y el Ancho de Fisuras en Vigas de Concreto Armado Expuestas a Ambientes que Simulan el Medio Marino. 271
- D. J. D'Souza, M. M. Sakamori, M. H. F. Medeiros, S. Scheer:** Evaluación de la oportunidad de inmovilización de un activo: Un estudio de caso para una microempresa del ramo de tecnología de información aplicada a la construcción civil. 283





## Histórico, situación y refuerzo de los campanarios de la basílica de la Penha-Recife-Brasil

C.W.A. P. Sobrinho<sup>1,2</sup>, A. C. Costa<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Laboratório de Tecnologia Habitacional, Instituto de Tecnologia de Pernambuco. Brasil.

<sup>2</sup> Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica de Pernambuco, UPE. Brasil.

### Información del artículo

#### DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3.148>

Artículo recibido el 05 de Septiembre de 2015, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 25 de Enero de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2017.

© 2016 ALCONPAT Internacional

### Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 3, Septiembre – Diciembre 2016, 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](mailto:alconpat_int@gmail.com), Página Web: [www.alconpat.org](http://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, fecha de publicación: Septiembre de 2016.

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.

### RESUMEN

En este trabajo se presentan y discuten el histórico, situación actual, técnicas y estrategias originales empleadas en el desarrollo del diseño de refuerzo estructural de ambos campanarios de la Basílica de la Iglesia de Penha. Técnicas de reparación mal diseñadas, llevadas a cabo en 1981, junto con ausencia de mantenimiento preventivo, filtraciones e incluso el crecimiento de arbustos incrustados en la mampostería, llevaron a la inestabilidad de los campanarios de la Basílica de la Iglesia de la Penha.

**Palabras clave:** fortalecimiento de albañilería; monumentos históricos; técnicas de refuerzo; estrategias de implementación; fibras de carbono.

### ABSTRACT

This paper presents and discusses the history, current situation, original techniques and strategies used in the development of structural reinforcement design of both towers of the Basilica of Penha Church. Repair techniques poorly designed, conducted in 1981, along with lack of preventive maintenance, leaks and even the growth of bushes embedded in the masonry led to the instability of the towers of the Basilica of Penha Church.

**Keywords:** reinforcing masonry; historic monuments; reinforcement techniques; execution strategies; carbon fibers.

### RESUMO

Este artigo apresenta e discute a história, situação atual, técnicas e estratégias utilizadas no reforço estrutural desenvolvimento design original de ambas as torres da Basílica da igreja de Penha. Mal concebido técnicas de reparo, realizada em 1981, juntamente com a falta de manutenção preventiva, vazamentos e até mesmo o crescimento de arbustos embutidas na alvenaria levou à instabilidade das torres da Basílica da igreja de Penha.

**Palavras chave:** reforço em alvenarias; monumentos históricos; técnicas de reforço; estratégias de execução; fibras de carbono.

Autor de contacto: Carlos Welligton Pires Sobrinho ([carlos@itep.br](mailto:carlos@itep.br))

## 1. INTRODUCCIÓN

La Basílica de Nuestra Señora de la Penha, Orden de los Hermanos Menores Capuchinos, es un edificio imponente en el paisaje urbano del sector de San Jose muy marcado por la presencia de torres delgadas altas y una enorme cúpula del cruzeiro, símbolos de una religiosidad fuerte que orientó el ambiente urbano de la formación inicial de la ciudad de Recife. Entre el inicio de la construcción (1656) y la terminación de la obra, fueron más de 200 años, debido a la expulsión de los calvinistas franceses de Recife, por orden del tribunal portugués (CECI,2014).

La Figura 1 muestra el registro histórico del edificio al inicio del siglo XX. El edificio tiene una nave central y un par de torres estilizadas como "minarettes", donde recientemente han sido observados en sus columnas internas, en la torre de la campana de espacio, una serie de rajaduras y deslizamientos de tierra y materiales de una acción bastante extensa, raíces de plantas que crecieron y ramificaron entre los bloques de una torre.

En 1981, las intervenciones de refuerzo y llenado las ventanas ventilación (Araujo 2010) fueron hechos, los refuerzos fueron identificados con la inclusión de algunas columnas y barras de acero en elementos de hormigón armado.

En 2010, debido a lo grave de las manifestaciones patológicas tuvieron aberturas y rajaduras en algunas columnas y pérdida de revestimiento interno y externo, los refuerzos fueron insertados en estructuras de madera en las ventanas entre 8 columnas de estructura de bloques de las torres.



Figura 1. Imagen histórica de la Basílica de la Penha. Detalle de la torre del campanario sin ventilación.

Las Figuras 2 y 3 muestran el aspecto externo de una de las torres, mostrando detalle del tipo de refuerzo utilizado en las columnas que constituyen la torre de la Epístola.



Figura 2. Vista actual de la torre Epístola



Figura 3. Refuerzo en las columnas del campanario

En las Figuras 4 a 6 es posible observar aspectos de grandes grietas en las columnas del campanario generadas por la oxidación de las armaduras en estas columnas.



Figuras 4 a 6. Grietas causadas por la oxidación de los estribos de acero de las columnas

## 2. INVESTIGACIONES REALIZADAS

Para realizar el proyecto de refuerzo para las dos torres fueron realizadas las caracterizaciones del comportamiento mecánico en las muestras retiradas de la edificación y un análisis numérico para determinar las acciones que actúan en las torres.

### 2.1 Caracterización físico-mecánica de la edificación

Las características físicas y mecánicas de la edificación fueron obtenidas a través de la inspección por prospección en áreas de la región de la torre de la Epístola, a través de la perforación y corte de los bloques con disco doble diamantado, siendo las muestras enviadas al laboratorio del ITEP-Instituto de Tecnología de Pernambuco.

Las tentativas de obtención de muestras a través de la perforación con broca diamantada de 4" no se comportaron eficientemente, ya que la necesidad de cortar con lubricación hidráulica favorecía la disolución del mortero y del propio bloque, ya que tanto el mortero base de cal como el bloque calcinado sufrían con la acción de los movimientos del disco y la acción del agua. Para conseguir la Histórico, situación y refuerzo de los campanarios de la basílica de la Penha-Recife-Brasil

obtención de muestras en la albañilería fué necesario utilizar disco de corte doble diamantado, según se muestra en las figuras 7 y 8.



Figura 7. Proceso de retirada de muestras utilizando disco doble diamantado.

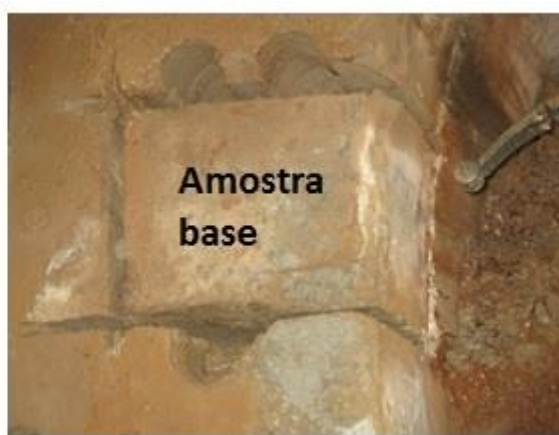
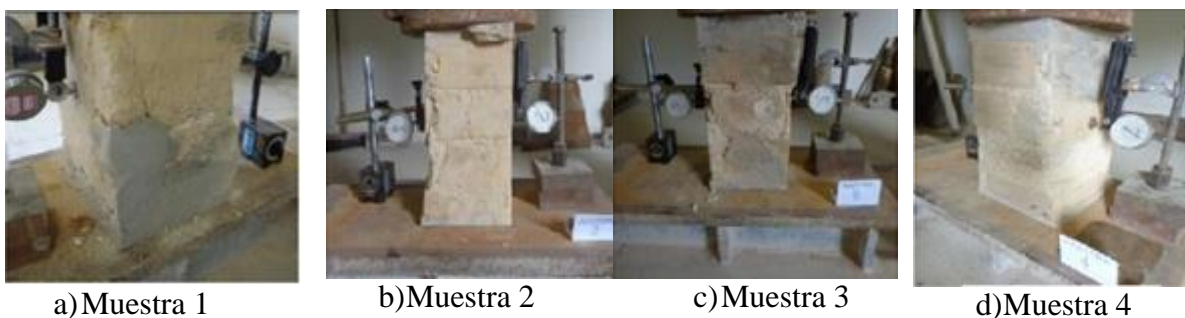


Figura 8. Muestra retirada del bloque encaminada para el laboratorio.

Las muestras fueron cortadas y preparadas en cuatro especímenes para la realización de los ensayos de compresión, siendo utilizada la prensa con control con capacidad de 30ton, permitiendo registrar el comportamiento posterior a la ruptura.

Para la determinación del módulo de elasticidad longitudinal y transversal fueron instalados deflectómetros con precisión de milésimas de milímetros en la sección transversal de aplicación de carga y utilizados LVDts en la medición de los movimientos longitudinales. La composición de las figuras 9 a-d muestran aspectos característicos de los ensayos sobre el comportamiento a compresión de las muestras.



Figuras 9 a-d. Comportamiento a compresión de las muestras

De esta evaluación, y análisis de la resistencia característica, conforme recomendaciones de la norma NBR 15182-2 fué obtenido

$$f_{pk} = 1,15 \text{ MPa}$$

## 2.2 Tensiones solicitantes

Las cargas requeridas solicitantes fueron obtenidas con base al modelo numérico teniendo por base el método de los elementos finitos (Mamaghani, 2004) siendo la estructura de bloques modelada con elementos sólidos de formas variadas, los pisos en elementos de placas combinados con elementos de membrana y la flecha de la cubierta de las torres en elementos tipo casquete. Fue utilizado el sistema



computacional SAP2000 para obtención de las tensiones, siendo a este informado de las densidades y las características del comportamiento a compresión (módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson). La figura 10 muestra aspectos de los elementos sólidos utilizados y los resultados de las tensiones en los elementos que componen una de las torres.

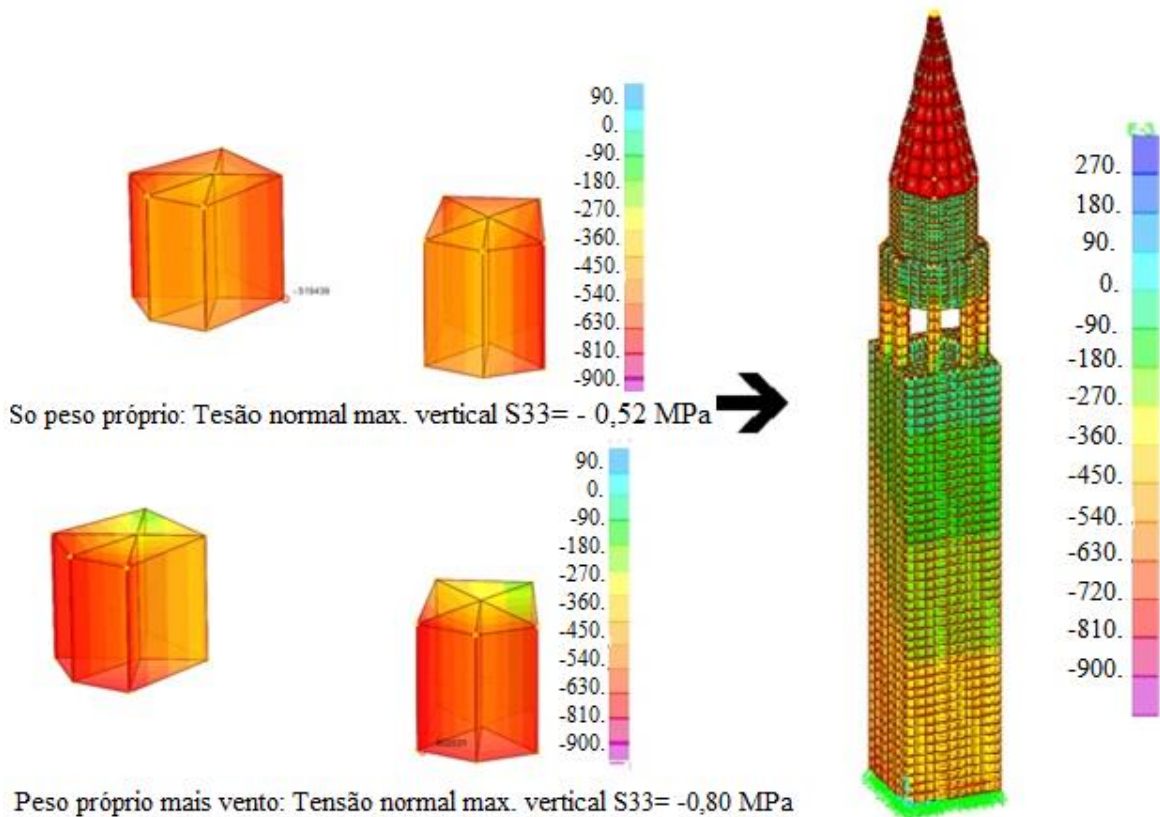


Figura 10. Resultados del análisis numérico de la torre de la Epístola en la Basílica

Las imágenes presentadas en la figura 10 muestran que las regiones más críticas de concentración de tensiones están en la base de las columnas del campanario, alcanzando el valor de 0,52MPa debido apenas al peso propio es de 0,80MPa cuando se considera la acción combinada del peso propio y la acción del viento.

### 2.3 Análisis de seguridad estructural

Considerando los resultados de las tensiones solicitantes, en especial en la región próxima a las bases de las columnas del campanario, alcanzó valores máximos entre 0,52MPa y 0,80MPa y considerando que la resistencia característica de las muestras fue determinado en 0,63MPa.

Estos valores muestran que la acción del viento y las tensiones superan la capacidad resistente de las columnas, inclusive sin considerar los factores de seguridad normalmente existentes cuando se procede a un dimensionado. De esta forma las estructuras de refuerzo provisionales, construidas con estructuras de madera en las ventanas cerradas del campanario están actuando de forma decisiva, evitando colapso en esta región.

Los resultados de estos análisis están coherentes con la situación que se presenta en las columnas del campanario de la torre de Epístola, presentando un estado elevado de fisuración e indicativos de ruina localizada.

Así se concluye que es extremadamente necesario un refuerzo que duplique la capacidad resistente, atendiendo así a los principios normativos de seguridad estructural.

### 3. ANTEPROYECTO DE REFUERZO ESTRUCTURAL

#### 3.1 Principios del anteproyecto de refuerzo

Los sistemas compuestos estructurados con fibras de carbono son eficientes para la absorción de esfuerzos de compresión, impidiendo, por medio del confinamiento de la sección de las piezas axialmente solicitadas, el crecimiento de la deformación transversal de materiales, que originan la actuación de carga axial.

El efecto de la presión de confinamiento es inducir un estado triaxial de tensiones en las paredes y en esas condiciones los bloques, u otro material frágil, altera sustancialmente su comportamiento a compresión, tanto en la resistencia como en la ductilidad (Fiorelli,2002).

En las figuras 11 y 12 muestran la diferencia de comportamiento a compresión de un elemento de concreto, que podría ser de bloque, con o sin confinamiento transversal.

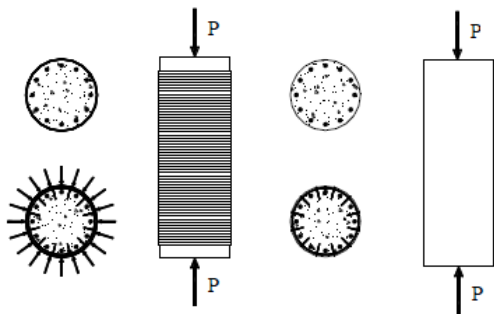


Figura 11. Tensiones y deformaciones en sistemas confinados y no confinados

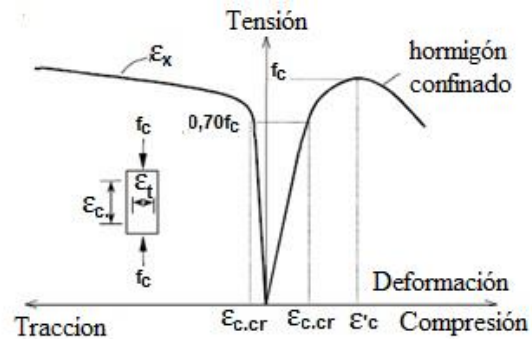


Figura 12. Configuración típica de una pieza de concreto confinada y no confinada

Además del efecto propiciado por el confinamiento, promovido por el sistema de fibras de carbono y resina epoxy, habrá la sustitución del revestimiento de mortero a base de cal por revestimiento a base de mortero polimérico a base de cemento y aditivos químicos.

#### 3.2 Determinación da influencia del refuerzo

Las características a compresión de este mortero polimérico en relación al mortero de cal son sustancialmente mayores, pudiendo superar en 15 veces la resistencia a compresión y en más de 35 veces el valor del módulo de elasticidad longitudinal, ver tabla 1.

Tabla 1. Características mecánicas de los materiales

Material	Resistencia a compresión (MPa)	Módulo de elasticidad (GPa)	Fuente
Paredes de bloques y mortero de cal	2,0	0,40	Ensayos en muestras (ITEP)
Mortero polimérico	30,0	15,0	Características de producto (Viapol,2015)

El efecto propiciado por el confinamiento, promovido con el uso del sistema compuesto de fibras de carbono y resina epoxy podrá llevar en hasta 30% la capacidad resistente de una pieza comprimida. Así mismo combinando los efectos de la sustitución del revestimiento con el confinamiento en las secciones externas transversales de las columnas propicia un incremento de la capacidad resistente de esos elementos que ponen el campanario.

Las figuras 13 y 14 muestran el posicionamiento de las columnas que presentan las situaciones más críticas en términos de concentración de tensiones.

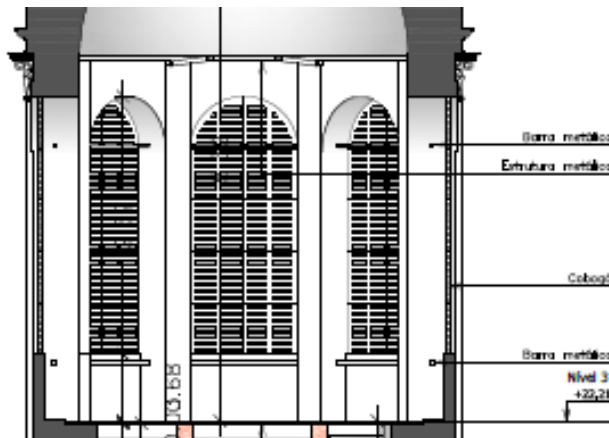


Figura 13. Región de las columnas del campanario

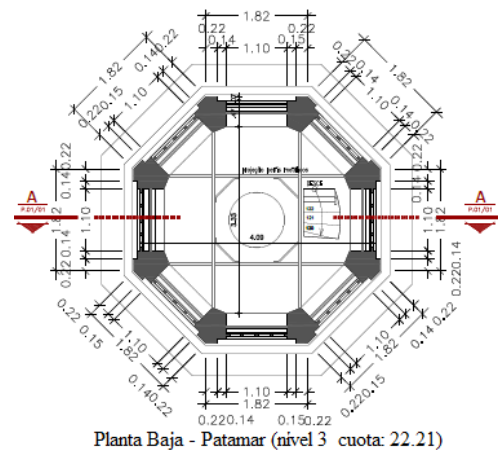
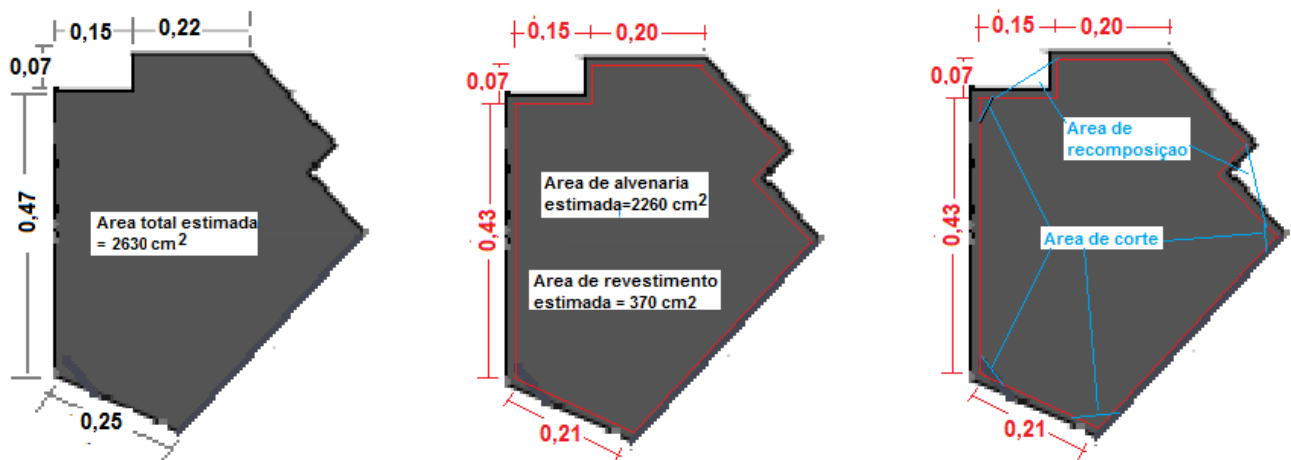


Figura 14. Planta baja en la base de las columnas

La evaluación de las áreas de la sección transversal de una de las columnas a ser reforzadas está considerada en la figura 15.

Prácticamente luego de las intervenciones de corte (desbastamiento de las esquinas) y acondicionamiento, necesario para lograr el amarre transversal de las columnas, las áreas estimadas de paredes y revestimiento no se alteran.



a) sección transversal de una columna no campanario

b) secciones de bloques y revestimiento

c) acondicionamiento y recomposición de las áreas

Figura 15. Evaluación del área posterior a las intervenciones necesarias a la colocación del refuerzo

La evaluación de las cargas actuantes y resistentes en la base de las columnas del campanario, puede ser estimada en:

- a) Carga total actuante, debido al peso propio, considerando el modelado numérico

$$S_{pp}=5,20*2630=13,676 \text{ ton}$$

- b) Carga total actuante, debido a la acción combinada de peso propio y viento, se tiene:

$$S_{pp}=8,00*2630=21,040 \text{ ton}$$

c) Resistencia de las paredes actualmente, considerando la resistencia característica del ensayo.

$$R_a = 6,30 * 2630 = 16.569 \text{ ton}$$

d) Resistencia estimada para las paredes reforzada con sustitución del revestimiento de mortero de cal por mortero polimérico

$$R_{r1} = 6,30 * 2260 + 300 * 370 = 127,569 \text{ ton}$$

e) Resistencia estimada para el refuerzo con uso de la cinta fibra de carbono

$$R_{r2} = 127,569 * 1,20 = 153,082 \text{ ton}$$

De esta forma se puede considerar que el refuerzo propuesto posibilita una elevación de la resistencia de las columnas en 7 veces su capacidad resistente y si se compara la carga actuante en la base de las columnas debido a la acción combinada del peso propio y el viento. De esta forma, el refuerzo propuesto presenta un coeficiente de seguridad en el orden de 7,0, muy superior a los 2,0 recomendado por las normas de albañilería.

## 4. PROCEDIMIENTOS DE REFUERZO

A continuación, serán presentados los procedimientos para la ejecución del refuerzo estructural.

### 4.1 Procedimientos básicos para refuerzo de las estructuras de albañilería.

Los procedimientos básicos seguidos para la ejecución de refuerzo en paredes fueron:

#### 4.1.1 Demolición y retiro del revestimiento existente, con desbaste de las esquinas y limpieza de las áreas que serán reforzadas

En las áreas a ser reforzadas los revestimientos existentes deberán ser retirados, pudiendo para ello utilizar piedra de amolar de corodur acoplado al esmeril, de esta forma no habrá impactos significativos en la estructura de bloques, como se muestra en la figura 16a.

Las esquinas vivas deben ser rebajadas, y luego de hacerlo y retirado todo el revestimiento, las áreas deberán ser limpiadas eliminando el polvo, pudiendo para ello utilizar chorro de aire a presión, ligeramente húmedo, según se muestra en la figura 16b.



Figura 16a. Proceso de rebajado del revestimiento con piedra de amolar



Figura 16b. Esquema de aplicación de chorro de aire y rebajado de las esquinas.

#### 4.1.2 Preparación y emparejado de la superficie

Las áreas que recibirán refuerzo, según el proyecto, se les debe preparar la superficie recibiendo aplicación de una capa primaria para poder llenar los vacíos y colocar la capa de mortero polimérico que homogeniza la superficie, como es indicado en las figuras 17a e 17b.

Este mortero deberá tener consistencia adecuada para su aplicación con brocha metálica sobre la superficie imprimada.

La superficie final debe presentar acabado liso y compacto.

Luego de 3 días de la aplicación del mortero se procede a la aplicación de otra capa primaria.



Figura 17a. Esquema del proceso de preparación



Figura 17b. Aplicación de capa primaria como preparación de superficie

#### 4.1.3 Procedimiento de aplicación de mantas de fibra de carbono

La superficie de las paredes ya preparada con una capa primaria de epoxi aplicada con un rodillo. Típicamente, este producto tiene una baja viscosidad lo que facilita su penetración a la pared. La función de esta capa es proporcionar una adherencia adecuada a la superficie de la estructura (Grande 2011).

Luego de la aplicación y homogenización en la masa es entonces aplicado el epóxi + carbonatos para corregir y eliminar los defectos de superficie que pueden perjudicar la aplicación.

Luego de regularizar y hacer la aplicación de la primera capa de resina. La superficie de la estructura es cubierta con saturación de resina epoxi. Esta resina, de alta viscosidad, ayuda a mantener el CFC en la posición correcta. La saturación impregnada de la fibra siendo aplicada, también ayuda en los esfuerzos de las fibras y protección contra la abrasión.

La aplicación de las mantas de fibras de carbono, cortadas en la dimensión de las superficies y la geometría del área, es aplicada a la saturación de resina epoxi.

Se continúa con la aplicación de resina saturante de la capa superior reforzada y son hechas a lo largo de toda el área de modo que el sistema no se vea.

Posterior a que todas las capas de CFC hayan sido aplicadas, se regulariza con compuesto de mortero polimérico y fibras plásticas.

La figura 18 muestra los procedimientos para la aplicación de las mantas de fibra de carbono.

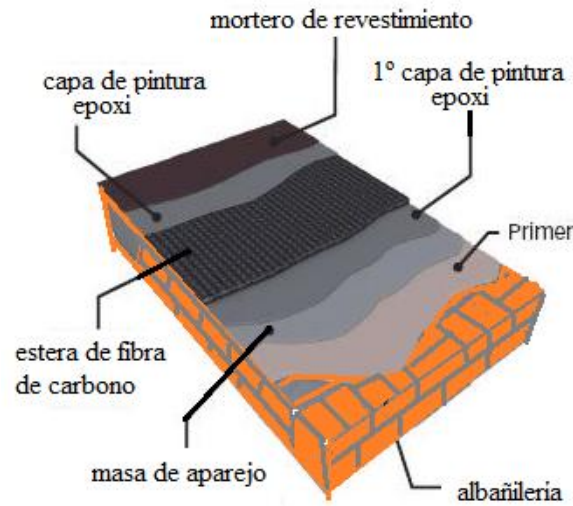


Figura 18. Sistema CFC

## 4.2 Estrategia para la recuperación de las torres

Considerando la situación crítica en que están los elementos que componen las torres, desde la pérdida de revestimiento de las piezas de cobre en la cubierta de las flechas, ocasionando la degradación de elementos estructurales de dicha cubierta, de la acción de degradación de arbustos que crecieron y se ramificaron en el tambor de la torre de la epístola hasta el cuadro indicativo de ruina en las bases de las columnas del campanario. Para proceder a la recuperación de las torres, se debe desarrollar una estrategia para su ejecución en las etapas de refuerzo de las torres.

### 4.2.1 Procedimiento para la limpieza e inyección de epóxi en las columnas fisuradas

En las columnas fisuradas en lo alto del campanario hay la necesidad de limpiar y rellenar con resina epoxy para la recuperación del estado monolítico, esquemáticamente presentada en la figura 19 [5].

- Limpieza de las fisuras con chorro de aire a presión;
- Sujeción de partes de las armaduras impregnadas dentro de las fisuras, de manera de no provocar daños mayores;
- Perforación de orificios a lo largo de la fisura y colocación de los coples, rellenando la parte externa con epoxi + cemento;
- Inyección de resina epoxy, con baja presión, en los coples, de abajo hacia arriba, de forma a rellenar las fisuras.



Figura 19. Proceso de inyección: colocación de coples e inyección a través de bomba inyectora de epoxi

#### 4.2.2 Procedimientos para retirar las chapas de cobre de la cubierta de los pórticos.

- Preparación de estructura auxiliar para apoyo de una plataforma para andamios: Insertar en las bases del campanario elementos de madera que apoyarán 4 perfiles metálicos traspasantes, que sostendrán las líneas de andamios.
- Montar las 8 columnas de andamios hasta llegar al borde de la base del pórtico, apretándolos contra las paredes del bloque;
- Colocar una reja/red de protección sobre los andamios para evitar la caída de objetos del prótico;
- Con ayuda de una grúa, acoplada a una estructura de protección, retirar las piezas de cobre de la cubierta de los pórticos.

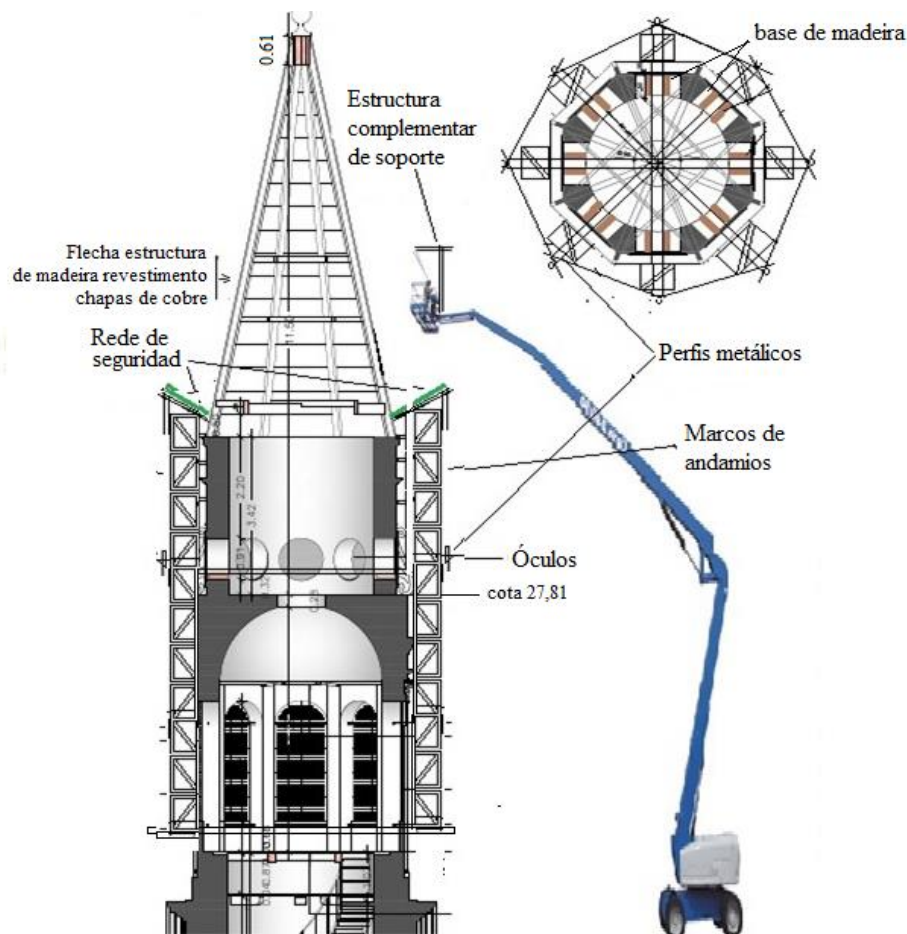


Figura 20. Esquema do processo

#### 4.2.3 Procedimiento para refuerzo en las columnas del campanario

Las ocho columnas que componen el campanario, están actualmente con refuerzo provisional con estructura de madera y con bloques de ventilación.

Para promover el refuerzo de estas columnas, en pares y opuestas, deberá ser utilizada la técnica de refuerzo con sustitución del revestimiento existente y amarre con fibras de carbono.

- Luego se inicia el tratamiento de fisuras, según 4.2.1.
- Se promueve el corte del área de ventilación alrededor del par de columnas seleccionadas;
- Remover el revestimiento y su desbaste de las esquinas, conforme lo descrito en 4.1.1;
- Promover el refuerzo conforme lo descrito en 4.1.2 y 4.1.3;
- Respetar este procedimiento para otros pares de columnas opuestos.

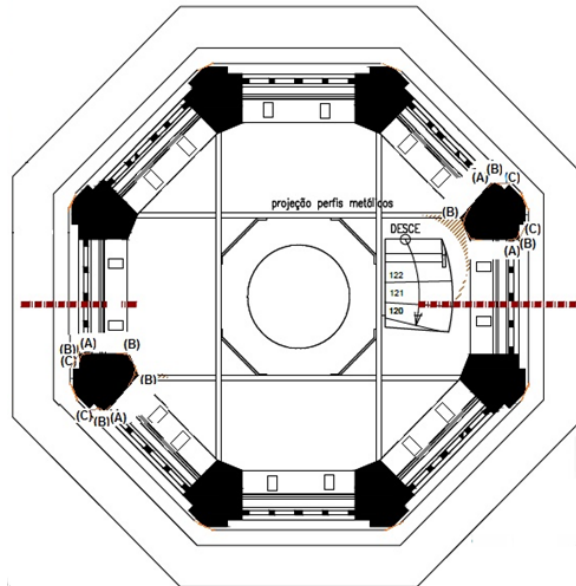


Figura 21. Planta baixa no nível 22.21

#### 4.2.4 Procedimiento para la retirada de los arbustos enraizados en la torre de la Epístola y ejecución del refuerzo de la estructura de madera de la cubierta.

Los arbustos que crecieron y se enraizaron en la torre de la Epístola necesitan ser cuidadosamente retirados.

Luego del retiro del revestimiento de las flechas se procede a la investigación de la estructura de madera que compone las flechas de la cubierta de las torres.

- Identificar los elementos de madera que se dañaron y promover su refuerzo;
- Los refuerzos pueden utilizar chapas de acero y tornillos inoxidables, pudiendo ser necesario preparar nuevas piezas de madera.





Figura 22. Detalle de la situación de la cubierta

#### 4.2.5 Procedimiento de refuerzo con cintas en el contorno externo de las torres

En las regiones externas del contorno de las torres, en los niveles 18,00, 25,00, 27,00, 29,00 y 31,00, serán desarrollados refuerzos, conforme las etapas que se ilustran en la figura 23:

- Preparación de estructura auxiliar para apoyo de una plataforma para andamios: Insertar en las bases del campanario elementos de madera que apoyarán 4 perfiles metálicos traspasantes, los cuales sustentarán las líneas de andamios.
- Montar las 8 columnas de andamios hasta alcanzar el borde de la base de la flecha, ajustandolos contra las paredes de bloque;
- Colocar una reja/red de protección sobre los andamios en el sentido de evitar la caída de objetos de la flecha;
- Con auxilio de una grúa, acoplado a una estructura de protección, retirar las piezas de cobre de la cubierta de las flechas.

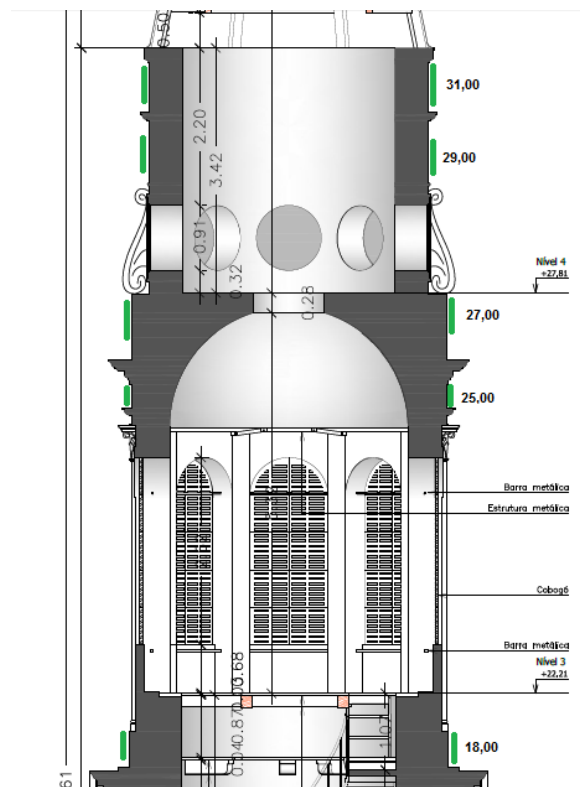


Figura 23. Refuerzo con cintas das columnas

## 5. CONSIDERACIONES FINALES

La situación en que se encuentran las torres de la Basílica de la Penha muestra indicativos preocupantes en lo que se refiere a la estabilidad estructural. En la evaluación realizada no existe reserva de seguridad, el refuerzo provisional implantado está actuando de forma efectiva y plena, pero nuevos indicios de ruina están a la vista.

La propuesta de refuerzo presentada posibilita no solo la retirada del refuerzo provisional con los aislamientos de ventilación construidos posteriormente a la construcción de la basílica en el siglo XVIII.

El uso de refuerzo a base de sustitución de mortero de cal por mortero polimérico y cintas en fibras de carbono, pueden ser recubiertas por una nueva capa de mortero a base de cal con reconstitución de detalles arquitectónicos y detalles semejantes a los originales.

El refuerzo con fibras de carbono y mortero polimérico no sufren degradación con la humedad y acciones naturales de intemperismo, son así consideradas durables.

## 6. REFERENCIAS

Araujo, R. A. D (2010), “*Sistema construtivo das torres sineiras da Basílica da Penha*”. Parecer técnico.

CECI- Centro de Estudos Avançados da Conservação Integrada (2014). <http://www.ceci-br.org/obras/penha.htm>

Corum, J. M., Bettiste, R. L., Lui, K. C., Ruggles, M. B (2000), “*Basic properties crossply carbon-fiber composite*”. OAK Ridge National Laboratory-tennessee, USA.

Fiorelli, J. (2002), “*Utilização de fibras de carbono e de fibras de vidro para reforço de vigas de madeira*”. Dissertação de mestrado UFSC, 138pgs.

Grande E., Imbimbo M., Sacco E. (2011), “*Bond behaviour of CFRP laminates on clay bricks: experimental and numerical study*”. Compos Part B 42:330–340

Mamaghani, I. H. P. (2004), “*Analysis of masonry structures by discrete finite elements method. Proceedings of the fourth International Seminar on structural analysis of historical constructions*”. Vol 1, pg 650-666. Padova, Italy.

Viapol- (2015), *Manual de reforço das estruturas de concreto armado com fibras de carbono*. [www.viapol.com.br/media/123118/manual-viapol-2015](http://www.viapol.com.br/media/123118/manual-viapol-2015)



## Medida de la madurez del hormigón en una estructura

J. D. Sota<sup>1</sup>, F. A. Avid<sup>1</sup>, P. Moreira<sup>1</sup>, M. Chury<sup>1</sup>

Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional Concordia, Argentina.

### Información del artículo

#### DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3.149>

Artículo recibido el 30 de Mayo, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 16 de Agosto de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2017.

© 2016 ALCONPAT Internacional

### Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 3, Septiembre – Diciembre 2016, 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](mailto:alconpat_int@gmail.com), Página Web: [www.alconpat.org](http://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, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2016.

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.

## RESUMEN

En este trabajo realizamos la determinación del grado de madurez del hormigón in situ en una estructura. Para ello, se miden las temperaturas en las bases de hormigón de una estructura, desde las primeras horas de la hidratación, hasta los 28 días, con un equipo desarrollado en la Facultad. Simultáneamente se realizan ensayos de resistencia a la compresión estableciendo la relación con las temperaturas, con las expresiones de Nurse-Saul y Arrhenius. Los resultados permitieron determinar la curva de madurez del hormigón estudiado y establecer el grado de madurez en cada una de las partes diferenciadas de la estructura.

El uso de esta metodología permite controlar la totalidad del hormigón recibido, su homogeneidad y monitorear su resistencia en tiempo real.

**Palabras claves:** madurez; hormigón; temperatura; resistencia.

## ABSTRACT

In this paper, we determine the degree of maturity in situ concrete structure. To do this, temperatures are measured in the concrete foundations of a structure, from the first hours of hydration, to 28 days, with a device developed at the Faculty. Simultaneously testing compressive strength are performed establishing the relationship with temperature, with expressions Nurse-Saul and Arrhenius. The results allowed to determine the maturity curve of the studied concrete and establish the degree of maturity in each of the different parts of the structure.

The use of this methodology allows to control the entire concrete received, its homogeneity and to monitor resistance in real time.

**Keywords:** maturity; concrete; temperature; resistance.

## RESUMO

Neste trabalho, determinar o grau de maturidade na estrutura de concreto situ. Para fazer isso, as temperaturas são medidas nas fundações de betão de uma estrutura, desde as primeiras horas de hidratação, a 28 dias, com um dispositivo desenvolvido na Faculdade. Simultaneamente testar resistência a compressão são realizados estabelecer a relação com a temperatura, com expressões Nurse-Saul e Arrhenius. Os resultados obtidos permitem determinar a curva do betão estudada maturidade e estabelecer o grau de maturação em cada uma das diferentes partes da estrutura.

A utilização desta metodologia permite controlar todo o betão recebido, a sua homogeneidade e monitorar a resistência em tempo real.

**Palavras-chave:** maturidade; betão; temperatura; resistência.

Autor de contacto: Jorge Daniel Sota ([jdsota@gmail.com](mailto:jdsota@gmail.com))

## 1. INTRODUCCIÓN

El método de madurez proporciona un medio simple y útil de estimar la ganancia de resistencia del hormigón a edades tempranas (generalmente menores de 14 días).

Se debe mencionar que es necesario tener la curva de madurez de la dosificación a utilizar, por cuanto la curva es propia del conjunto de materiales utilizados.

Este método reconoce el efecto combinado del tiempo y la temperatura, proporcionando una base para estimar el desarrollo de resistencia del hormigón “in situ” mediante el control de la temperatura y el tiempo (Peter C. Taylor, Steven H. Kosmatka, Gerald F. Voigt, et al, 2007).

Los efectos del tiempo y la temperatura en el aumento de la resistencia del hormigón se cuantifican mediante una función de madurez, que es indicativa del nivel de resistencia desarrollado por el hormigón. Las dos funciones de madurez utilizadas para este propósito son la de Nurse-Saul y la de Arrhenius (ACI 325.11R-01, 2001).

La función de Nurse-Saul, desarrollada en la década del ‘50 y la más ampliamente aceptada para medir la madurez, es el producto acumulado de tiempo y temperatura, ecuación 1.

$$M(t) = \sum(T_a - T_o) \Delta t \quad (1)$$

donde:

$M(t)$  = madurez (factor temperatura-tiempo) a la edad  $t$ , en °C.días o °C.horas,

$\Delta t$  = intervalo de tiempo, en días u horas,

$T_a$  = temperatura promedio del hormigón durante el intervalo  $\Delta t$ , en °C, y

$T_o$  = temperatura de referencia, en °C.

La temperatura de referencia es la temperatura en que cesa la ganancia de resistencia del hormigón; por lo tanto, los períodos durante los cuales las temperaturas están en o por debajo de esta temperatura de referencia, no contribuyen al aumento de la resistencia. Generalmente, se utiliza un valor de -10 °C para la temperatura de referencia en la ecuación de Nurse-Saul (ACI 325.11R-01, 2001).

La madurez también puede ser determinada mediante el método de Arrhenius, que considera la no linealidad en la tasa de hidratación del cemento. El método de Arrhenius produce un índice de madurez en términos de una "edad equivalente", que representa el tiempo de curado equivalente, a una temperatura de referencia, generalmente 20°C, requerida para producir una madurez igual a la alcanzada durante un periodo de curado a temperaturas diferentes a la temperatura de referencia, ecuación 2.

$$t_e = \sum e^{-Q \left( \frac{1}{T_a} - \frac{1}{T_s} \right)} \Delta t \quad (2)$$

donde:

$t_e$  = edad equivalente a una temperatura de referencia  $T_s$ , en días u horas,

$Q$  = energía de activación dividida por la constante general de los gases, en K,

$T_a$  = temperatura promedio del hormigón durante el intervalo  $\Delta t$ , en K,

$T_s$  = temperatura de referencia, en K y

$\Delta t$  = intervalo de tiempo, en días u horas.

La ecuación de Arrhenius es una mejor representación de la función temperatura-tiempo que la ecuación de Nurse-Saul, cuando se espera una amplia variación en la temperatura del hormigón. Además, el enfoque de Nurse-Saul es limitado en función de asumir que la tasa de ganancia de resistencia es una función lineal. Sin embargo, la fórmula de Nurse-Saul es más ampliamente utilizada, principalmente debido a su simplicidad. Ambas funciones de madurez se consideran en la Norma ASTM C 1074 (Barreda M. F., Naber M. J., Quispe Sallo I., Sota J. D., 2003).

Debido a que la madurez es dependiente sólo de la historia del tiempo y la temperatura del hormigón, los requisitos más básicos de equipo para determinar la madurez son un termómetro y un reloj. Sin embargo, con los años, se han desarrollado varios dispositivos de madurez que monitorean y registran automáticamente las temperaturas del hormigón en función del tiempo. Estos dispositivos se conectan a termocuplas embebidas en el hormigón y pueden computar la madurez por la ecuación de Nurse-Saul y la ecuación de Arrhenius, a intervalos definidos (ASTM C 1074, 1998).

En el caso del presente trabajo se ha desarrollado un prototipo de equipo de medición conjuntamente con un software, con el fin de realizar las experiencias (Sota J. D., Avid F.A., Chury M., Moreira P., 2014).

## 2. METODOLOGÍA

Se desarrolló un equipamiento de medición y se complementó con el software que permitió manejar los datos obtenidos. El diseño del sistema incluye una serie de sensores de temperatura conectados a una minicomputadora (Figura 1), registrando además la temperatura sobre la superficie del hormigón. (Figura 2). La misma lee de los sensores (Figura 3), las temperaturas a intervalos prefijados y los registra. Un programa realiza una lectura permanente de la información generada que luego almacena en una base de datos, permitiendo su procesamiento empleando las expresiones de Nurse-Saul para cálculo de madurez y/o de Arrhenius.



Figura 1. Microcomputadora (Raspberry Pi B+)



Figura 2. Termómetros digitales



Figura 3. Sensores

Se estudiaron los hormigones de bases de una estructura de ampliación de los laboratorios de la Facultad, monitoreando el desarrollo de la resistencia con la medida de la madurez de los hormigones, con sensores colocados en las mismas. Figura 4. Las bases para colocar los sensores se eligieron en función de su ubicación en la estructura y de las etapas de colocación del hormigón durante el día. Lo que permitió tener valores registrados en hormigones colocados durante la mañana (Base 7) al promediar la hormigonada (Base 3) y al final de la misma (Base 10)



Figura 4. Colocación de sensores

La dosificación se compuso de un cemento portland CPC-40, cemento portland compuesto (hasta tres adiciones) resistencia de mortero de 40 MPa (Norma IRAM 50000); arena silícea gruesa de una cantera de la zona; canto rodado silíceo tamaños 1:3 y 1:2 y un aditivo superfluidificante. Las características de los agregados se informan en la Tabla 1.

Tabla 1. Características de los agregados

Material	Módulo de finura	Tamaño máximo	P.U. de volumen
Arena silícea gruesa	2,69	--	1, 5
Canto Rodado 1:3	7,26	1"	1, 7
Canto Rodado 1:2	6,70	3/4"	1, 6

Las proporciones de los materiales integrantes de la dosificación se resumen en la Tabla 2.

Tabla 2. Dosificación del hormigón utilizado en las experiencias

Material	P.e (g/cm <sup>3</sup> )	Volumen (litros)	Peso (kg)
Agua	1,00	158	158
Cemento	3,11	101	315
Arena silícea gruesa	2,62	309	811
Canto Rodado 1:2	2,66	167	444
Canto Rodado 1:3	2,67	249	666
Aditivo	2,5 kg. / m <sup>3</sup>		
Aire (%)	2		
Asentamiento (cm)	10		
Resistencia promedio a los 28 días	25 MPa		

Se confeccionaron probetas cilíndricas de 15x30 para determinar la resistencia a las diferentes edades estudiadas, simultáneamente con la colocación del hormigón. Por lo que las resistencias de las probetas se correspondían con el hormigón colocado en la base en donde se colocaban los sensores.

Las mediciones de temperatura se efectuaron sobre las bases 3, 7 y 10 de la estructura.

Los ensayos de resistencia se realizaron con una prensa automática digital PILOT 4 (Controls de Italia) de 200 tn de capacidad; con visualización gráfica en tiempo real de los datos del ensayo, la curva de carga/tiempo y la velocidad de carga real, así como visualización simultánea de la carga, tensión y velocidad de carga real en función de las cargas o de las tensiones.

Las probetas ensayadas se mantuvieron en el ambiente de las bases en las que se realizaban las mediciones durante la experiencia, en las mismas condiciones de humedad y temperatura (25,5-27,5 °C y 75 % de HR).

### 3. RESULTADOS

Obtenidos los datos de resistencia en los ensayos de compresión de las probetas y los de temperatura con el equipo diseñado para estas experiencias (colocado en las bases 3, 7 y 10), se procedió a correlacionar estos a los tiempos parciales utilizados. (Datos del madurómetro y resistencia a la misma edad).

Se utilizó la fórmula de Nurse-Saul - Madurez (°C.h) para las variables, tiempo, temperatura y resistencia. La Figura 5 muestra la relación tiempo vs. madurez para la base 10 (como ejemplo) y las Figuras 6,7 y 8 la relación resistencia vs. madurez para las bases 3, 7 y 10.

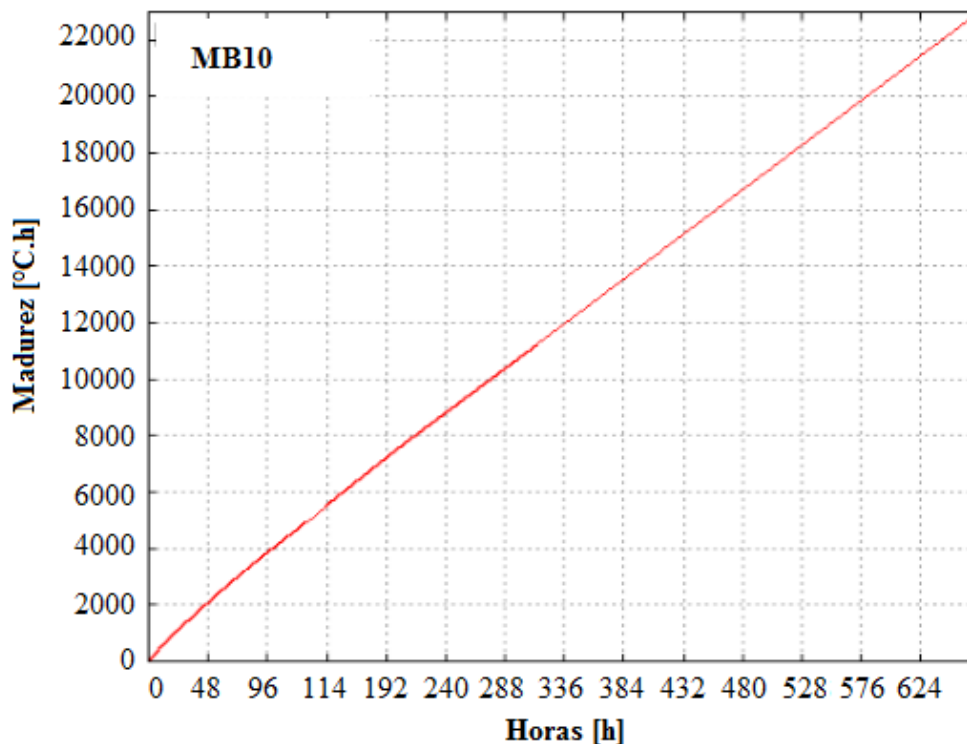


Figura 5. Tiempo vs madurez Base 10



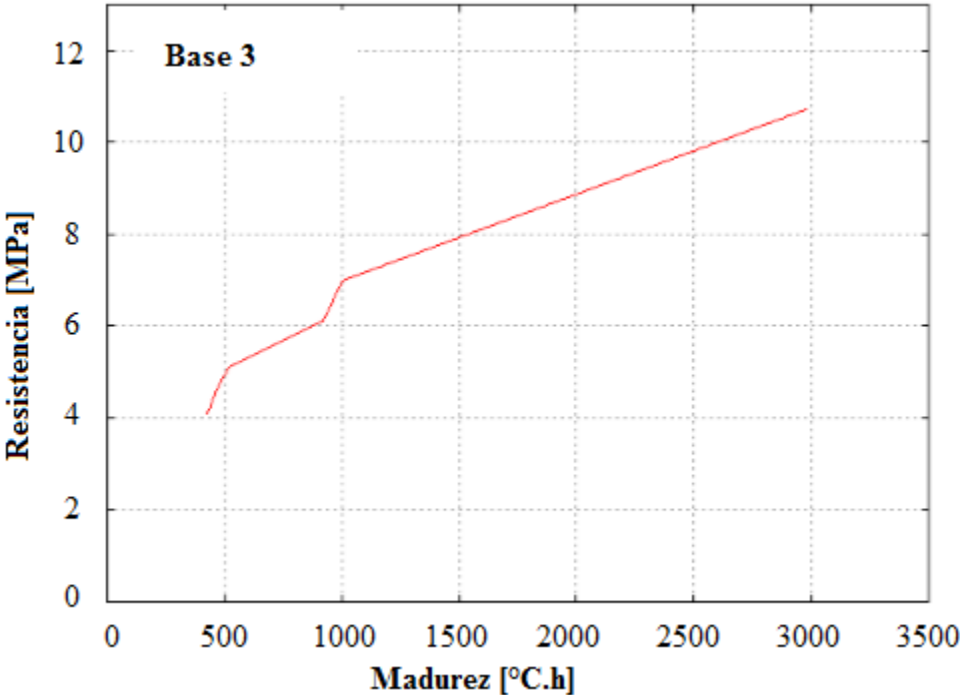


Figura 6. Resistencia vs madurez Base 3

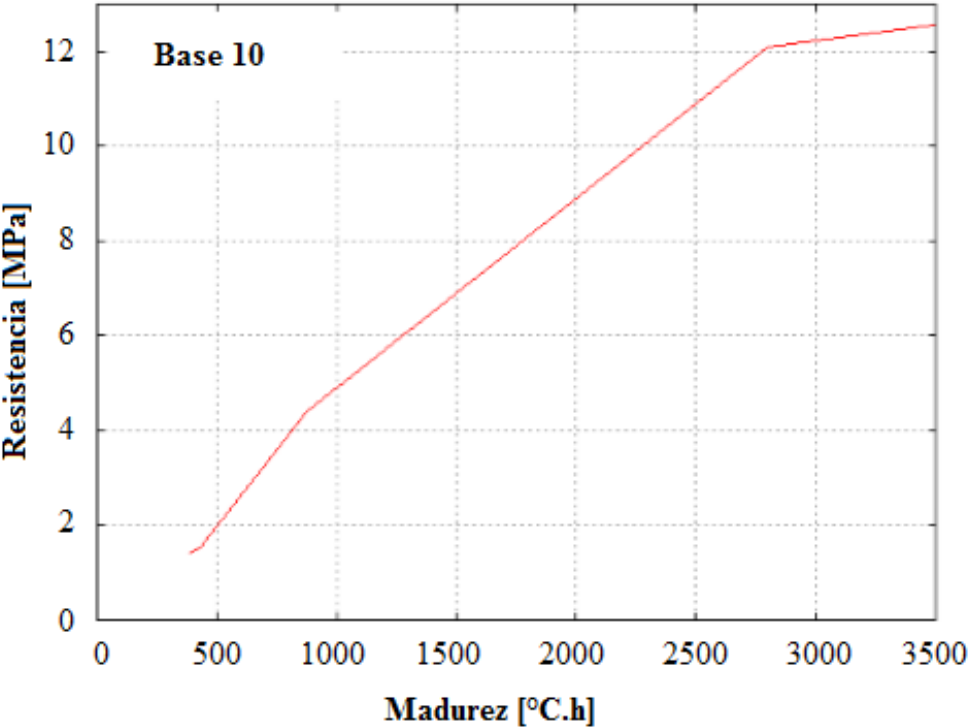


Figura 7. Resistencia vs madurez Base 10

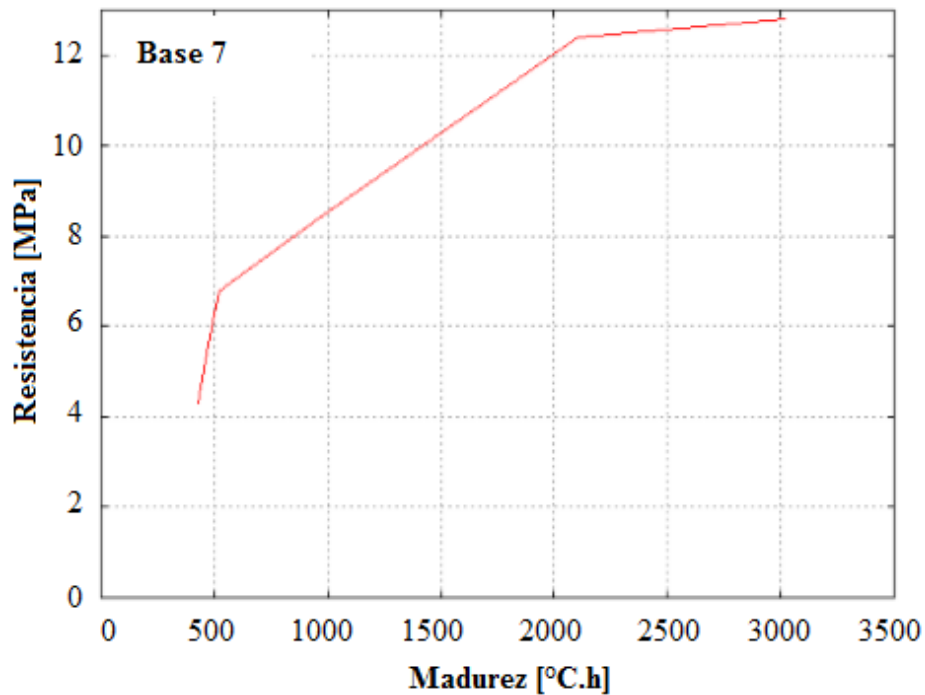


Figura 8. Resistencia vs madurez Base 7

Se observan en los mismos una buena correlación entre los valores determinados de madurez y los correspondientes a las resistencias. Los gráficos expresan los valores reales de resistencia de cada base determinados con el ensayo de probetas. Tabla 3.

Los sensores corroboran que el hormigón entregado a la obra cumplía con el valor de resistencia requerido por el pliego (H21). Los valores a 28 días de resistencia así lo confirman.

Tabla 3. Resistencias determinadas de las bases con probetas de hormigón a distintas edades

Base 3		Base 7		Base 10	
Edad horas	Resistencia en MPa	Edad horas	Resistencia en MPa	Edad horas	Resistencia en MPa
9	1,4	--	--	--	--
10	1,5	10	4,1	10	4,0
11	--	11	4,7	11	5,6
12	--	12	5,0	12	6,8
20	4,4	20	--	20	--
21	--	21	6,1	21	--
22	--	--	--	22	8,4
23	--	23	7,0	23	--
68	12,1	73	10,7	74	12,8
667	25,0	--	--	--	--

#### 4. CONSIDERACIONES FINALES

En función de los resultados obtenidos en esta primera experiencia se pueden hacer las siguientes consideraciones:

El uso de esta metodología permite controlar la totalidad del hormigón recibido, sin necesidad de tomar una cantidad importante de probetas para su posterior ensayo.

La lectura de los sensores permite establecer la homogeneidad del hormigón y monitorear el desarrollo de la resistencia día a día.

La metodología será aplicada en nuestra próxima experiencia al monitoreo de la resistencia en una estructura completa de hormigón (losas, vigas y columnas).

## 5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a la Empresa Constructora DINALE S.A., a la Empresa elaboradora de hormigón COINAR S.R.L. por la colaboración y datos aportados para realizar las experiencias y a los integrantes del Grupo GIICMA por su colaboración en los ensayos, en particular a la Becarios alumnos de Ing. Civil; Andrea Pereyra y Alberto Palacios .

## 6. REFERENCIAS

- ACI 325.11R-01 (2001), *Accelerated Techniques for Concrete Paving*. American Concrete Institute.
- ASTM C 1074 (1998), Standard practice for estimating concrete strength by the maturity method.
- Barreda, M. F., Naber, M. J., Quispe Sallo, I., Sota, J. D. (2013), “*Fisuras de contracción en pavimentos de hormigón y el aserrado de juntas*”, XII Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción y XIV Congreso de Control de Calidad en la Construcción. CONPAT 2013. Octubre de 2013. Cartagena de Indias, Colombia.
- Sota, J. D., Avid, F. A., Chury, M., Moreira P. (2014), “*Medida de la madurez del hormigón de pavimentos urbanos para determinar su resistencia. Diseño de equipamiento*”, X Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras. CINPAR 2014. 4 al 6 de junio de 2014. Santiago, Chile.
- Taylor, P. C., Kosmatka, S. H., Voigt, G. F. et al (2007), *Integrated materials and construction practices for concrete pavement: a state-of-the-practice manual*, FHWA Publication No. HIF - 07 – 004.



Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción

## Análisis de la corrosión de barras de acero en función de la variación del pH del medio

G. Macioski<sup>1</sup>, D. J. de Souza<sup>2</sup>, A. P. Capraro Brandão<sup>2</sup>, M. H. F. de Medeiros<sup>2</sup>

<sup>1</sup>PPGEC. Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), Curitiba, Brasil.

<sup>2</sup>PPGECC. Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba, Brasil.

### Información del artículo

#### DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3.153>

Artículo recibido el 01 de Mayo de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 09 de Septiembre de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2017.

© 2016 ALCONPAT Internacional

### Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 3, Septiembre – Diciembre 2016, 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](mailto:alconpat_int@gmail.com), Página Web: [www.alconpat.org](http://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, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2016.

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.

### RESUMEN

El objetivo de este estudio es analizar cómo el tipo de acero, el pH del medio y la protección de la superficie de la barra de acero son capaces de cambiar las propiedades electroquímicas de este metal. Para esto se aplicó la técnica de polarización lineal en barras de acero para evaluar la corrosión de las muestras. El estudio evaluó los aceros CA-50, CA-60 y CP-175-RB, con y sin protección superficial. Estudios como éste son esenciales para la mejora de las técnicas de lectura, especialmente para la comprensión de los resultados obtenidos en las reparaciones ya realizadas. A partir de los resultados fue posible observar cómo las tres variables influyeron en los resultados de la densidad de corriente y velocidad de corrosión.

**Palabras clave:** velocidad de corrosión; durabilidad; pH; polarización lineal.

### ABSTRACT

The aim of this study is to analyze how the steel type, the environment pH and surface protection of steel bar are able to change the electrochemical properties of this metal. Therefore it was applied the linear polarization technique to steel bars to assess the corrosion of the samples. The study evaluated the CA-50, CA-60 and CP-175-RB steels bars, with and without surface protection. Studies like this are essential for the improvement of reading techniques, especially for the understanding of the results obtained in repairs already made. From the results, it was possible to observe how the three variables influenced the results of the current density and corrosion rate.

**Keywords:** corrosion rate; durability; pH; linear polarization.

### RESUMO

O objetivo deste estudo é analisar como o tipo de aço, o pH do meio e a proteção superficial da barra de aço são capazes de alterar as propriedades eletroquímicas deste metal. Para isso, foi aplicada a técnica de polarização linear em barras de aço para avaliar a corrosão das amostras. No estudo foram avaliados os aços CA-50, CA-60 e CP-175-RB, com e sem proteção superficial. Estudos como este são essenciais para o aprimoramento das técnicas de leitura, em especial para o entendimento dos resultados obtidos em reparos já realizados. A partir dos resultados foi possível observar como as três variáveis analisadas influenciaram os resultados da densidade de corrente e da taxa de corrosão.

**Palavras-chave:** taxa de corrosão; durabilidade; pH; polarização linear.

Autor de contacto: Gustavo Macioski ([gmacioski@gmail.com](mailto:gmacioski@gmail.com))

## 1. INTRODUCCIÓN

El problema de la corrosión consume directa o indirectamente cerca de 5% del PIB de una nación industrializada, además de involucrar grandes catástrofes cuando no son correctamente tratados (Cunha *et al.*, 2013). Gran parte de los problemas relacionados a la corrosión está asociada a la falta de recubrimiento adecuado de concreto, una vez que éste ofrece al acero una doble protección: primeramente, una protección física, separando el acero del contacto directo con el medio externo y, segundo, una protección química, por el elevado pH del concreto, el cual promueve la formación de una película pasivante que envuelve el acero (Figueiredo y Meira, 2012).

La corrosión puede ser definida basicamente como el deterioro de un metal o aleación, a partir de su superficie, por el medio en el cual esta embebido. El proceso envuelve reacciones de oxidación y de reducción (redox) que convierten el metal o componente metálico en óxido, hidróxido o sal (Silva *et al.*, 2015).

Son diversos los factores que influyen en los parámetros de corrosión de un metal inmerso en el concreto: el coeficiente de difusión del concreto, a relación agua/cemento, el espesor de recubrimiento, la presencia y la cantidad de adiciones, la humedad relativa, el pH del concreto y la temperatura de exposición (Andrade, 2001; Gu y Beaudoin, 1998). También son relevantes los tipos de sistema de protección aplicados en el material metálico, una vez que el concreto armado puede recibir protección de la superficie sobre el concreto o sobre las barras de acero (Figueiredo e Meira, 2012).

Cuando la estrategia es proteger la barra de acero, la técnica de protección puede ser aplicada en la construcción de estructuras nuevas o en áreas de reparación localizada cuando haya preocupación con la corrosión de las armaduras (Araujo, Panossian y Lourenco, 2013).

Con la intención de ofrecer seguridad y durabilidad a las estructuras, empresas del ramo químico y de productos para construcción civil disponen en el mercado diferentes formas de protección contra la corrosión (Vieira *et al.*, 2010). En el caso de reparación, algunos autores describen los principales métodos de protección utilizados en Brasil (Figueiredo y Meira, 2012), conforme se presenta en la Figura 1.

Técnicas electroquímicas	Revestimientos	Armaduras especiales	Inhibidores de corrosión
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Protección catódica</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Galvanizado</li> <li>• Resina epoxi</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Acero inoxidable</li> <li>• Plástica sin fibras</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Orgánicos</li> <li>• Inorgánicos</li> </ul>

Figura 1. Métodos de protección más utilizados en barras de acero durante reparaciones estructurales.  
 Fuente: Adaptado de Figueiredo y Meira (2012)

Se destaca que en el área de diagnóstico de manifestaciones patológicas es inherente la conciliación entre investigación, ensayos, interpretación de resultados y dominio de los últimos avances en cuanto al pronóstico de los mecanismos de deterioro de la estructura y factores influyentes (Medeiros *et al.* 2012). En este sentido, este trabajo tiene como objetivo de evaluar como el tipo de acero, el pH del medio y el tipo de protección de la superficie utilizada en la barra de acero son capaces de alterar las características electroquímicas del mecanismo de corrosión. Este tipo de estudio es esencial para que se entienda mejor los factores influyentes en la corrosión y cual es la eficacia de productos de reparación, bien sea como prevención de la vida útil de estructuras de concreto armado.

## 2. RESISTENCIA A LA POLARIZACIÓN LINEAL (LPR)

Son diversos los tipos de medida para control de la corrosión, y la densidad de corriente y el potencial de corrosión son los más utilizados en el diagnóstico de estructuras de concreto armado (Tavares, 2006). En la Tabla 1 y Tabla 2 son presentados los niveles de corrosión en función de valores de densidad de corriente y del potencial de corrosión.

Tabla 1. Relación de la densidad de corriente por nivel de corrosión.

$i_{cor}$ ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	Tasa de corrosión ( $\mu\text{m}/\text{año}$ )	Nivel de corrosión
< 0,1	< 1,16	Estado pasivo
0,1 a 0,5	1,16 a 5,80	Bajo a moderado estado de corrosión
0,5 a 1,0	5,80 a 11,60	Moderado a alto estado de corrosión
> 1,0	>11,60	Alta tasa de corrosión

Fuente: Cunha *et al.* (2003)

Tabla 2. Criterio de evaluación del potencial de corrosión.

Valor del potencial de corrosión	Probabilidad de estar ocurriendo corrosión
< - 350 mV	90 %
- 200 mV a - 350 mV	Incierto
> - 200 mV	10%

Fuente: ASTM C 876 (2009)

De las diversas técnicas utilizadas para estudiar corrosión y para la determinación de la densidad de corriente, el potencial de corrosión y la velocidad de corrosión con polarización lineal (LPR) es la más aplicada (Alves *et al.*, 2012), y su mayor uso se hace debido a la rapidez y comodidad con que se pueden determinar las variables medidas. El objetivo de esta técnica es medir la resistencia que un material, expuesto a determinado medio, ofrece a la oxidación durante la aplicación de un potencial externo.

Para la realización de la técnica es común el uso de un potenciostato para la aplicación de diferentes potenciales (tensiones) en el electrodo de referencia (Flores *et al.*, 2013). Así, cuando el potencial es diferente del potencial de corrosión, el equipo registra la corriente aplicada (Fofano, 1999). De esta forma, se obtiene la variación de la corriente leída en función del potencial aplicado (E vs. I) como se presenta en la Figura 3. Otro parámetro de control obtenido es la resistencia de polarización que puede ser considerada como la relación entre la diferencia de potencial y la corriente aplicada (Liu, 1993).

A partir de estos datos pueden ser realizadas medidas cuantitativas de diversos parámetros electroquímicos de corrosión, con base en las ecuaciones presentadas por la ASTM G 59 (1997) y por Wolynech (2003). La densidad de corriente, por ejemplo, puede ser calculada conforme se presenta en la Ecuación 1 y la Ecuación 2.

$$i_{cor} = \frac{B}{R_p} \quad (1)$$

$$B = \frac{\beta_a |\beta_c|}{2,303(\beta_a + |\beta_c|)} \quad (2)$$

Donde:  $i_{corr}$  es la densidad de corriente de corrosión ( $\text{A}/\text{cm}^2$ ),  $\beta_a$  es la pendiente anódica de Tafel y  $\beta_c$  la pendiente catódica de Tafel (V/década), y  $R_p$  es la resistencia a la polarización ( $\text{ohm}/\text{cm}^2$ ), conforme se ve en la Figura 2.

La velocidad de corrosión – TC (mm/año), a su vez, puede ser determinada a partir de la Ecuación 3, donde Eq es el equivalente electroquímico de la especie corroída (g), y ρ es la densidad del material corroído (g/cm<sup>3</sup>).

$$TC = 3,27 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{i_{cor} \cdot Eq}{\rho} \quad (3)$$

La velocidad de corrosión TC (μm/año) puede ser considerada también equivalente a 11,6 veces I<sub>corr</sub> (μA/cm<sup>2</sup>) para una barra de acero (RILEM, 2000).

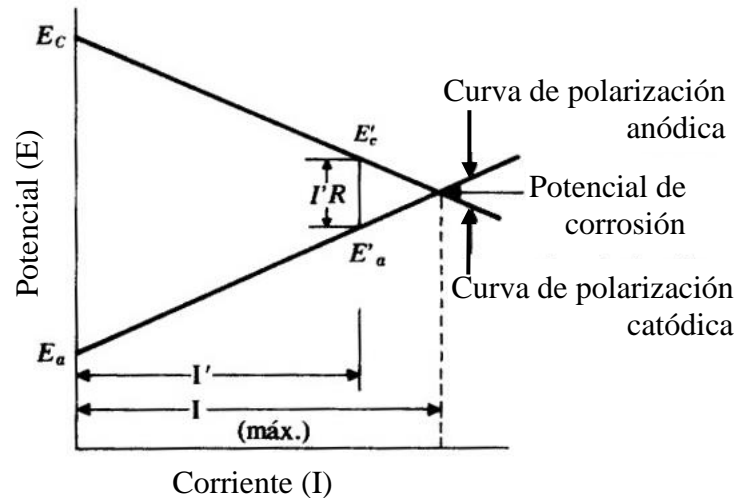


Figura 2. Representación de las curvas de polarización anódica y catódica de un metal. Fuente: Wolyneć (2003).

### 3. MATERIALES Y MÉTODOS

A continuación, serán presentados los materiales utilizados en esta investigación, así como los métodos de ensayo adoptados. Los tipos de acero a ser ensayados fueron escogidos a partir de las indicaciones de la ABNT NBR 7480 (1996) que trata de los aceros destinados a estructuras de concreto armado y de la ABNT NBR 7482 (2008) que trata de los aceros para estructuras de concreto pretensado. Otro criterio para la selección de los tipos de acero fue la proximidad de los diámetros entre las clases, para menor variabilidad en los resultados. Los tipos seleccionados son presentados en la Tabla 3.

Tabla 3. Barras de acero ensayadas.

Acero	Diametro
CA – 50	6,3 mm
CA – 60	5,0 mm
CP – 175 RB E	6,0 mm

Para cada acero de la Tabla 3, fueron utilizadas cuatro muestras de 15 cm de largo, limpias con una solución de ácido clorhídrico de acuerdo con la ASTM G1 (2011).

Los ensayos fueron realizados con las barras inmersas en soluciones de diferentes pH, alterados con la adición de hidróxido de sodio y controlados a través de un pHmetro de banco a 25°C. Las soluciones presentaban los valores de 7, 9 y 11 de alcalinidades iniciales, siendo que no fueron hechas correcciones del pH posterior al inicio del ensayo. Las lecturas fueron realizadas a los 7 y 30 días. Cabe destacar que las barras de acero quedaron en recipientes, herméticamente cerrados, e inmersas en solución agresiva, tampoco hubo arrastre de material ni colocación de sustancias o gases.

Antes de los ensayos, parte de las barras fué sometida a un método de protección de superficie. El sistema de protección utilizado fué un convertidor de herrumbre en dos manos con intervalo de 60 minutos, con posterior aplicación por una pintura acrílica. El producto de protección utilizado presenta densidad de  $1,03\text{g/cm}^3$ , concentración de sólidos de 10 a 15%, pH de 2,6 y composición química de extracto orgánico de *Acacia mearnsi* (3-15%), ácido cítrico (2-10%), copolímero acrílico (5-20%), aditivo *2-Butoxy ethanol* (3-15%).

Fueron realizados ensayos de resistencia a la polarización lineal (LPR) conforme lo descrito por la ASTM G 59 (1997) a través de un potenciostato modelo SP-200 de la BioLogic – Figura 3 – que utilizó un eletrodo de cobre en sulfato de cobre ( $\text{Cu/CuSO}_4$ ) y aplicó tensiones variando de -2V a +2V.

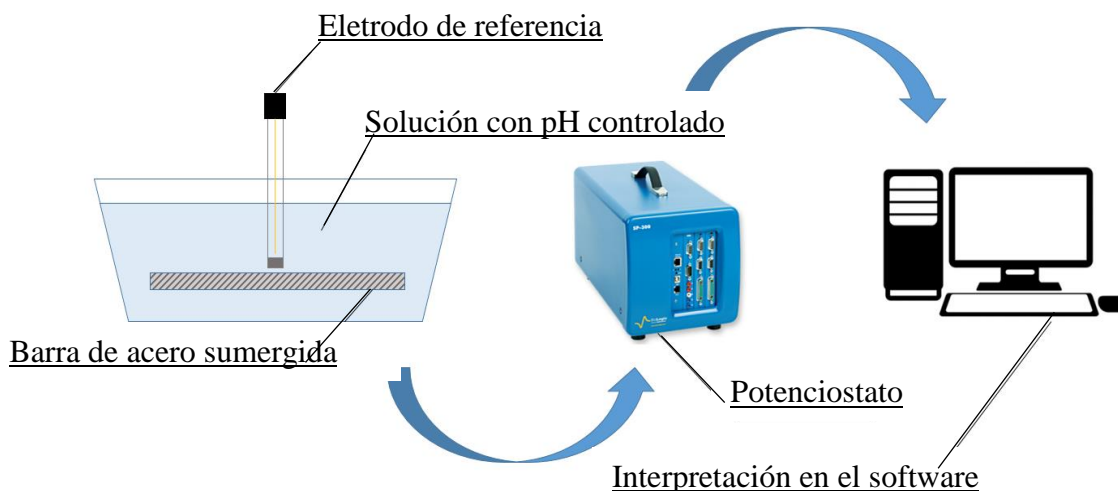


Figura 3. Ensayo realizado con el Potenciostato SP-200.

Para cada condición de ensayo (pH y tipo de protección) fueron realizadas cuatro lecturas, el electrodo fué posicionado lo más próximo de la barra de acero durante las lecturas. Posterior a los ensayos, las curvas de polarización fueron analizadas y, de esta forma, fué posible obtener el potencial de corrosión ( $E_w$ ), la densidad de corriente de corrosión ( $I_{\text{corr}}$ ), la velocidad de corrosión (TC), y la resistencia de polarización ( $R_p$ ) para cada una de las barras de acero con y sin protección en los diferentes pHs.

Para validar los resultados encontrados se aplicó un test estadístico de Tukey para comparar múltiplos de los resultados, evidenciando así las diferencias entre los resultados obtenidos, con un grado de confianza de 95%. El análisis estadístico fué realizado para los resultados de la densidad/tasa de corrosión.

#### 4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

A continuación, están presentados los resultados de las medidas de corrosión de las barras de acero sometidas a diferentes niveles de pH, con y sin protección de la superficie de la barra. La Figura 4 y 5 presentan los resultados de potencial de corrosión para las barras de acero a los 7 y 30 días, respectivamente. Los datos fueron clasificados con base a la probabilidad de corrosión mostrada en la Tabla 2.



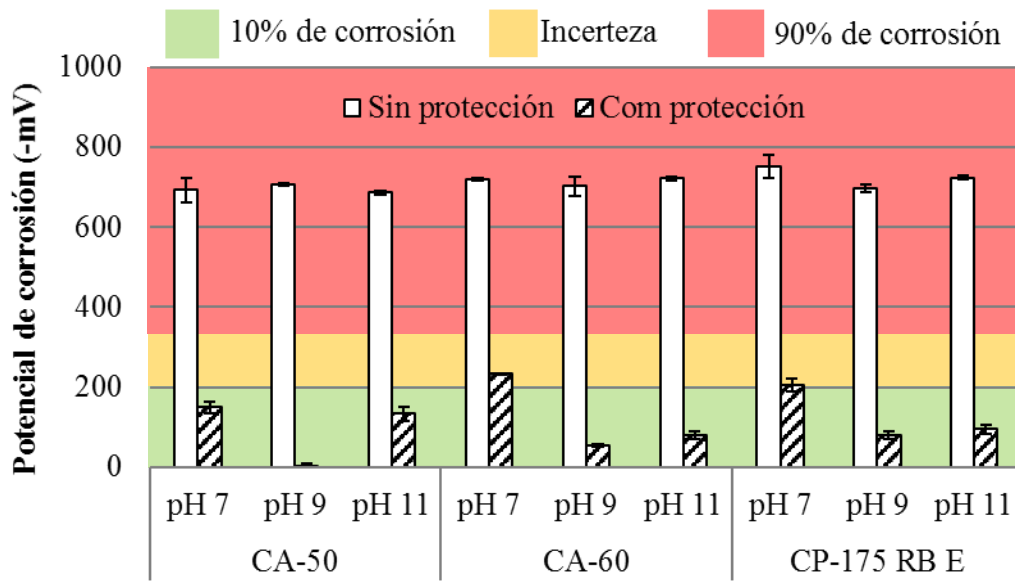


Figura 4. Potencial de corrosión de las barras a los 7 días. (Electrodo de referencia: cobre-sulfato de cobre - Cu/CuSO<sub>4</sub>).

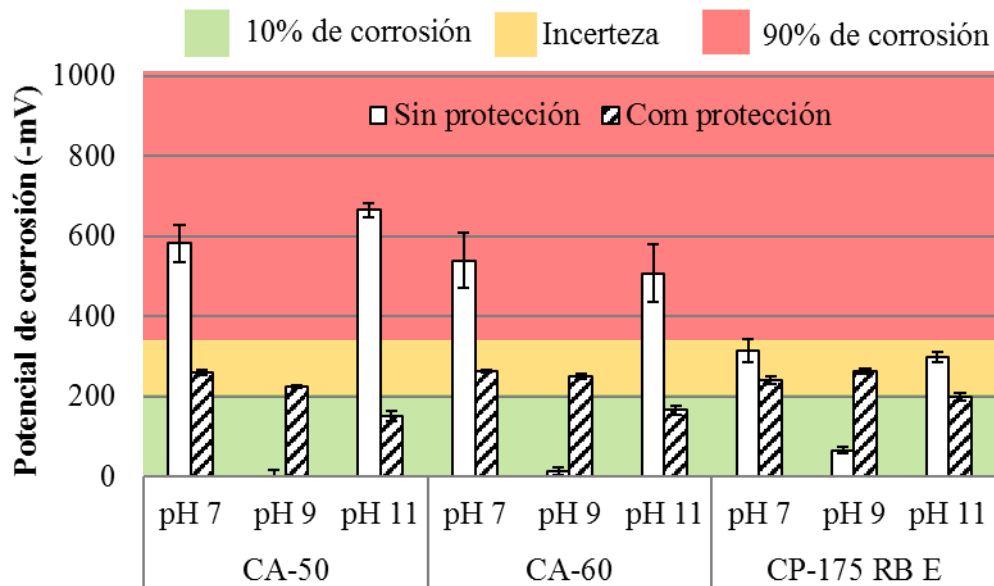


Figura 5. Potencial de corrosión de las barras a los 30 días. (Electrodo de referencia: cobre-sulfato de cobre - Cu/CuSO<sub>4</sub>).

Se observa en la Figura 4 que, a los 7 días, todas las barras de acero sin protección tienen un potencial de corrosión con probabilidad de 90%, con promedio de -711mV. Entre tanto 78% de las barras protegidas se encuentran con baja probabilidad de corrosión (10% de ocurrencia), con lecturas variando entre -3mV y -205mV. Los resultados de la Figura 4 evidencian la acción del convertidor de herrumbre en el potencial de corrosión en las edades iniciales de aplicación.

A los 30 días (Figura 5), las barras sin protección de superficie tuvieron su potencial de corrosión incrementado, presentando resultados entre -6mV y -582mV. Todavía a los 30 días, las barras con protección sufrieron un aumento en el potencial de corrosión, con reducción para 33% de las muestras en la zona de baja probabilidad de corrosión – con promedio de lectura de -224mV. También fueron

evaluados los resultados de la densidad de corriente y la tasa de corrosión en función del nivel de corrosión según lo presentado en las Figuras 6 e 7.

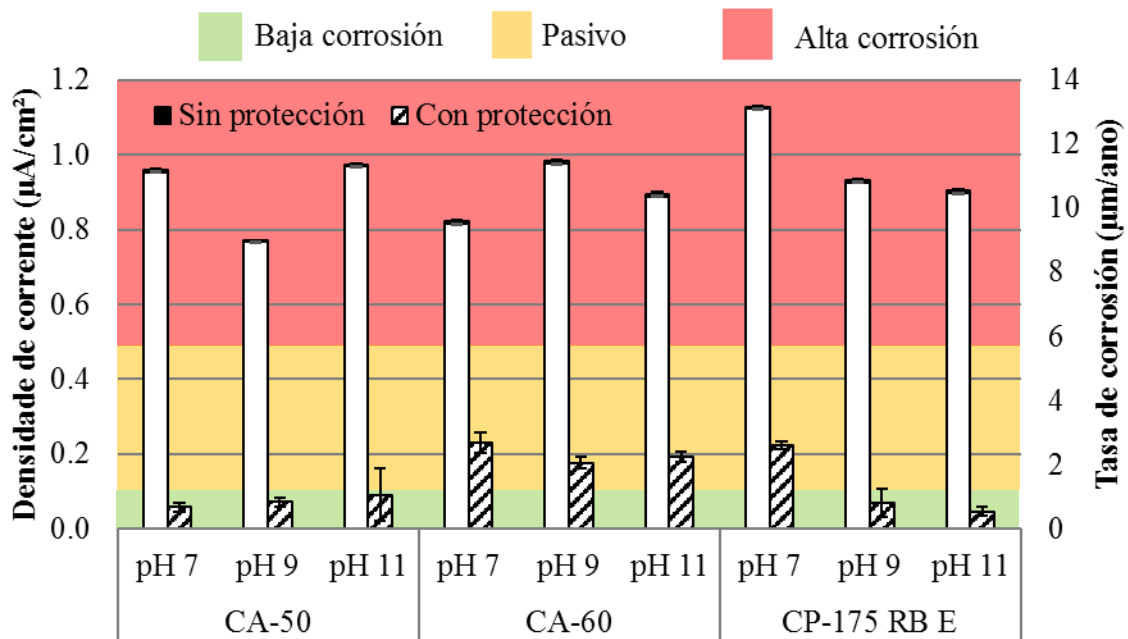


Figura 6. Densidad de corriente y tasa de corrosión de las barras a los 7 días. (electrodo de referencia: cobre/sulfato de cobre -  $\text{Cu}/\text{CuSO}_4$ ).

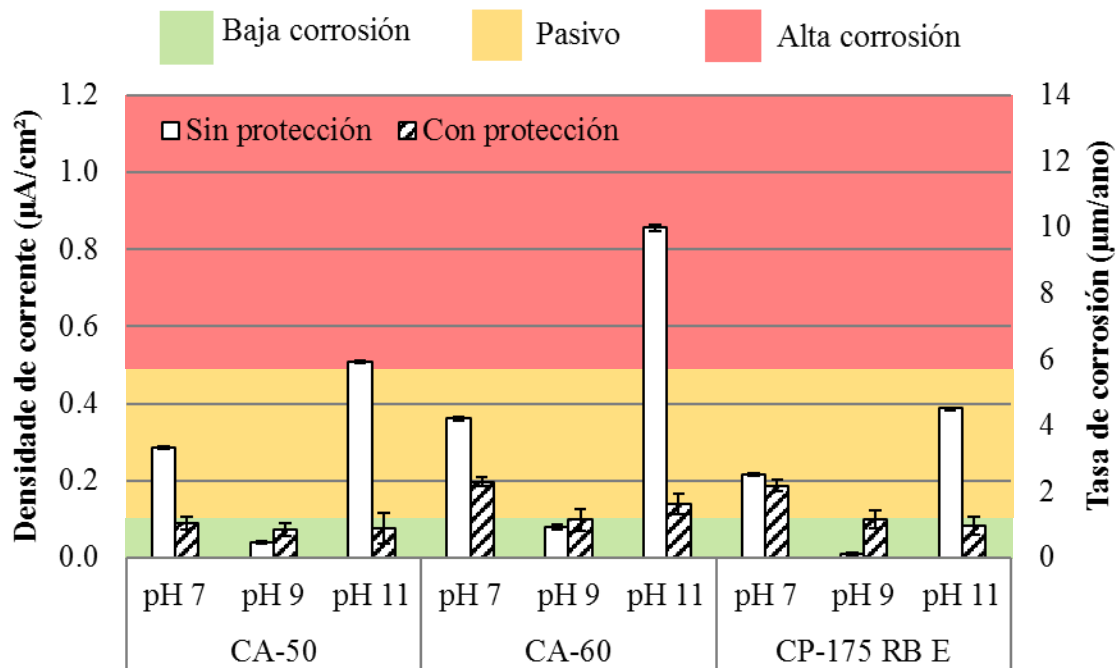


Figura 7. Densidad de corriente y tasa de corrosión de las barras a los 30 días (electrodo de referencia: cobre/sulfato de cobre -  $\text{Cu}/\text{CuSO}_4$ ).

Con los datos presentados en la Figura 6 es posible observar que para los análisis a los 7 días ocurren altos valores de tasa de corrosión en las barras sin protección, es decir, un estado de corrosión generalizado (con todos los resultados clasificados en corrosión moderada para alta, y densidades de corriente superiores a  $0,77 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ). Además de comportamiento variado de los valores entre las barras, es decir, sin una tendencia clara y concluyente sobre la mayor o menor tendencia de corrosión

de cada tipo de acero. Se debe destacar en la Figura 6 que en todos los casos la velocidad de corrosión fué mayor en las barras sin protección, si se compara con las barras de acero que tuvieron la superficie protegida que llegaron a densidades de corriente inferiores a  $0,23 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ , con 78% de los resultados en la zona de pasividad. Notando que el acero CA-60 con protección presentó los mayores valores de velocidad de corrosión cuando se comparó con los otros resultados de aceros protegidos superficialmente.

Para los análisis realizados a los 30 días (Figura 7) se tiene una caída de la velocidad de corrosión en todos los casos. Estando la mayor parte de los casos incluidos en los dos primeros grupos de clasificación del estado de corrosión: pasivo y reducido a moderado estado de corrosión, con excepción de los aceros CA-50 y CA-60 en el ambiente con pH igual a 11.

Se sabe que durante los períodos iniales de exposición la atmosfera, la velocidad de corrosión de los aceros al carbono es usualmente elevada. Eso se debe a la alta porosidad de la herrumbre inicialmente formada, compuesta basicamente por óxidos de hierro. Posteriormente ese período inicial, las propiedades protectoras mejoran, y la velocidad de corrosión disminuye (Panonni *et al.*, 1993). Debido a este comportamiento, son utilizados modelos exponenciales para representar la velocidad de corrosión a lo largo del tiempo (Hakkarainen, 1982; Barton, 1980; Pannoni y Marcondes, 1991). De esta manera, los resultados obtenidos están de acuerdo con los resultados observados por otros autores.

Por tanto, la disminución en la velocidad de corrosión fué posiblemente causada por la corrosión inicial severa en el material, que tuvo como consecuencia la formación de una capa de productos de corrosión en la superficie expuesta de las armaduras, lo que, en otras palabras, puede haber dificultado el contacto entre las muestras de acero y las soluciones. Otra hipótesis no abordada por otros autores es la variación de oxígeno presente en la solución, es decir, con la oxidación del hierro hubo una disminución de la concentración de oxígeno presente; es decir, el propio producto de corrosión tiende a reducir la velocidad de corrosión de las armaduras, por formar una barrera física al acceso del electrolito.

Ademas se observa que la barra de acero CA 60, de manera general, presenta valores más altos que las demás, indicando una mayor susceptibilidad a la corrosión, sin significancia estadística. También se destaca que la capacidad de protección del sistema de tratamiento de superficie del acero no se presenta más eficaz a los 30 días de exposición en las condiciones de corrosión. Para permitir un mejor análisis de la influencia del pH de la solución, fueron elaboradas las Figuras 8 y 9 en función del pH de las soluciones.

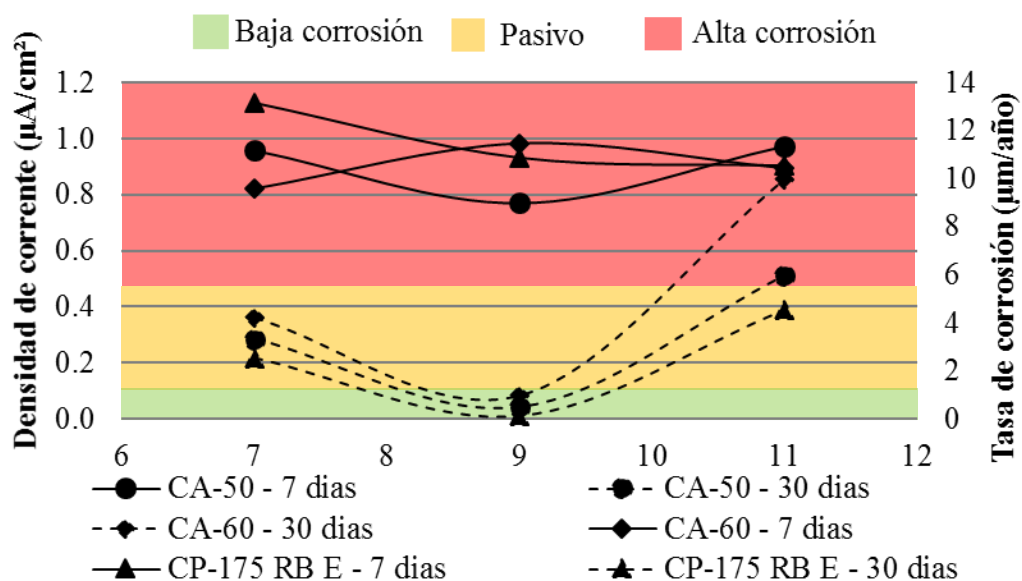


Figura 8. Densidad de corriente y tasa de corrosión de las barras sin protección. (electrodo de referencia: cobre sulfato de cobre -  $\text{Cu}/\text{CuSO}_4$ ). Fuente: propia (2016).

A partir de los resultados presentados en la Figura 8 se puede observar que el pH poco influyó en los resultados de las barras sin protección, expuestas por un período de 7 días, siendo que las muestras obtuvieron un valor de densidad de corriente en el rango de 0,8 a 1,1  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ , siendo clasificadas con un estado de corrosión de moderado a elevado. Mientras que a los 30 días, las barras sin protección presentaron resultados variados de velocidad de corrosión, destacando la reducción de la corrosión para aquellas que se encontraban en la solución de pH=9 – logrando la pasividad.

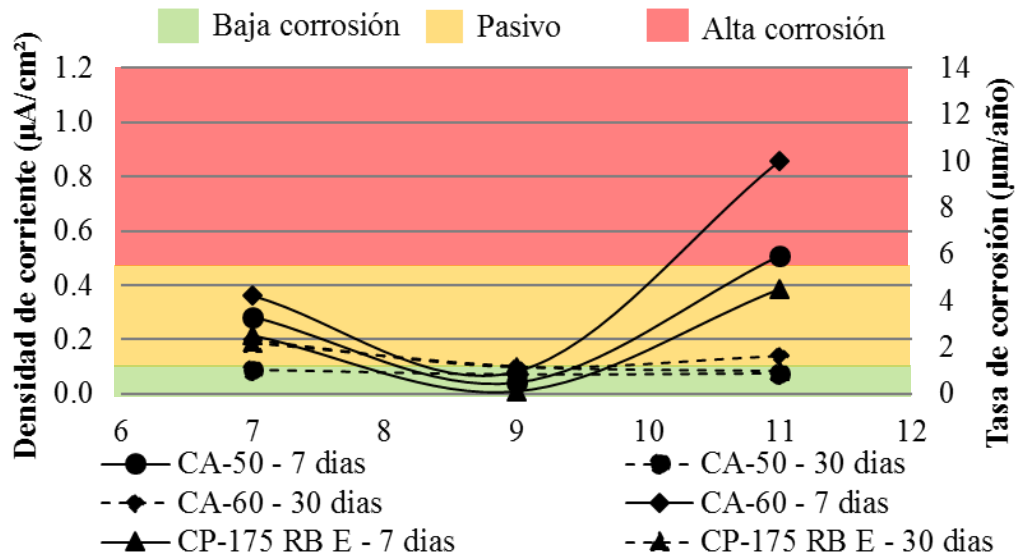


Figura 9. Densidad de corriente y tasa de corrosión de las barras con protección. (electrodo de referencia: cobre-sulfato de cobre -  $\text{Cu}/\text{CuSO}_4$ ).

Al analizar las barras con protección de superficie (Figura 9), se nota que a los 7 días ocurrió una variación en la densidad de corriente, con aumento de las velocidades, también en las barras protegidas, cuando  $\text{pH}=11$  con valores de hasta  $0,85 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ . A los 30 días el pH de las soluciones no se mostró influyente en los resultados de la densidad de corriente, con resultados próximos a la pasividad. Entonces es posible destacar que el  $\text{pH}=9$  inhibió el proceso de corrosión en todas las barras protegidas.

Así como en los resultados de pH, la variación del tipo de acero utilizado, sea CP, CA 50 ó CA 60, poco influyó en la variabilidad de los resultados. Por lo tanto, se observa que en dos escenarios (30 días sin protección y 7 días con protección) el CP-175 fue el acero menos perjudicado por el efecto de la corrosión, seguido por los aceros CA 50 y CA 60. Este comportamiento puede ser explicado por el hecho de existir de 0,15 a 0,40 % de carbono en los aceros CA 50 y CA 60, mientras que en CP-175 tiene valores de 0,70 a 1,20 % carbono (ARCELORMITTAL, 2016). Así, por presentar un menor porcentaje de hierro en su composición química, el acero para pre tensado tiende a presentar una menor tasa de formación de óxido de hierro.

La Figura 10 muestra una correlación entre los resultados de potencial de corrosión y de la densidad de corriente y verifica que existe una correlación entre los dos monitoreos de la corrosión, con  $R^2$  igual a 0,83.

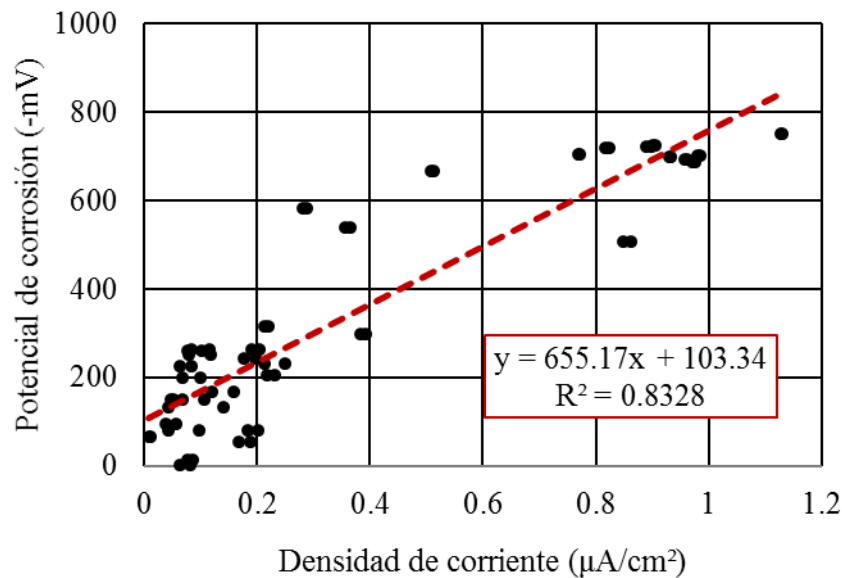


Figura 10. Correlación entre medidas realizadas. (electrodo de referencia: cobre/sulfato de cobre - Cu/CuSO<sub>4</sub>).

Este resultado es esperado una vez que el aumento del potencial de corrosión induce un aumento de la inclinación Tafel y, en consecuencia, de la densidad de corriente. La existencia de buena correlación comprueba la eficacia de las técnicas aplicadas.

A fin de comprobar la diferencia entre los resultados obtenidos, fue realizado el análisis estadístico por el test de Tukey conforme lo presentado en la Figura 11. En el test, los intervalos de confianza representan la interacción entre dos muestras, en caso haya la intersección entre el intervalo del límite inferior y superior de las muestras con el eje vertical cero, se puede afirmar que las diferencias entre ellas no son significativas.

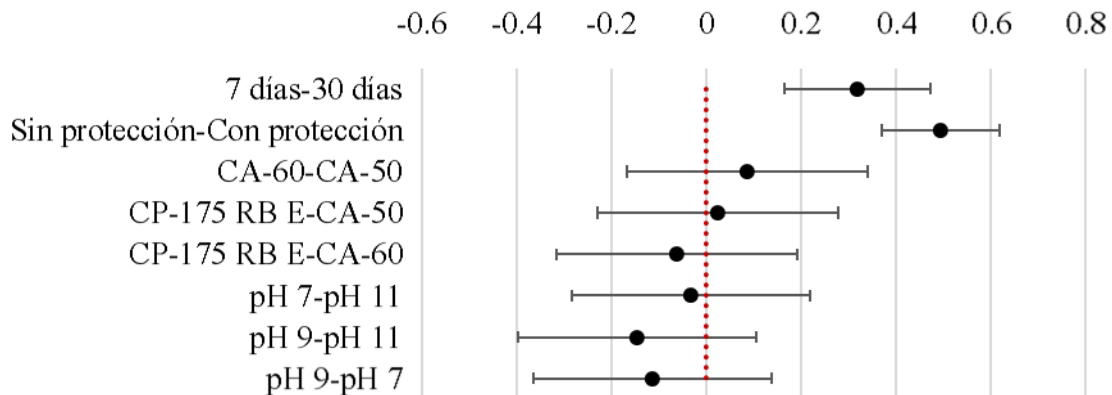


Figura 11. Test Tukey para comparación múltiple de promedios.

Conforme los resultados presentados en la Figura 11, ocurren diferencias con significancia superior a 95% entre los resultados obtenidos a los 7 y 30 días, tanto entre las barras con y sin protección de la superficie. De esta forma, la protección fue capaz de mejorar las propiedades electroquímicas del acero en diferentes pHs, reduciendo la velocidad de corrosión y la densidad de corriente.

De acuerdo con la Figura 11, se observa que el tipo de acero utilizado y el pH de las soluciones no influyeron estadísticamente en los resultados obtenidos. Este comportamiento se justifica por el desvío observado en los valores de la densidad de corriente, con comportamientos divergentes en cada una de las condiciones analizadas.

Aún cuando no hubo significância estadística, al analizar los desvíos del test Tukey causados por el tipo de acero, se noto que los aceros que tenían la menor diferencia en los resultados fueron los aceros CP-175 y CA-50. En cuanto al pH de las soluciones, se nota que el pH=9 fué el que generó una mayor diferencia en los resultados (cuando fué observado el desvio de los análisis pH 9 – pH 11 y pH 9 – pH 7).

Este tipo de análisis es fundamental para comprobar que los estudios de durabilidad necesitan cada vez más evaluar otras variables que puedan influir en los ensayos realizados y las interacciones con el medio ambiente en que los materiales se encuentran con el acero y el concreto.

## 5. CONCLUSIÓN

De manera general, fue confirmada la influencia de variables en el proceso de corrosión en barras de acero: tiempo y sistema de protección de superficie. En este trabajo fue posible observar altos valores de tasa de corrosión en edades iniciales, con reducción a los 30 días por la alteración del medio causado por el material resultante del proceso de corrosión (posible deposición superficial en la barra y alteración de la concentración de oxígeno en la solución). Se observó que las barras sometidas a protección de superficie mostraron capacidad de mantener la tasa de corrosión en valores bajos aún cuando tenían edades avanzadas.

En cuanto al análisis de los tipos de acero se concluyó que, ocurrió una pequeña diferencia entre los valores, sin influir de forma estadísticamente significativa en los resultados de la densidad de corriente y la velocidad de corrosión. El pH de las soluciones, por su vez, También no se mostró estadísticamente influyente en los resultados obtenidos.

Vale destacar que el método de polarización lineal para medidas de la velocidad de corrosión se mostró eficiente y preciso en sus determinaciones, con buena correlación entre las medidas realizadas del potencial de corrosión y de la densidad de corriente. Además de eso, se puede afirmar la importancia de realizar más estudios enfocados en entender las variables que influyen en los procesos de corrosión, permitiendo, así, una mejor previsión de la vida útil de las estructuras de concreto armado.

## 6. REFERENCIAS

- Alves H. G., Neri K. D., Ferreira P. R. R. (2012), “*Aplicação da técnica de polarização linear para detectar corrosão em concreto armado atacados por sulfatos e cloretos*”. Artigo Técnico. Congresso Brasileiro de Química.
- American Society for Testing and Materials. ASTM C 876. *Standard Test Method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete*. Philadelphia. 1991.
- American Society for Testing and Materials. ASTM G 59. *Standard practice for conducting potentiodynamic polarization resistance measurements*. Philadelphia. 1997.
- American Society for Testing and Materials. ASTM G1. *Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens*. Philadelphia. 2011.
- Andrade, J. J. de O. (2001), “*Contribuição à previsão da vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: iniciação por cloretos*”. Tese de Doutorado. Programa De Pós-Graduação Em Engenharia Civil – PPGEC. Universidade Federal Do Rio Grande Do Sul – UFRGS.
- Araujo, A., Panossian, Z. E., Lourenco, Z. (2013), “*Proteção catódica de estruturas de concreto*”. Rev. Ibracon Estrut. Mater. [online]. vol.6, n.2, pp. 178-193. ISSN 1983-4195.
- ARCELOR MITTAL. *Manual do Processo de Fabricação de CA50S, CA25 e CA60 Nervurado*. 2016. Disponível em: < <http://longos.arcelormittal.com/pdf/produtos/construcao-civil/outros/manual-fabricacao-ca-50-ca-60.pdf>> Acesso em 21.08.2016.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 7480 - Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado*. Rio de Janeiro, 1996.

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 7482 - Fios de aço para concreto protendido*. Rio de Janeiro, 2008.
- Barton, K. *et al.*, *Zasch. Met.*, 16, p. 387 (1980)
- Cunha, M., Helene, P., Lourenço, M. (2013), “*Corrosão em estruturas de concreto armado: teoria, controle e métodos de análise*”. Elsevier Brasil,
- Figueiredo, E. P., Meira, G. (2012), “*Corrosión de armadura de estructuras de hormigón*”. Boletín Técnico 6. Asociación Latino americana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción.
- Flores, C., Rodríguez, S., Cárdenas, A.; Guarneros, O. (2013), “*Evaluación mecánica de concreto y de corrosión en mortero con partículas de neumático reciclado*”. Revista ALCONPAT, 3(3), 192-203.
- Fofano, S. (1999), “*Avaliação de técnicas eletroquímicas na monitoração de corrosão por sulfetos em 1999*”.
- Gu, P., Beaudoin, J. J. (1998), “*Obtaining effective half-cell potential measurements in reinforced concrete structures*”. Construction Technology Update No. 18. Institute for Research in Cosntruction.
- Hakkarainen, T., Ylasaari, S. in Ailor, E. H. (1982), “*Atmospheric corrosion*”, ed., Wiley, New York.
- Liu, Y. (1996), “*Modeling the time-to-corrosion cracking of the cover concrete in chloride contaminated reinforced concrete structures*”. Tese de doutorado: Virginia Polytechnic Institute and State University, 128p.
- Medeiros, M. H. F., Giordano, D. E., Pereira, E., Vignolo, A., Galeano, R., & Helene, P. (2012), “*Inspeção no palacio de la Luz–Montevideo: uma visão de durabilidade*”. Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, 2(2), 93-108.
- Pannoni, F. D. *et al.* (1993), “*Investigação da corrosão de um aço-carbono e de um aço patinável submetidos a diferentes condições ambientais*”. Anais do 48º Congresso Anual da Associação Brasileira de Metalurgia e Materiais (ABM), p. 135.
- Pannoni, F. D., Marcondes, L. (1991), “*Efeito da composição química da liga sobre o comportamento frente à corrosão atmosférica de aços determinado pela análise estatística de dados publicados*”. Anais do 16º Congresso Brasileiro de Corrosão da Associação Brasileira de Corrosão (ABRACO), p. 67.
- RILEM Recommendations of TC 154-EMC (2000), *Electrochemical techniques for measuring metallic corrosion, test methods for on site measurement of resistivity of concrete, materials and structures*.
- Silva, M. V. F., Pereira, M. C., Codaro, E. N. (2015), “*Corrosão do aço-carbono: uma abordagem do cotidiano no ensino de química*”. Química Nova, v. 38, n. 2, p. 293–296, 2015. Acesso em: 6/5/2015.
- Tavares, L. M. (2006), “*Estudo do processo de corrosão por íons cloreto no concreto armado utilizando armaduras comuns e galvanizadas*”. Dissertação de mestrado. Pontifícia Universidade Católica Do Rio Grande Do Sul.
- Vieira, D. V., Pelisser, F., Paula, M. M. Da S., Mohamad, G., Nóbrega, A. C. V. Da. (2015), “*Estudo de inibidores de corrosão em concreto armado*”. Matéria (Rio de Janeiro), v. 15, n. 3, p. 430–444, 2010. Acesso em: 6/5/2015.
- Wolyneec, S. (2003), “*Técnicas eletroquímicas em corrosão*”, São Paulo, Edusp.



## Efecto de la ceniza volante en las propiedades mecánicas de concretos hechos con agregado calizo triturado de alta absorción

J. A. Canul<sup>1</sup>, E. I. Moreno<sup>2</sup>, J. M. Mendoza-Rangel<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Universidad Autónoma de Nuevo León (UANL), Facultad de Ingeniería Civil, México, Ciudad Universitaria, San Nicolás de los Garza, Nuevo León, C.P. 66450, +52 (81) 83 29 40 00 ext. 7239, <http://fic.uanl.mx>.

<sup>2</sup> Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán (UADY), México, Av. Industrias no Contaminantes por Periférico Norte Apdo. Postal 150 Cordemex, 930-05-50, <http://www.ingenieria.uady.mx>.

### Información del artículo

#### DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3.150>

Artículo recibido el 30 de abril de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 23 de agosto de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2017.

© 2016 ALCONPAT Internacional

### Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 3, Septiembre – Diciembre 2016, 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](mailto:alconpat_int@gmail.com), Página Web: [www.alconpat.org](http://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, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2016.

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.

## RESUMEN

El concreto elaborado con agregado calizo triturado de alta absorción de Yucatán, México, es considerado de baja calidad. El objetivo de la investigación es mejorar las propiedades mecánicas del concreto elaborado con este tipo de agregado incorporando ceniza volante (CV). Las propiedades medidas fueron: Resistencia a la compresión (RC) y módulo de elasticidad. Se utilizaron relaciones agua/cemento de 0.5 y 0.7, la CV se incorporó como sustitución parcial del cemento en un 20% y 40%, y como aditivo mineral en un 10% y 20%. Los resultados indican que la CV puede ser utilizada en concretos con ACTAA como agregado inerte fino ya que logra mantener una RC similar a la referencia. Se presentan ecuaciones para la predicción de propiedades mecánicas.

**Palabras clave:** ceniza volante; agregado calizo; absorción; resistencia a la compresión; módulo de elasticidad.

## ABSTRACT

Concrete made with high-absorbent crushed limestone aggregates from Yucatán, México are well known as a low quality concrete. The aim of this investigation is to enhance the mechanical properties of concrete with high absorbent crushed limestone aggregates and fly ash. The measured properties were: compressive strength and elastic modulus. The water/cement ratios were 0.5 and 0.7, fly ash was incorporated as partial substitution of cement with 20% and 40% and as a mineral additive in 10% and 20%. Results show that fly ash can be used in this kind of concretes as mineral additive due to compressive strength was similar to those reference samples. Finally, an equation for predicting mechanical properties is reported.

**Keywords:** fly ash; limestone aggregates; absorption; compressive strength; elastic modulus.

## RESUMO

O concreto produzido com agregado calcário de alta absorção de Yucatan, no México, é considerado de baixa qualidade. O objetivo deste estudo é o de melhorar as propriedades mecânicas do concreto fabricado com este tipo de agregado incorporando cinza volante (CV). As propriedades medidas foram: resistência à compressão (RC) e módulo de elasticidade. Foram utilizadas relações água/cimento de 0,5 e 0,7, a CV foi incorporada como substituição parcial de cimento em 20% e 40%, e como um aditivo mineral a 10% e 20%. Os resultados indicam que a CV pode ser usada nesses concretos como um agregado miúdo inerte, pois apresenta uma resistência à compressão similar a amostra de referência. São apresentadas equações para a previsão das propriedades mecânicas.

**Palavras chave:** cinzas volantes; agregados de calcário; absorção; resistência à compressão; módulo de elasticidade.

Autor de contacto: J. M. Mendoza-Rangel ([jose.mendozarn@uanl.edu.mx](mailto:jose.mendozarn@uanl.edu.mx))



## 1. INTRODUCCIÓN

Los agregados que se utilizan en el concreto pueden ocupar hasta  $\frac{3}{4}$  partes del volumen total del concreto y pueden influir en mayor o menor grado en la trabajabilidad, propiedades mecánicas, la durabilidad y porosidad del mismo. También disminuyen los costos y proporcionan estabilidad. Por lo que la caracterización de los agregados es indispensable para diseñar y predecir el comportamiento del concreto.

Los concretos elaborados en la Península de Yucatán utilizan agregado de roca caliza triturada cuyas principales características son alta porosidad, alta absorción, densidades bajas, alta fragilidad y alta densidad de finos, que, en comparación con agregados de poca absorción, estas características son propias de un agregado deficiente (Moreno y Arjona, 2011). Por lo que, en este tipo de concretos, la fase agregado afecta las propiedades mecánicas del concreto tales como la Resistencia a la Compresión (RC) y el Módulo de Elasticidad (ME), generando la necesidad de utilizar mayores cantidades de cemento para alcanzar los requerimientos mecánicos objetivos.

Por su parte, Solís y Moreno (2012) investigaron la RC máxima para el diseño de concreto con Agregado Calizo Triturado de Alta Absorción (ACTAA) con relaciones a/c entre 0.20 y 0.45 con cantidades de cemento desde 460 a 1300 kg/m<sup>3</sup>, sin considerar adiciones puzolánicas. La RC máxima fue aproximadamente de 500 kg/cm<sup>2</sup> a 28 días, y una RC promedio de aproximadamente 600 kg/cm<sup>2</sup> a edades posteriores. No se observó que la RC del concreto aumentara significativamente debido a un incremento mayor a 850 kg/m<sup>3</sup> de cemento, debido a que los agregados ya habían llegado a su máxima capacidad.

Siendo el cemento el material del concreto más costoso tanto económicamente como ambientalmente, utilizar materiales cementicios suplementarios podría ser considerado una necesidad. Las puzolanas son materiales silíceos o sílico-aluminosos que por sí mismos poseen un poco o ningún valor cementicio pero que lo tendrán divididos finamente o en presencia de humedad, reaccionando químicamente con el hidróxido de calcio (CH) a temperaturas normales para formar compuestos que poseen propiedades cementantes (ASTM C-125). Por lo que las puzolanas pueden ser utilizadas para sustituir parcialmente el cemento portland o como adiciones minerales al concreto, obteniendo propiedades mecánicas similares o mayores que en concretos base cemento portland.

En Yucatán, la aplicación de puzolanas no es común debido a que en su relieve no se encuentran regiones volcánicas y la industria no genera residuos con características puzolánicas. Sin embargo, Aportela y Pardo L. (2002) estudiaron la factibilidad técnica de utilizar ceniza del volcán Popocatepetl como material cementante en el concreto con ACTAA, los autores observaron que la RC disminuyó conforme se le incorporaba ceniza de volcán por sustitución de cemento portland y agregado fino.

En la región de Nava, México, existe una carboeléctrica que produce grandes cantidades de ceniza volante (CV) debido a la quema del carbón pulverizado. Por su origen, esta CV es clasificada como artificial, y por su composición química de óxidos se considera de Clase F, según la ASTM C 618. Se han reportado concretos de alta resistencia mecánica a la compresión con altos contenidos de CV de la región de Nava y con contenidos bajos de cemento Portland (100 – 150 kg/m<sup>3</sup>), siendo imprescindible el uso de aditivo superfluidificante para ambas dosificaciones para alcanzar la trabajabilidad esperada (Valdez P. et al 2007). En el trabajo de Valdez P. et al. no se investigó acerca de la actividad puzolánica de la C.V; sin embargo, al verse incrementada la RC de un concreto, comúnmente el ME tiende a incrementar también y la C.V. de Nava se posicionó para ser un material potencialmente útil en la industria del concreto.

Siddique R. (2003) investigó las propiedades mecánicas del concreto (RC y ME) con adiciones minerales de CV en un 10%, 20%, 30%, 40% y 50%; en los resultados se obtienen valores mayores a la referencia en todas las adiciones, además el autor concluye que la CV clase F puede ser utilizada para uso estructural.

Las porosidades registradas en el concreto con ACTAA en Yucatán oscilan entre el 18% y 25% para diferentes relaciones a/c, siendo éste un valor muy elevado a comparación de concretos elaborados con otro tipo de agregados. La disminución de la porosidad en la pasta cementante con el uso de CV de la región de Nava se propone como una solución para que el concreto con ACTAA incremente sus propiedades mecánicas.

El objetivo de estudio fue determinar la factibilidad del uso de la CV para disminuir la porosidad e incrementar la RC y ME del concreto con ACTAA. Estudiando también, la posibilidad de un ahorro en la cantidad de cementante con las mezclas de sustitución parcial de cemento por CV. Sin embargo, viéndolo desde el punto social, darle un uso y espacio a un desecho industrial como la CV también tiene un impacto importante para la región aledaña donde se produce.

## 2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

Los materiales utilizados para la fabricación de los especímenes de las mezclas de concreto fueron caracterizados con base en la normativa de la Sociedad Americana para ensayos y materiales (ASTM). Se utilizó cemento portland compuesto CPC 30R en la fabricación de los especímenes debido a que es uno de los cementos más utilizados en la península de Yucatán y en este proyecto se trata de ver la aplicabilidad de la CV en condiciones normales de trabajo en obra. Este cemento cumple con los requerimientos de la norma NMX C-414 ONNCCE.

Se obtuvo la morfología de la CV mediante un análisis de imagen con un microscopio electrónico de barrido (SEM), la composición química de óxidos por medio de fluorescencia de rayos x (FRX), la distribución de tamaño de partícula (DTP) por medio de difracción laser. Adicionalmente se obtuvieron el índice de actividad resistente (IAR) y la densidad.

El método de proporcionamiento del concreto para el diseño de mezclas usado fue el del Instituto Americano del Concreto (ACI 211.1), con dos modificaciones:

1. La absorción del agregado grueso y fino se tomó como el 70% de la absorción calculada de acuerdo a las normas ASTM C127 Y C128 correspondientemente, debido a que las muestras de agregados no son saturadas durante 24 h sino durante 15 y 60 minutos después de haber sido secada en un horno a 110 °C durante 24 horas (Hernández, 2013).
2. La inclusión de la CV como material cementante (Mezclas SCV-20 y SCV-40, tabla 1) y como aditivo mineral (Mezclas ACV-10 y ACV-20), incluyéndola en el volumen de la mezcla usando su densidad. En el caso de las mezclas adicionadas de CV, se reemplazó porcentaje de agregado fino por CV en el diseño.

Se diseñaron 10 mezclas de concreto, con relación agua/material cementante (a/mc) de 0.5 y de 0.7. En la Tabla 1 se presenta la nomenclatura de cada mezcla de concreto para fines prácticos de lectura. Cada mezcla fue de 55 litros. La cantidad de especímenes de concreto se presenta en la Tabla 2. Los especímenes fueron elaborados conforme a la norma ASTM C 31 y tuvieron un curado sumergido en agua con hidróxido de calcio.

Tabla 1. Nomenclatura de las mezclas de concreto.

Nomenclatura	Número de mezclas	Características
MR	2	Referencia
SCV-20	2	20% de sustitución de cemento por CV
SCV-40	2	40% de sustitución de cemento por CV
ACV-10	2	10% de adición mineral de CV
ACV-20	2	20% de adición mineral de CV

Tabla 2. Especímenes de las mezclas de concreto.

Resistencia a la compresión a los 28 días	Resistencia a la compresión a los 91 días.	Módulo de elasticidad	Porosidad, densidad y absorción
4 especímenes de 10 cm x 20 cm	4 especímenes de 10 cm x 20 cm	4 especímenes de 15 cm x 30 cm	4 especímenes de 7.5 cm x 10 cm

Se determinó la RC, ME y porosidad de acuerdo a las normas ASTM correspondientes.

### 3. RESULTADOS

En la Tabla 3 se presenta la caracterización física de los agregados grueso y fino: Peso volumétrico, densidad, absorción, resistencia a la abrasión y módulo de finura. Los valores presentados son el promedio de 3 muestras. En las figuras 1 y 2 se presentan las granulometrías del agregado grueso y el agregado fino. Se puede observar que solo el agregado fino llega a los estándares especificados por las normas ASTM C33.

Tabla 3. Caracterización de los agregados

Tipo de agregado	Gravedad específica (SSS)	Peso volumétrico suelto seco (kg/m <sup>3</sup> )	Peso volumétrico varillado seco (kg/m <sup>3</sup> )	Absorción (%)	Resistencia a la abrasión (%)	Módulo de finura
Grueso	2.32	1113.41	1234.40	8.1	32	-----
Fino	2.42	1280.36	-----	6.8	-----	2.72

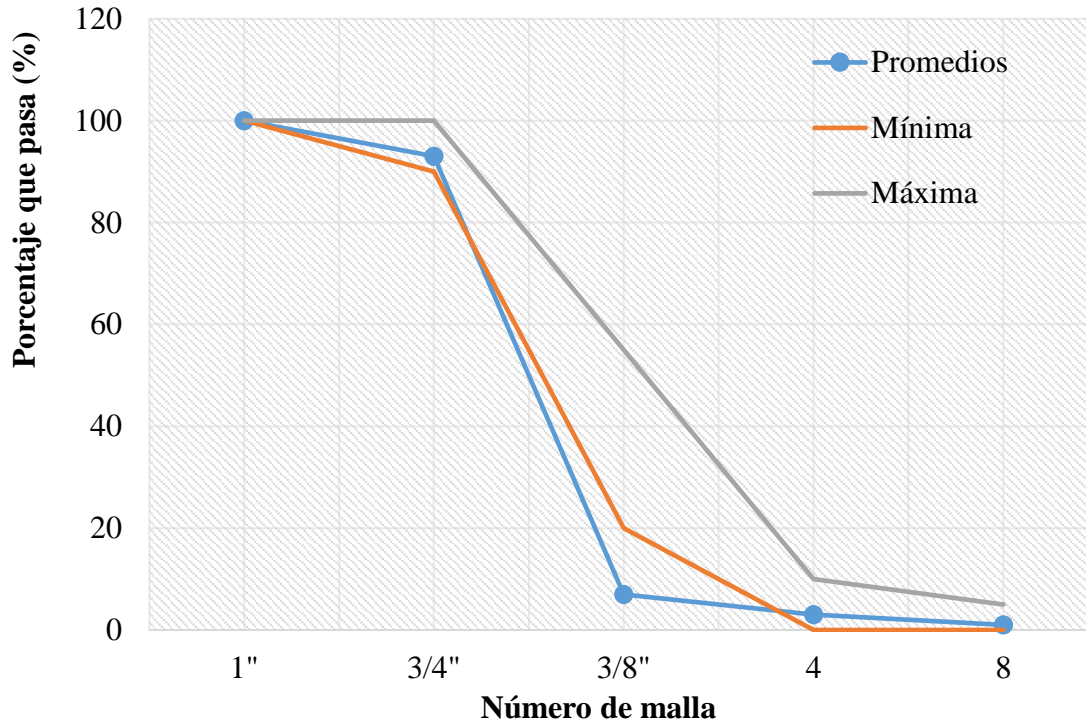


Figura 1. Granulometría agregado grueso.

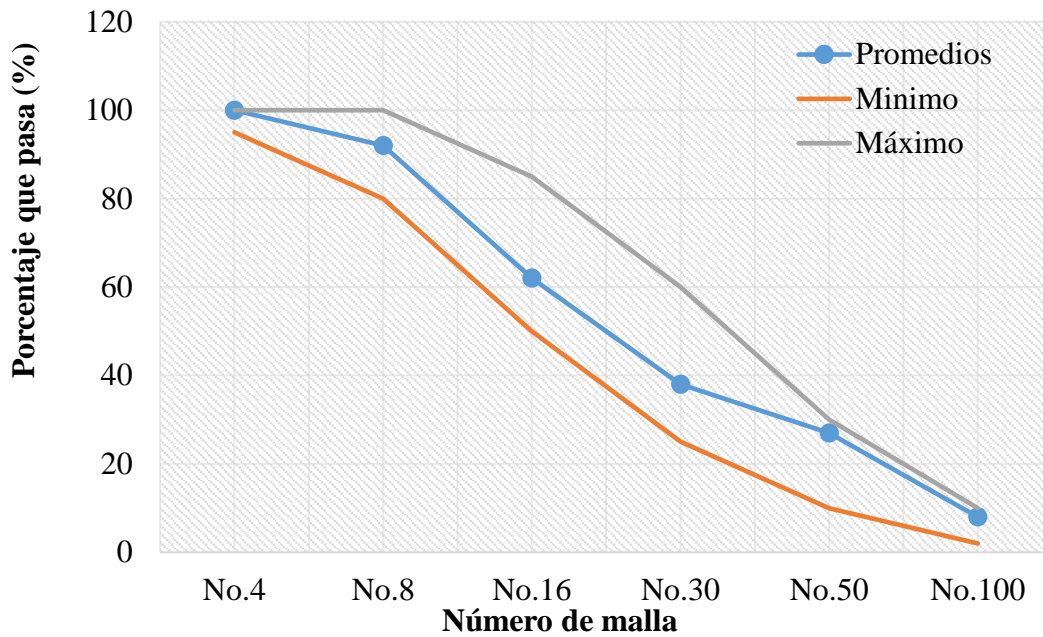


Figura 2. Granulometría agregado fino.

Para que la CV propuesta pudiera ser utilizada de acuerdo a la norma ASTM C 618, debería cumplir con una cantidad de óxidos, una fineza y un IAR. La sumatoria de la cantidad de óxidos de aluminio, silicio y hierro deberá tener como mínimo un 70%. La densidad de la CV obtenida de acuerdo a las especificaciones de la ASTM C 311 y ASTM C 188 fue de 2.0 g/cm<sup>3</sup>. En la tabla 4 se puede observar la caracterización de la CV utilizada.

Tabla 4. Contenido de óxidos de la CV

Compuesto	Na <sub>2</sub> O	MgO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SiO <sub>2</sub>	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	CaO	TiO <sub>2</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>
Cantidad (%)	3.315	1.667	33.105	56.511	0.344	0.518	0.698	0.357	1.486

Se determinó la distribución granulométrica de la ceniza volante por medio de la técnica de DTP por medio de láser con el equipo MICROTRAC (Figura 3). La norma ASTM C 618 nos dice que la muestra de CV no deberá retener más del 35% por la malla no. 325, la cual tiene un tamaño de 45 micrómetros.

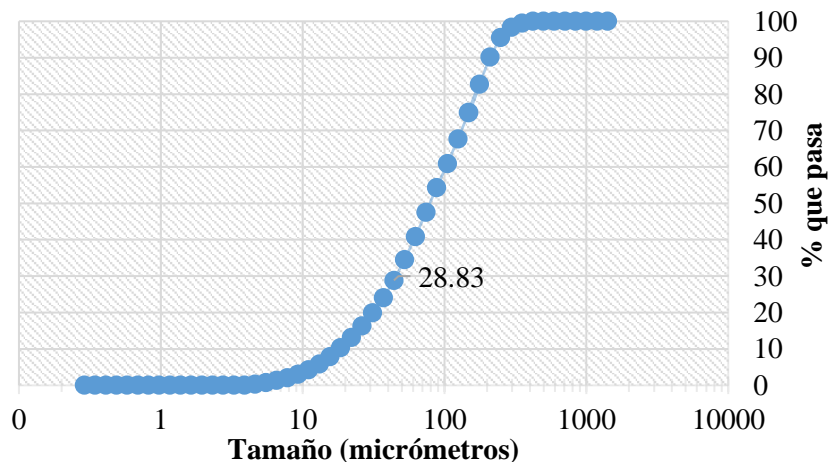


Figura 3. Distribución granulométrica.

Por último, la norma ASTM C 618 nos indica que la CV clase F deberá tener un IAR mínimo a los 7 o 28 días de 75% para que pueda ser considerado su uso en el concreto. En la Tabla 5 se presentan los resultados.

Tabla 5. Resultados IAR.

Nomenclatura	Edad	RC promedio (Kg/cm <sup>2</sup> )	IAR (%)
MR-7	7 días	327.3	75%
MCV-7	7 días	244.6	
MR-28	28 días	401.5	82%
MCV-28	28 días	328.9	

Las imágenes de SEM fueron tomadas a 1000 y 10000 aumentos (Figura 4).

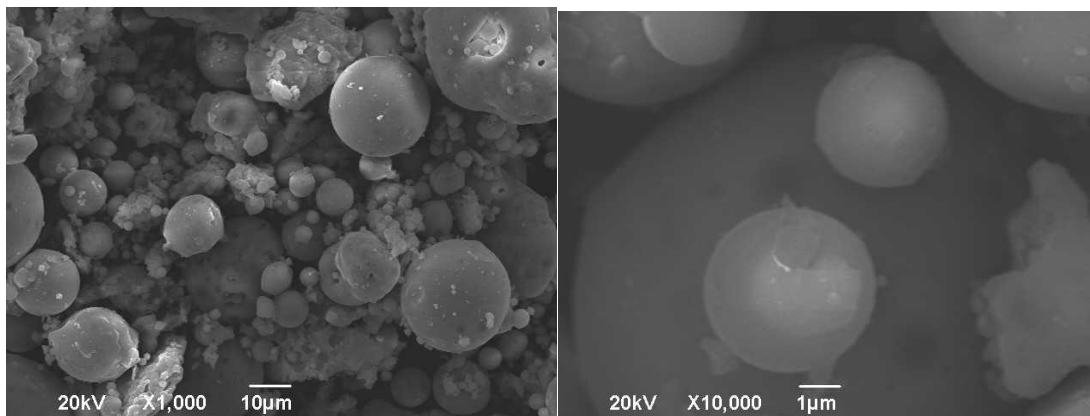


Figura 4. Imágenes de la ceniza volante tomadas con el microscopio electrónico de barrido.

En cuanto a las mezclas de concreto diseñadas se utilizaron las siguientes proporciones sin el ajuste de humedad de los agregados (Tabla 6). Los resultados de las pruebas de RC a los 28 y 91 días, ME a 28 días y la porosidad a 91 días se pueden ver en las tablas 7, 8 y 9 consecutivamente.

Tabla 6. Proporciones de las mezclas de concreto

	SCV-40	SCV-20	MR	ACV-10	ACV-20	SCV-40	SCV-20	MR	ACV-10	ACV-20
Relación (a/mc)	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
Agua (Kg/m <sup>3</sup> )	200.9	202.9	205	204	202.9	202.1	203.5	205	204.3	203.5
Cemento (kg/m <sup>3</sup> )	241.1	324.7	410	407.9	405.9	173.2	232.6	292.9	291.8	290.8
CV (kg/m <sup>3</sup> )	160.7	81.2	0	40.8	81.2	115.5	58.2	0	29.2	58.2
Agregado grueso (kg/m <sup>3</sup> )	823.7	832	840.4	836.1	832	828.4	834.3	840.4	837.4	834.3
Agregado fino (kg/m <sup>3</sup> )	646.4	665	683.9	643.1	602.6	745.7	759.7	773.9	744.4	715
Revenimiento (mm)	30	50	30	50	40	60	100	30	160	140
Aire (%)	4.2	3.8	3.9	4	3.9	4.3	4.1	4.2	4	4.1
Peso volumétrico (kg/m <sup>3</sup> )	2086	2124	2180	2145	2125	2071	2100	2143	2120	2114

Tabla 7. Resultados de prueba de RC.

Mezcla	a/mc	Esfuerzo promedio (kg/cm <sup>2</sup> )	Desviación estándar (kg/cm <sup>2</sup> )	Coeficiente de variación (%)	28 días		91 días	
					Esfuerzo promedio (kg/cm <sup>2</sup> )	Desviación estándar (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo promedio (kg/cm <sup>2</sup> )	Desviación estándar (kg/cm <sup>2</sup> )
SCV-40	0.5	232.9	8.1	3	272.9	17.1	6	
SCV-20	0.5	300.0	17.0	6	328.4	31.3	10	
MR	0.5	329.5	12.7	4	360.6	17.1	5	
ACV-10	0.5	335.3	9.9	3	358.9	17.0	5	
ACV-20	0.5	328.2	5.4	2	356.7	13.9	4	
SCV-40	0.7	145.9	7	5	182.6	15.1	8	
SCV-20	0.7	206.3	12.8	6	241.5	15.2	6	
MR	0.7	275.1	7.2	3	295.6	10.6	4	
ACV-10	0.7	241.1	5.5	2	285.0	7.0	2	
ACV-20	0.7	228.2	3.0	1	283.1	2.3	1	

Tabla 8. ME promedio.

Mezcla	a/mc	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	ME promedio (kg/cm <sup>2</sup> )	Desviación estándar (kg/cm <sup>2</sup> )	Coeficiente de variación (%)
SCV-40	0.5	232,9	200544,4	11136,7	6
SCV-20	0.5	300,0	218886,6	11208,6	5
MR	0.5	329,5	234237,5	32788,9	14
ACV-10	0.5	335,3	241605,9	12205,2	5
ACV-20	0.5	328,2	235716,8	3842,9	2
SCV-40	0.7	145,9	157068,7	3886,7	2
SCV-20	0.7	206,3	189455,2	4494,7	2
MR	0.7	275,1	215601,9	11315,6	5
ACV-10	0.7	241,1	210051,6	7107,6	3
ACV-20	0.7	228,2	201662,4	8718,5	4

Tabla 9. Porosidad en el concreto endurecido a los 91 días.

Mezcla	Relación (a/mc)	Edad (días)	Porosidad promedio (%)	Desviación estándar (%)	Coeficiente de variación (%)
SCV-40	0.5	91	24.3	0.56	2
SCV-20	0.5	91	22.0	0.13	1
MR	0.5	91	21.5	0.46	2
ACV-10	0.5	91	22.9	0.55	2
ACV-20	0.5	91	23.1	0.59	3
SCV-40	0.7	91	25.3	0.2	1
SCV-20	0.7	91	23.5	0.22	1
MR	0.7	91	21.8	0.68	3
ACV-10	0.7	91	23.9	0.30	1
ACV-20	0.7	91	23.1	0.49	2

#### 4. DISCUSIÓN

El agregado grueso no cumplió con la granulometría que estipula la norma ASTM C 33, tiene una insuficiente cantidad de agregado de tamaño 3/8"; esto puede deberse a una mala trituración. La absorción del agregado grueso es alta debido a su alta porosidad y la densidad es baja. En cuanto al agregado fino, su granulometría cumplió con los requerimientos de la norma ASTM C 33. De acuerdo a su módulo de finura se considera como una arena mediana. Sin embargo, la densidad y la absorción son similares al agregado grueso. La CV cumplió con los requerimientos de contenido de óxidos

mínimo, se sumaron un 91.1%, lo cual la clasifica como una CV Clase F; así como también obtuvo un índice de actividad resistente de 75% a 7 días y de 82% a 28 días cumpliendo con los requerimientos de la norma. La densidad de la CV es menor que la del cemento y los agregados, sin embargo, esta entre los valores que menciona Neville, 1998. La CV no cumplió con los requerimientos de fineza para su uso como puzolana; si observamos el punto marcado en la Figura 3, solo el 28.83% tiene el tamaño de partícula de 44 micrómetros; sin embargo, no se llevó a la molienda porque el objetivo era observar el fenómeno de la CV en las propiedades mecánicas en su forma original, sin ningún tipo de modificación a como fue obtenida. Al usarse la CV como adición mineral, un porcentaje de volumen del agregado fino es sustituido. De acuerdo a la norma ASTM C 33, la CV tendría muchos finos para utilizarse como “agregado”; sin embargo, la fineza de origen de la C.V. le daría un mejor empaquetamiento a la mezcla de concreto. En las imágenes de SEM tomadas (Figura 4), se observa que la CV está conformada por partículas esféricas.

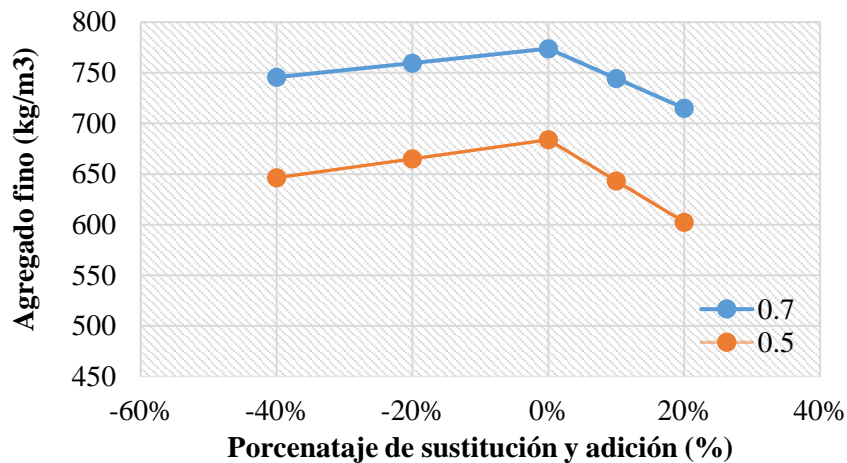


Figura 5. Variación del agregado fino.

En el diseño de mezclas se observó una disminución en la cantidad del agregado fino conforme se agregaba CV sin importar si fue por sustitución de cemento o como adición mineral (Figura 5). Esto se debe a que la CV ocupa más volumen que el cemento portland para poder alcanzar el peso de sustitución requerido en el diseño de mezclas por la diferencia de densidades, entonces, al tener mayor volumen de pasta cementante, se refleja una reducción del volumen del agregado fino y, por lo tanto, en su peso. Por lo que la incorporación de la CV provee un ahorro de materia prima.

La RC en los especímenes de relación a/mc de 0.5, la mezcla ACV-10 alcanzó una mayor RC que la que propone el ACI 211 que es de 334.4 kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días, los otros especímenes no alcanzaron el estándar. En los especímenes de 91 días de edad, las mezclas MR, ACV-10 y ACV-20 obtuvieron mayor RC que la RC objetivo del ACI, sin embargo, comparada con la MR de 91 días, ninguna mezcla con CV obtuvo una mayor RC.

En los especímenes de relación a/mc de 0.7 todas las mezclas alcanzaron la RC que propone el ACI 211 de 200 kg/cm<sup>2</sup>, excepto por la SCV-40, a los 28 días y 91 días de edad. La CV no mejoró la RC en ninguna sustitución y/o adición mineral comparada con las mezclas de referencia, por lo que se puede decir que los aumentos de RC de 28 a 91 días son debido al cemento. Mediante un análisis de varianza (ANOVA), se buscó una relación entre la relación a/mc, el porcentaje de sustitución o adición de CV y la edad del concreto para predecir la RC del concreto (Tabla 10). Se tomó como variables independientes la edad del concreto, la relación a/c real, la relación de volumen de CV/volumen total de la mezcla y la variable dependiente fue la RC como se muestra en la Tabla 10. Mediante una regresión múltiple en el programa se obtuvo la ecuación 1.

$$f'c = (0.54) * (edad) - 291.21 * (a/c) + 312.12 * \left( \frac{Vol\ C.V.}{m^3} \right) + 447.5 \quad (1)$$

Donde:  $f'c$  = RC en  $kg/cm^2$ , Edad= Edad del concreto en días,  $a/c$  = Relación a/c real,  $Vol. C.V. /m^3$  = Relación de volumen de CV por  $m^3$ .

Tabla 10. Relación entre la edad del concreto, la relación a/mc, la relación a/c real, la relación del volumen de CV/volumen total de la mezcla y la RC.

Mezcla	a/mc	Edad (días)	a/c real	Vol C.V/vol total	RC ( $kg/cm^2$ )	RCcalculada ( $kg/cm^2$ )	Porcentaje de error (%)
SCV-40	0.5	28	0,8	0.05	232.9	236.3	-1%
SCV-20	0.5	28	0,6	0.03	300.0	288.9	4%
MR	0.5	28	0,5	0	329.5	317.1	4%
ACV-10	0.5	28	0,5	0.01	335.3	321.2	4%
ACV-20	0.5	28	0,5	0.03	328.2	325.3	1%
SCV-40	0.5	91	0,8	0.05	272.9	270.6	1%
SCV-20	0.5	91	0,6	0.03	328.4	323.1	2%
MR	0.5	91	0,5	0	360.6	351.4	3%
ACV-10	0.5	91	0,5	0.01	358.9	355.5	1%
ACV-20	0.5	91	0,5	0.03	356.7	359.5	-1%
SCV-40	0.7	28	1,2	0.04	145.9	134.6	8%
SCV-20	0.7	28	0,9	0.02	206.3	213.7	-4%
MR	0.7	28	0,7	0	275.1	258.9	6%
ACV-10	0.7	28	0,7	0.01	241.1	261.8	-9%
ACV-20	0.7	28	0,7	0.02	228.2	264.7	-16%
SCV-40	0.7	91	1,2	0.04	182.6	168.9	8%
SCV-20	0.7	91	0,9	0.02	241.5	248.0	-3%
MR	0.7	91	0,7	0	295.6	293.2	1%
ACV-10	0.7	91	0,7	0.01	285.0	296.1	-4%
ACV-20	0.7	91	0,7	0.02	283.1	299.0	-5%

Para el uso de la ecuación 1, se deben tomar las siguientes consideraciones:

- Los especímenes deberán ser fabricados con Cemento Portland Compuesto 30R y CV Clase F.
- Los especímenes deberán someterse a un curado sumergido en agua por un mínimo de 28 días.
- El concreto deberá utilizar ACTAA con un diámetro nominal de  $\frac{3}{4}$ ".
- El concreto deberá diseñarse de acuerdo a la recomendación del ACI 211, tomando en cuenta los cambios explicados en la metodología y diseñado para un revenimiento de 7.5cm -10cm.

Con el fin de tener un punto de comparación, se determinó el ME de cada mezcla con las formulas propuestas por las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (NTC RDF) para concreto clase 2 y peso volumétrico menor a  $2200\ kg/m^3$  (ecuación 2), las normas de diseño del ACI 318 para concretos con peso volumétrico entre  $1440\ kg/m^3$  y  $2480\ kg/m^3$  (ecuación 3) y una investigación realizada en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Yucatán (FIUADY) por Hernández en el 2013 donde establece una relación entre las densidades de los agregados y la raíz cuadrada de la RC para predecir el ME en concretos con ACTAA, (ecuación 4). La comparación de los resultados se encuentra en la Tabla 11.

$$E = 8000 * \sqrt{f'c} \quad (2)$$

$$E = W_c^{1.5} x 0.14 \sqrt{f'c} \quad (3)$$



$$E = 2273.69 \times GEAF \times GEAG \times \sqrt{f'c} \quad (4)$$

Donde: E= ME en kg/cm<sup>2</sup>, Wc= Peso volumétrico del concreto en estado fresco en kg/m<sup>3</sup>, f'c= RC en kg/cm<sup>2</sup>, GEAG (adimensional)= Gravedad específica del agregado grueso (densidad SSS), GEAF (adimensional)= Gravedad específica del agregado fino (densidad SSS), f'c (kg/cm<sup>2</sup>)= RC del concreto.

Tabla 11. Comparación de los datos obtenidos y otros modelos para determinar el ME.

Mezcla	a/mc	f'c 1/2	ME obtenido (kg/cm <sup>2</sup> )	ME (NTC RCDF)	ME (Hernández 2013)	ME (ACI 318)
SCV-40	0.5	15,26	200544,4	122085,9	194809,4	201300,4
SCV-20	0.5	17,32	218886,6	138561,8	221099,6	237284,3
MR	0.5	18,15	234237,5	145219,3	231722,9	258740,1
ACV-10	0.5	18,31	241605,9	146485,2	233742,9	254684,9
ACV-20	0.5	18,12	235716,8	144936,9	231272,4	248545,4
SCV-40	0.7	12,08	157068,7	96627,9	154186,9	161137,5
SCV-20	0.7	14,36	189455,2	114902,4	183346,9	193506,7
MR	0.7	16,59	215601,9	132691,5	211732,6	230386,5
ACV-10	0.7	15,53	210051,6	124211,4	198201,2	212120,9
ACV-20	0.7	15,11	201662,4	120860,9	192854,8	205540,9
Diferencia entre el módulo de elasticidad obtenido y los modelos para determinar el módulo de elasticidad.				>39%	>2%	<5%

Con el objetivo de hacer una similitud con la fórmula de las NTC- RCDF, se determinó la función de K del ME obtenido en la experimentación, con una regresión lineal ajustada en el programa de Microsoft Excel, considerando que para una f'c= 0, se obtendría un ME con valor de 0 (Figura 6). La ecuación obtenida con la regresión lineal fue:

$$E = 13079 \sqrt{f'c} \quad (5)$$

Donde: E= ME en kg/cm<sup>2</sup>, f'c= RC en kg/cm<sup>2</sup>. La ecuación obtenida tiene un valor de K 60% mayor que la que marca la norma NTC RDF, lo cual, lleva a sobredimensionamientos de las estructuras de concreto. Por esto es importante tener una normativa regional de acuerdo al tipo de agregado.

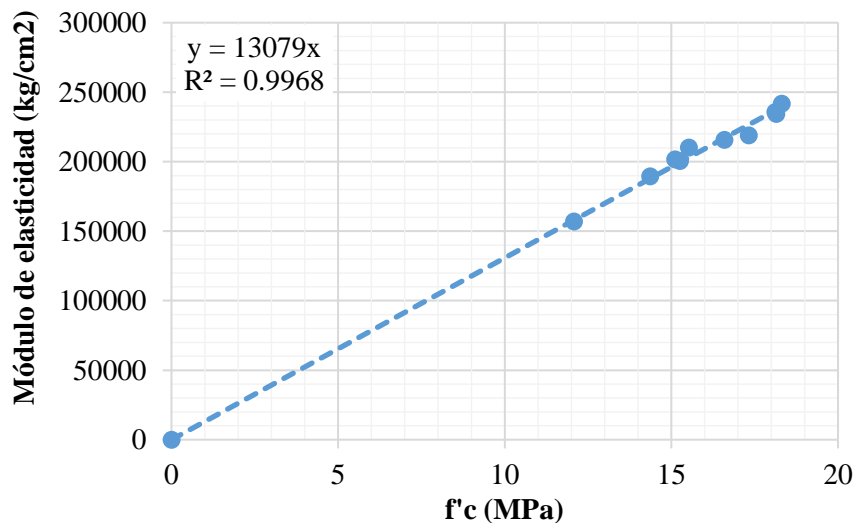


Figura 6. Regresión lineal de los resultados.

Los resultados de la porosidad, densidad y absorción no variaron significativamente con respecto a la incorporación de la CV en el concreto. Sin embargo, se observó un ligero incremento de porosidad en el concreto conforme se incorporaba CV, ver tabla 9.

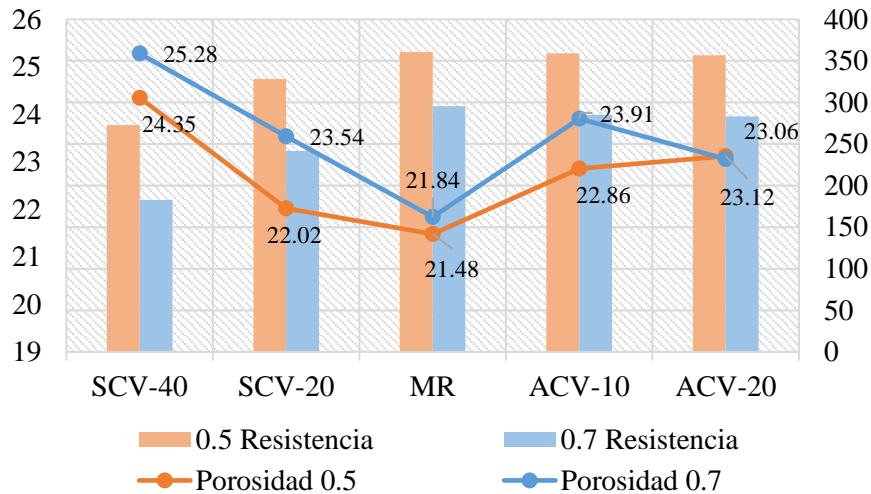


Figura 7. Porosidad y resistencia a la compresión

La porosidad es uno de los factores principales que influyen en la resistencia y durabilidad del concreto, mientras más poroso sea el concreto menor es su resistencia mecánica y mayor es su vulnerabilidad ante la agresividad del medio ambiente (Mehta y Monteiro 1998). En la Figura 7 se pueden observar los resultados de la RC del concreto a los 91 días; los resultados parecen indicar lo siguiente: Se observa la tendencia de disminuir la RC al aumentar la porosidad tomando como punto de referencia la mezcla MR; Sin embargo, los porcentajes de porosidad no varían en más del 4%, y la RC de las mezclas de sustitución si tienen una disminución significativa de la RC comparado con los resultados de las MR. En una investigación de laboratorio de la porosidad del concreto con ACTAA (Solís y Moreno, 2011), concluyeron que el criterio de la porosidad como un indicativo en la calidad del concreto no resultó ser adecuado para ACTAA. Los resultados de esta investigación en cuanto a los porcentajes de porosidad y su relación con la RC parecen ratificar lo mencionado.

## 5. CONCLUSIONES

La CV clase F de la región de Nava, México se recomienda para utilizarse en concretos con ACTAA en modalidad de agregado inerte fino por las siguientes razones:

- Aunque no se logró incrementar la RC, ésta se mantiene, por lo que la inclusión de la CV podría usarse como un agregado fino inerte.
- Usar la CV como un agregado fino inerte en el concreto podría darle un espacio a este material que actualmente solo se destina a la basura y afecta a la zona aledaña del lugar.

De acuerdo a los resultados en las propiedades mecánicas se concluye que:

- No se presentó actividad puzolánica y, aunque esta ceniza volante hubiera cumplido con ciertos requerimientos para su uso como puzolana, no fue suficiente para mejorar la calidad del concreto con ACTAA. Sin embargo, si se deseará utilizar la CV de Nava sin ningún tipo de molienda o modificación a su origen, podría ajustarse el diseño de mezclas con ayuda de la ecuación 1 y 5 para mantener la RC y ME objetivo.
- El modelo de la ecuación 1 y 2 para determinar la RC y ME para concretos con ACTAA se calculó con el objetivo de evitar el sobredimensionamiento de las estructuras que se construyen en Yucatán y así, optimizar el uso de los materiales de construcción.

Si se quisiera usar la C.V. como una puzolana, se recomienda modificar la fineza de la C.V. para mejorar el empaquetamiento del concreto e incentivar la actividad puzolánica.

## 6. AGRADECIMIENTOS

Se dedica este artículo en memoria del Dr. Eric Iván Moreno, QEPD, por haber sido un elemento vital en esta investigación y por supuesto, a la Universidad Autónoma de Yucatán en donde se realizó la experimentación. Así como también se agradece al Programa Institucional de Impulso y Orientación a la Investigación (PRIORI-UADY) por el financiamiento de la investigación. También se agradece a la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León por proporcionar la ceniza volante y al proyecto Ciencia Básica número 155363 de CONACYT.

## 7. REFERENCIAS

- ACI 211 (2001), *Proporcionamiento de mezclas de concreto normal, pesado y masivo*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, U.S.A
- Aportela y Pardo L. (2002). “*Determinación de la factibilidad técnica de la utilización de ceniza del Volcán Popocatepetl como material cementante en el concreto*”. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. Universidad Autónoma de Yucatán, México.
- Hernández Carrillo G. (2013) “*Determinación de la influencia de la calidad de los agregados en el concreto*” Tesis de Licenciatura. Facultad de Ingeniería. Universidad Autónoma de Yucatán, México.
- Mehta K., Monteiro P., (1998) “*Concreto: Estructura, propiedades y materiales*” Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C.
- Molina Bas O. I., Moragues Terrades A., Gálvez Ruiz J. C. (2008), “*La influencia de las cenizas volantes como sustituto parcial del cemento portland en la durabilidad del hormigón: Propiedades físicas, difusión del ión cloruro y del dióxido de carbono*”, XXV Reunión del Grupo Español de Fractura, vol.2, 575-580, Madrid, España.
- Neville A. (1999), *Tecnología del Concreto*. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. México, D.F.
- ONNCCE (1999), *NMX-C-414-ONNCCE-1999 Industria de la construcción – Cementos hidráulicos – Especificaciones y métodos de prueba*.
- Ramírez de Alba H., Vera Noguez R., Mejía Lopez M., (2012), “*Materiales Cementantes y concretos en las antiguas culturas americanas, segunda parte*”, Construcción y Tecnología en Concreto, Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto, 22-26, México.
- Órtiz Cahun, C. (2012). “*Módulo de Elasticidad y relación de poisson de concretos con agregados calizos reciclados*”, Tesis de licenciatura. Facultad de Ingeniería. Universidad Autónoma de Yucatán
- Siddique R. (2003) “*Effect of fine aggregate replacement with class F fly ash on the mechanical properties of concrete*” Cement and Concrete Research, 539–547.
- Siddique e Iqbal (2011), “*Supplementary cementing materials*”, 1a edición, Springer, Alemania, Berlin, Heidelberg
- Solís R., Moreno E. (2005). “*Influencia del curado húmedo en la resistencia a la compresión del concreto en clima cálido húmedo*”. Ingeniería Revista Académica de la Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán, 9 (3), pág. 5-17.
- Solís R., Moreno E. (2006). “*Análisis de la porosidad del concreto con agregado calizo*”. Revista de la Facultad de Ingeniería. Universidad Central de Venezuela. 21 (3), 57-68.
- Solís R., Moreno E. y Arjona E (2011). “*Resistencia del concreto con agregado de alta absorción y baja relación a/c*”, Revista ALCONPAT. Vol. 2, Número 1, 21-29, México.
- Solís R., Moreno E. (2011) “*Concreto con agregados calizos en clima cálido*”. Editorial Académica Española

Valdez P., Duran A., Fajardo E., Juárez C. (2008) *“Influencia de la carbonatación en morteros de cemento Portland y ceniza volante”* Revista FI-UNAM Vol. X. No.1. 2009 39-49

Valdez P., Duran A., Rivera J., Juárez C. (2007) *“Concretos fluidos con altos volúmenes de ceniza volante”* Revista Ciencia UANL. Universidad Autónoma de Nuevo León. Número 001, 49-57, México.



## Efecto del mantequillado en las propiedades mecánicas de uniones soldadas disímiles en barras de refuerzo para estructuras de concreto

J. C. I. Ramírez-Soto<sup>1</sup>, J. M. Salgado-López<sup>2</sup>, J. T. Pérez-Quiroz<sup>3</sup>, T. Pérez-López<sup>4</sup>, J. Terán-Guillén<sup>3</sup>, M. Martínez-Madrid<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Instituto Tecnológico de Querétaro; Av. Tecnológico s/n esq. Mariano Escobedo Col. Centro Querétaro, México.

<sup>2</sup> Centro de Ingeniería y Desarrollo Industrial Av. Playa pie de la Cuesta No. 702 Col. Desarrollo San Pablo Querétaro, México.

<sup>3</sup> Instituto Mexicano del transporte Km 12+000, Carretera Estatal No. 431 "El Colorado Galindo"/ Parque Tecnológico San Fandila, Querétaro, México.

<sup>4</sup> Centro de Investigaciones en corrosión, Av. Agustín Melgar S/N entre calle 20 y Juan de la barrera Col. Buenavista, Campeche, México.

### Información del artículo

#### DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3.151>

Artículo recibido el 03 de Mayo de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 17 de Agosto de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2017.

### RESUMEN

En este trabajo se ha investigado la influencia de utilizar Inconel 182 como material de “mantequillado” en las propiedades mecánicas de uniones disímiles acero al carbono-inoxidable manufacturadas por soldadura con electrodo recubierto. Para ello se han empleado las siguientes técnicas: análisis microestructural, ensayos de microdureza Vickers y ensayos mecánicos de tensión. Se ha empleado el proceso de soldadura con electrodo recubierto por que es el más común en la soldadura de campo para la construcción. Los resultados demuestran que aun cuando las uniones disímiles sin “mantequillado” presentan defectos, sus propiedades mecánicas son superiores a las de las uniones soldadas con “mantequillado”. Esta metodología es propuesta para la rehabilitación de estructuras de concreto para ambiente marino con barras de acero como refuerzos.

**Palabras clave:** mantequillado; uniones soldadas con materiales disímiles; propiedades mecánicas; microestructura; defectos.

### ABSTRACT

In this work, the influence of Inconel 182 as buttering material in the mechanical properties of dissimilar metal welds between plain carbon steel and stainless steel bars welded using SMAW has been investigated using microstructural analysis, Vickers microhardness testing, and tensile tests. Welding with SMAW process is commonly applied in field welding of concrete structures; therefore, this process was selected for this work. The results indicated that even if the joints contain defects generated by the welder, the mechanical properties of dissimilar welded joint without buttering are higher than the properties of joints with buttering. This methodology is proposed for the rehabilitation of concrete structures with steel bars as reinforcements, which are located in marine environments.

**Keywords:** buttering, dissimilar metal weld joints; mechanical properties; microstructure; defects.

### RESUMO

Este artigo investiga a influência da utilização de Inconel 182 como um terceiro material, nas propriedades mecánicas de diferentes aços inoxidáveis soldados a aços carbono com uso de eletrodo revestido. Para tanto foram usados os seguintes métodos: análise microestrutural, ensaios de microdureza Vickers e ensaios mecánicos de tensão. Tem sido empregado o processo de solda com eletrodo revestido, porque é o mais comum no campo de solda para a construção. Os resultados mostram que quando as uniões são realizadas sem esse terceiro material, as propriedades mecánicas são superiores às das juntas soldadas com auxílio do Inconel 182. Esta metodologia, ora criticada, tem sido proposta para a reabilitação de estruturas de concreto em ambiente marinho, com uso de barras de aço inox como reforços.

**Palavras-chave:** juntas soldadas com materiais diferentes; propriedades mecánicas; microestrutura; defeitos.

© 2016 ALCONPAT Internacional

### Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 3, Septiembre – Diciembre 2016, 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](mailto:alconpat_int@gmail.com), Página Web: [www.alconpat.org](http://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, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2016.

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.

Autor de contacto: Trinidad Pérez ([jtperez@imt.mx](mailto:jtperez@imt.mx))

## 1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras de concreto reforzadas con acero al carbono, localizadas en ambientes marinos se deterioran con el tiempo debido a la degradación de las barras de refuerzo; lo cual ha sido reportado previamente por Hernández y Mendoza (2006). En el mismo contexto, Tabatabai y colaboradores reportaron que existen dos causas para ese deterioro: carbonatación causada por la reducción de la alcalinidad del concreto y la desestabilización de la película de óxido de hierro debido a los iones cloruro (2009). Por tanto, el mayor problema de las barras de acero de las estructuras de concreto es la corrosión.

Perez-Quiroz y colaboradores reportaron que los productos de corrosión generados durante la corrosión del acero al carbono, provocan esfuerzos de tensión dentro del concreto, con lo cual se generan grietas internas y pérdida de adherencia entre el acero y el concreto (2008).

Como ejemplo de la importancia de la resistencia a la corrosión de las barras de refuerzo de estructuras de concreto, se puede mencionar un muelle en Yucatán, México, el cual fue construido entre 1937 y 1941, cuyas estructuras de concreto fueron hechas con barras de refuerzo de acero inoxidable AISI 304. El resultado es que dicho muelle no ha requerido ninguna rehabilitación debida al fenómeno de corrosión.

En contraste, Klueh y King reportaron que otro muelle en el mismo sitio, cuyas estructuras de concreto fueron reforzadas con barras de acero al carbono, se encontraba completamente dañado por corrosión de las barras de refuerzo (1982). De igual forma, Istrati ha reportado que el acero inoxidable AISI 304 es un buen candidato para la fabricación de barras de refuerzo en concreto.



Figura1. Comparación entre el muelle hecho con acero inoxidable (derecha) y muelle hecho con acero al carbono (izquierda) (Klueh, R. L., & King, J. F. 1982).

Como se mencionó anteriormente, el estudio de diferentes materiales para sustituir el acero al carbono del concreto reforzado es un tema muy importante, ya que con mayor resistencia a la corrosión se incrementa la vida útil de las estructuras de concreto. Sin embargo, los materiales propuestos tienen que ser unidos a barras de acero al carbono para reducir el costo e incrementar la vida útil de la estructura de concreto. Para lograr este objetivo, se deben investigar temas tales como la soldadura de metales disímiles y la preservación de las propiedades mecánicas de las uniones soldadas.

La soldadura de metales disímiles ha sido estudiada desde 1935, pero tales trabajos están basados en reportes de fallas, investigaciones, entrevistas con diferentes fabricantes y usuarios de este tipo de uniones, con el fin de reunir información acerca de tales uniones soldadas. En la literatura se ha mencionado que el tipo de bisel de la unión soldada debe ser tomada en cuenta con el fin de obtener soldaduras disímiles con buenas propiedades mecánicas (Lundin, 1982).

En este mismo contexto, Doddy en 1992, Ospina y colaboradores in 2007 reportaron que en uniones soldadas disímiles entre acero al carbono y acero inoxidable ocurre la difusión del carbono desde el acero al carbono hacia el acero inoxidable; además, el calor aportado por la soldadura promueve la

precipitación de carburos de cromo o de fase sigma en los límites de grano del acero inoxidable. Estos fenómenos deben ser evitados con el fin de obtener buenas propiedades mecánicas en uniones soldadas de metales disímiles; y se han hecho esfuerzos con el fin de proponer metodologías para obtener las mejores propiedades en este tipo de uniones soldadas.

Por ejemplo, Fuentes y colaboradores reportaron las propiedades de uniones soldadas disímiles entre acero ASTM A537 e inoxidable austenítico AISI 304L utilizando electrodos ER-308L como metales de aporte sin enmantequillado. En este caso, la soldadura fue llevada a cabo usando el proceso de soldadura con electrodo protegido con gas inerte (GMAW). En este trabajo, reportaron altos valores de dureza en la línea de fusión entre la soldadura y el acero inoxidable (2011). No obstante, debe considerarse que el proceso GMAW no es comúnmente utilizado para soldar en campo.

Por otro lado, Murugan y Parmar han reportado que placas de acero ferrítico soldadas con placas de acero inoxidable, usando Inconel 625 y 725 como metal de aporte sin aplicar enmantequillado. Los resultados no presentaron evidencias de difusión de carbono hacia el acero inoxidable pero las uniones soldadas con tratamiento térmico sí mostraron evidencias de esto (2003).

Con el objetivo de evitar la difusión de carbono hacia el acero inoxidable, el proceso de enmantequillado ha sido propuesto como una solución para minimizar los problemas mecánicos y metalúrgicos en este tipo de uniones. Winarto y colaboradores reportaron estudios en especímenes con 10 mm de espesor con proceso de enmantequillado, obteniendo propiedades mecánicas superiores que en especímenes con 20 mm de espesor sin enmantequillado. Por otro parte, el análisis por macroataque mostró que la zona afectada térmicamente (ZAT) fue mayor en especímenes con enmantequillado que en el caso de especímenes sin enmantequillado (2014). En este caso ellos soldaron los especímenes utilizando el proceso GMAW en placas con bisel en “V” y con electrodos E7016 como metal de aporte. Lo descrito anteriormente señala que no existe mucha información acerca de soldadura de metales disímiles usando el proceso de soldadura con electrodo recubierto (SMAW) y de los efectos del enmantequillado usando Inconel 182 como metal de aporte en acero inoxidable. En este trabajo se estudia la influencia del enmantequillado con Inconel 182 en las propiedades mecánicas de uniones soldadas disímiles, entre acero al carbono y acero inoxidable utilizando el proceso SMAW. Considerando que el proceso SMAW es comúnmente utilizado en la soldadura de campo, esta metodología se propone para la rehabilitación de estructuras de concreto con barras de refuerzo de acero al carbono.

## **2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL**

Como primer paso se menciona que en este trabajo todos los materiales, electrodos, y procesos de soldadura fueron seleccionados por dos criterios económicos y aplicación en campo. Entonces, el proceso SMAW fue seleccionado por ser común en soldadura de barras de refuerzo en campo; también se utilizó la preparación de junta de bisel simple. Los metales base fueron barras de acero ASTM A615 y acero inoxidable austenítico AISI 304.

El metal de aporte fue acero inoxidable AISI 309L y el enmantequillado, se realizó aplicando una capa de 2 mm, sobre el acero inoxidable usando Inconel 182. El electrodo de acero inoxidable AISI 309L fue seleccionado como metal de aporte, porque se aplica comúnmente para unir acero inoxidable, debido a su composición química similar a los metales base (AISI 304). Una ventaja es que los electrodos AISI 309L e Inconel 182 pueden encontrarse comercialmente en electrodos para el proceso de soldadura con electrodo recubierto (SMAW) con un diámetro de 3,2 mm para cada material. Estos electrodos se utilizan a veces como enmantequillado en los procesos GMAW y GTAW para realizar uniones soldadas entre el acero inoxidable y acero al carbono.

Además, el Inconel 182 fue seleccionado para el enmantequillado por el contenido de níquel que es alto y tiene un precio relativamente bajo. El enmantequillado se realizó en barras de acero inoxidable con Inconel 182 para determinar el efecto de este material en el acero inoxidable y al mismo tiempo

observar el efecto del AISI 309L soldado con acero al carbono. El proceso de soldadura empleado fue: soldadura con electrodo recubierto (SMAW) y se utilizó como metal de aporte AISI 309L en forma de electrodos. La composición química del electrodo de Inconel utilizado se reporta en la tabla 1.

Tabla 1. Composición química de electrodo Inconel 182 (2003).

NiCrFe7 (182)	C	Si	Mn	P	S	Cr	Ni	Nb	Ti	Fe
Composición química (%)	<0.1	<1	5-9.5	<0.03	<0.015	13-17	>59	1-2.5	<1	<10

La preparación de los especímenes se llevó a cabo de acuerdo con el siguiente procedimiento: se cortaron 10 barras de acero inoxidable AISI 304 y 10 barras de A615 con dimensiones de 19 mm de diámetro y 100 mm de longitud como metal base para las uniones soldadas. Las barras de acero inoxidable fueron maquinadas a 45° en uno de los extremos haciendo bisel sencillo para preparar las juntas.

Las 10 uniones soldadas fueron preparadas de acuerdo con la norma NMX-H-121-1988 y ANSI/AWS D1.4-M 2005. El enmantequillado fue aplicado en 5 especímenes de acero inoxidable sobre el bisel de 45°. Este proceso fue llevado a cabo para evitar la precipitación de los carburos metálicos y de la fase sigma en la región de enmantequillado. Se debe tener presente que el Inconel 182 contiene cromo, el cual puede combinarse con el carbono que difunde desde el acero al carbono. La máquina de soldar empleada en el proceso fue una Castolin Eutectic, Master NT2000 AC/DC y los parámetros aplicados se muestran en la Tabla 2.

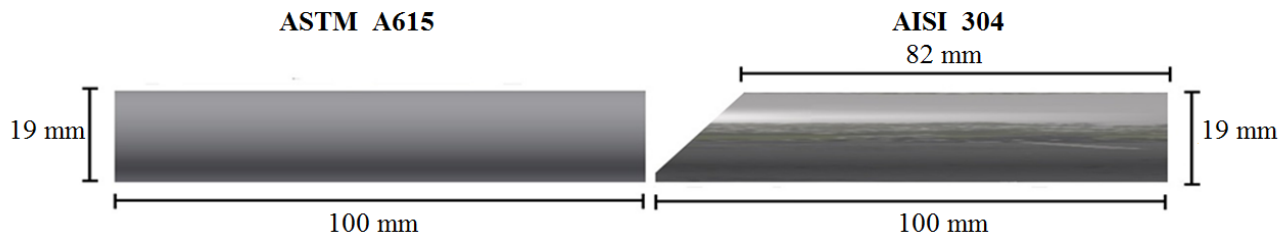


Figura 2. Diagrama esquemático del bisel simple de las uniones soldadas de metales disímiles. La barra de la izquierda consiste de acero ASTM A615 y la barra de la derecha es acero inoxidable AISI 304.

Tabla 2. Parámetros para el proceso de soldadura.

Diámetro de la barra (mm)	19
Diámetro del electrodo (mm)	3.2
Potencial eléctrico (V)	22
Corriente (A) DC-PI	90-95
Velocidad de desplazamiento (mm / min)	45
Calor aportado (kJ / mm)	2.5

Para determinar la variación de dureza entre el metal base, metal depositado y la zona afectada térmicamente, se midieron los perfiles de microdureza en la dirección longitudinal de cada espécimen. Las mediciones fueron promediadas y verificadas, de acuerdo con la norma ASTM E384. Las mediciones de las microdurezas se llevaron a cabo usando un microdureómetro High Quality modelo MMT-1. La carga empleada fue de 300 kgf; y la indentación observada y medida a 400X.

Los ensayos mecánicos de tensión fueron realizados de acuerdo con la norma ASTM E8-M en una máquina universal Instron FAST TRACK modelo 8801. Los especímenes fueron ensayados a una velocidad de 3 MPa/s y la deformación fue medida usando un extensómetro. Finalmente, las uniones soldadas disímiles fueron caracterizadas microestructuralmente por medio de microscopía óptica; los especímenes fueron preparados de acuerdo con la norma ASTM E3, la microestructura se reveló



usando reactivo Berahas para el acero inoxidable y NITAL 2 para el acero al carbono. Las microestructuras se observaron en un microscopio metalúrgico NIKON 440. Las macroestructuras de los especímenes fueron reveladas de acuerdo con la norma ASTM E340 y analizadas usando un microscopio estereográfico LEICA.

### 3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La composición química del acero ASTM A615 fue determinada por medio de la técnica de espectrometría de emisión óptica y los resultados fueron aplicados para calcular el carbono equivalente (Ceq) para las barras de este mismo acero. El cálculo del Ceq fue 0.3683, el cual indica una buena soldabilidad del acero al carbono porque es menor al valor de 0.55, el cual esta estipulado por la norma ASTM A706/A706M.

Además, fue necesario calcular el cromo equivalente para el acero inoxidable (Creq), con el fin de determinar la susceptibilidad del acero inoxidable a la precipitación de la fase sigma. En este caso el valor para el Creq es mayor a 17 %; entonces este acero es susceptible a la precipitación de la fase sigma en la zona afectada térmicamente. Este hecho indicó que este material no debe ser tratado térmicamente y que el calor de aporte en el proceso de soldadura debe ser tan bajo como sea posible. La tabla 3 muestra los valores del Creq para el metal base y el metal de aporte.

Tabla 3. Resultados de cromo equivalente.

Material	Creq (%)
Acero inoxidable AISI 304	19.22
Metal de aporte AISI 309L	24.5

Las macroestructuras de los especímenes soldados fueron observadas usando el microscopio estereográfico. Los resultados de los especímenes con enmantequillado mostraron evidencia de grietas, pero estas tenían su origen en la capa de enmantequillado. Un ejemplo de los especímenes agrietados se muestra en la figura 3B; mientras que en la figura 3A se puede ver la macroestructura de los especímenes soldados sin enmantequillado y en ella no se observa evidencia de agrietamiento. Este hecho es indicativo de que la dilución entre el Inconel 182 con el AISI 309L del metal de aporte propicia la formación de grietas. Este resultado coincide con los reportados por Evans, quién reportó que las aleaciones de níquel unidas con acero inoxidable son susceptibles al agrietamiento en caliente (1962).

En este mismo sentido, la composición química del Inconel 182 y del AISI 309L, presentan un alto contenido de níquel en ambas aleaciones; así que es factible que el níquel equivalente en la unión soldada se incremente con la dilución entre el Inconel 182 y el acero inoxidable. En la literatura se ha reportado previamente por autores tales como: Jang, Ospina, y Fuentes que un porcentaje de ferrita entre 7 y 12 % es recomendable para evitar agrietamiento en caliente en soldadura de acero inoxidable austenítico (Jang, C., Lee, J. H., Jung, S. Y., Kim, J. S., & Jin, T. E. 2006; Ospina, R., Aguirre, H., & Parra, H. 2007; Fuentes, A. L. G., Centeno, L., García, R. D. S., & Del Rosario, A. V. 2011).

Las macrografías mostraron evidencia de faltas de fusión localizadas cerca del acero al carbono en la unión de bisel simple (figura 3A). Este es un defecto serio, porque en servicio esta discontinuidad funciona como concentrador de esfuerzos y esto a su vez lleva a la falla del componente soldado. Sin embargo, este defecto comúnmente se origina por la falta de habilidad del soldador; así que, aunque el proceso de soldadura se efectuó con un soldador muy hábil, este tenderá a generar este defecto después de cierto tiempo de estar trabajando. Otro origen de las faltas de fusión es una baja corriente del proceso de soldadura. En este caso la corriente fue seleccionada dentro del intervalo recomendado para soldadura de estos materiales (entre 75A y 110A); por lo que puede descartarse esta causa para la aparición de este defecto. En cualquier caso, es importante mencionar que, aunque las uniones

soldadas presentan faltas de fusión, estas presentaron buena resistencia a la tensión; lo cual es muy importante para el desempeño de la estructura de concreto. Este hecho se discute con mayor detalle más adelante.

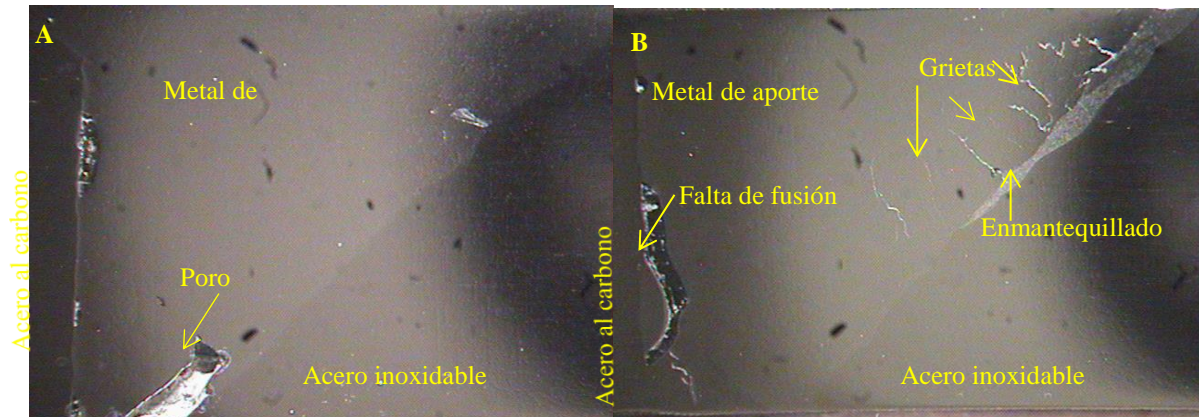


Figura 3A. Bisel Sencillo sin enmantequillado. Figure 3B. Bisel sencillo con enmantequillado.

### 3.1 Microestructuras de las uniones soldadas

La Figura 4 muestra la microestructura del acero al carbono como metal base, pueden verse bandas de granos de ferrita equiaxial y bandas de perlita. En el caso de la figura 5, esta muestra la microestructura del acero inoxidable como metal base. Pueden verse maclado de granos y no existe evidencia de precipitación de carburos metálicos o de fase sigma.

En la figura 6, se muestra la zona afectada térmicamente (ZAT) en la interfaz entre acero al carbono / metal de aporte. En el acero al carbono no se observa evidencia de crecimiento anormal de grano ferrítico o grietas.

Además, no fue encontrada evidencia de difusión de carbono desde el acero al carbono hacia el acero inoxidable AISI 309L. Este hecho es muy importante porque concuerda con los resultados publicados por Murugan y Parmar y esto indica que no existe sensibilización en el metal de aporte. Por ello se puede decir que es factible soldar acero al carbono con acero inoxidable utilizando como metal de aporte electrodos de AISI 309L, sin requerir del proceso de enmantequillado como metal de aporte así mismo no hay evidencia de sensibilización del acero inoxidable.



Figura 4. Microestructura del acero al carbono a100X.



Figura 5. Microestructura del acero inoxidable AISI 304 a 100X.

En la figura 7 se muestra la microestructura de la interfaz entre el acero al carbono / acero inoxidable AISI 309L; puede verse que no hay evidencia de sensibilización en los límites de grano del metal de aporte AISI 309L, a pesar de haberse utilizado el proceso de soldadura SMAW. Esto es muy relevante si se considera que el proceso SMAW normalmente induce calor de aporte más alto que los generados por los procesos GTAW o GMAW.

Por otro lado, la microestructura del acero al carbono consiste de martensita, la cual es la típica microestructura de la zona afectada térmicamente en uniones soldadas, utilizando el proceso de soldadura SMAW. Es notable que no hay evidencia de agrietamiento en la interfaz acero al carbono / acero inoxidable AISI 309L en cualquiera de los especímenes analizados. Esto refuerza la hipótesis de que es posible soldar acero al carbono con acero inoxidable por el proceso SMAW utilizando electrodos AISI 309L como metal de aporte.

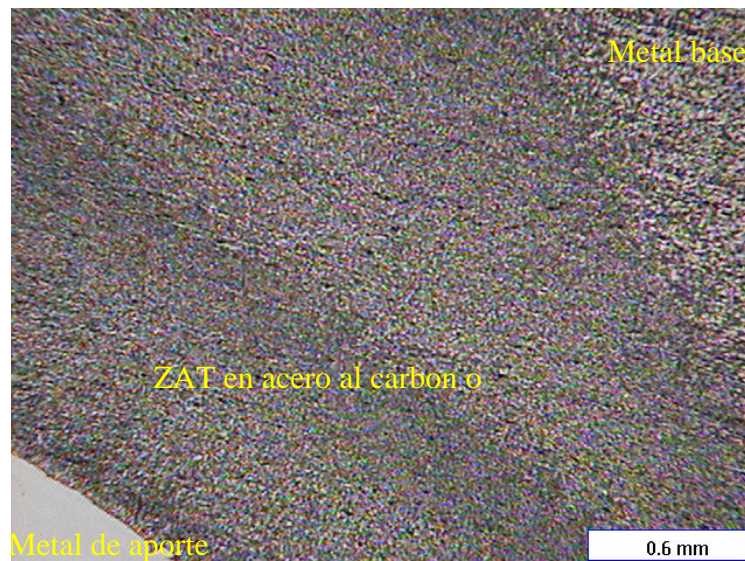


Figura 6. Microestructura a 50X de la soldadura entre el acero al carbono y el metal de aporte. No hay evidencia de grietas o crecimiento anormal del grano.

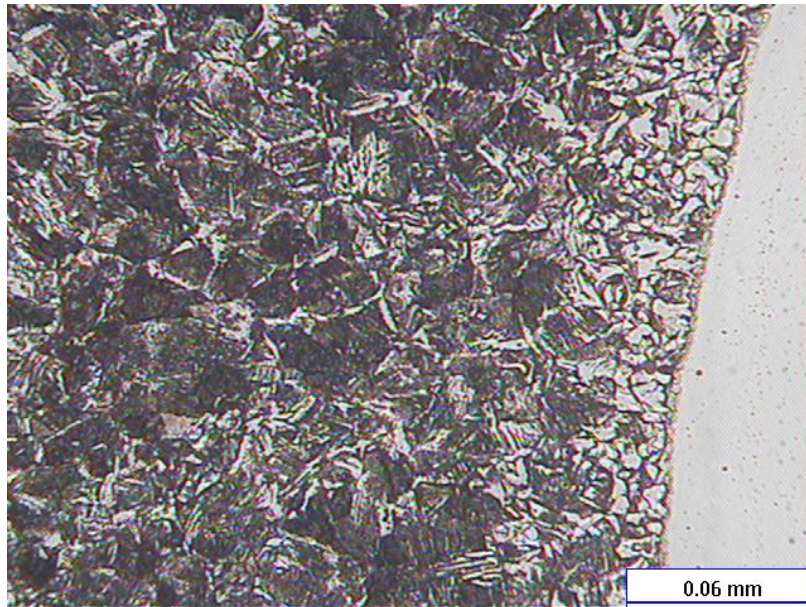


Figura 7. Microestructura a 500X de la unión soldada entre acero al carbono y metal de aporte. No se aprecia ninguna evidencia de precipitación de carburos en los límites de grano de AISI 309L.

La Figura 8 muestra la microestructura de la interfaz entre el metal de aporte, enmantequillado y acero inoxidable AISI 304. Se observan grietas entre el enmantequillado y el metal de aporte. En la misma micrografía se puede ver que el origen de las grietas, está situado en la interfaz enmantequillado/ metal de aporte; este hecho apoya el posible origen de éstas. Además, en la micrografía de la figura 8 también se observa evidencia de contracción de las dendritas en la interfaz enmantequillado / metal de aporte. Por otra parte, es claro que la contracción continúa creciendo en la zona de dilución entre el material de enmantequillado y el metal de aporte. Este hecho coincide con los resultados de Evans.

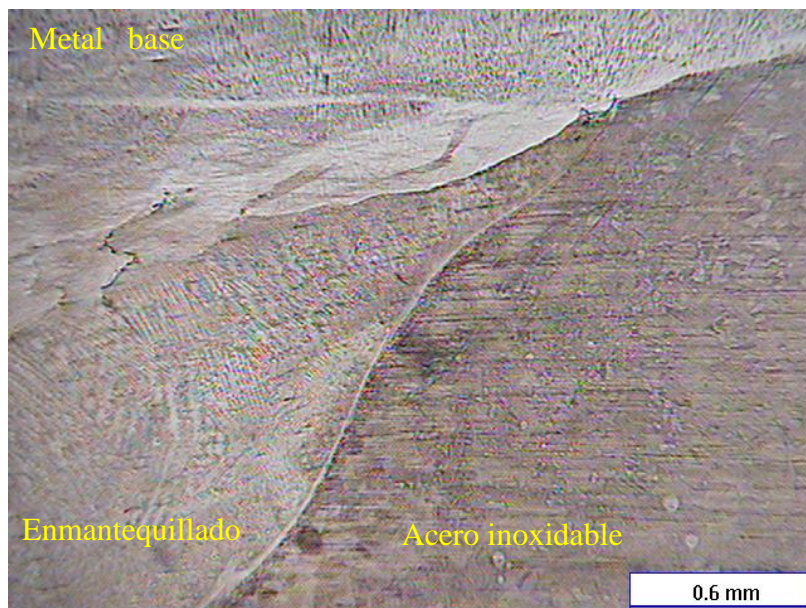


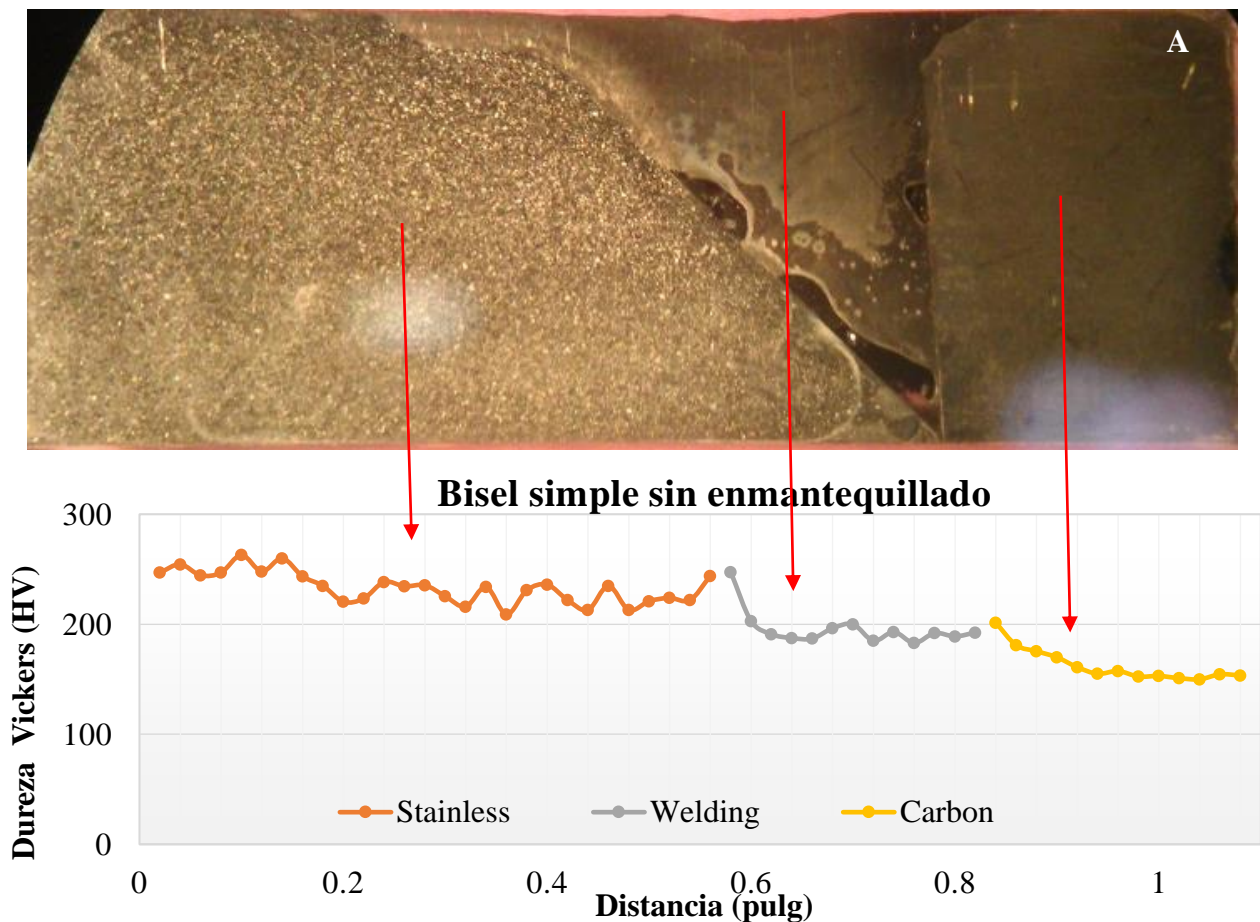
Figura 8. Microestructura de la unión soldada entre el enmantequillado y acero inoxidable. Se pueden ver las grietas en la región de dilución metal de aporte / enmantequillado.

Las evidencias microestructurales discutidas anteriormente indicaron que los aceros inoxidables austeníticos soldados con enmantequillado usando Inconel 182 son propensos a la formación de

grietas. Este hecho indica que las barras de refuerzo de estructuras de concreto no deben soldarse con enmantequillado, siempre y cuando el metal de aporte se elija correctamente, este tema ha sido discutido previamente en la literatura (Jang, C., Lee, J., Kim, JS, y Jin, TE 2008, Olden, V., Kvaale, PE, Simensen, PA, Aaldstedt, S., y Solberg, JK 2003, Shinozaki, K., Ke, L., y Norte, TH 1992. Murugan, N., y Parmar, RS 1997). Estas evidencias indican que el porcentaje de níquel juega un papel muy importante en la selección del metal de aporte y en el material de enmantequillado.

### 3.2 Resultados de microdureza Vickers

Figuras 9A y 9B muestran el perfil de microdureza obtenido en la unión bisel simple. Se hallaron diferencias entre el espécimen con enmantequillado y el espécimen sin enmantequillado. Por ejemplo, la dureza media del metal de aporte es más alta en 1 espécimen sin enmantequillado respecto del espécimen con enmantequillado. En el caso de los aceros al carbono, la microdureza promedio en el espécimen sin enmantequillado es mayor que en el espécimen con enmantequillado. Este hecho está relacionado con la martensita en la interfaz acero al carbono / acero AISI 309L. De la misma manera, se puede mencionar que la microdureza promedio más baja en el metal de aporte en el espécimen con enmantequillado es una evidencia de la falta de difusión del carbono. Sin embargo, en el caso del acero inoxidable, la microdureza promedio es mayor que en el mismo material del espécimen sin enmantequillado. Este hecho puede explicarse por la dilución de níquel en el acero inoxidable, lo que provoca el endurecimiento de solución sólida (Cunat, 2005).



La figura 9A. Perfil de microdureza del espécimen con bisel simple, unión soldada sin enmantequillado.

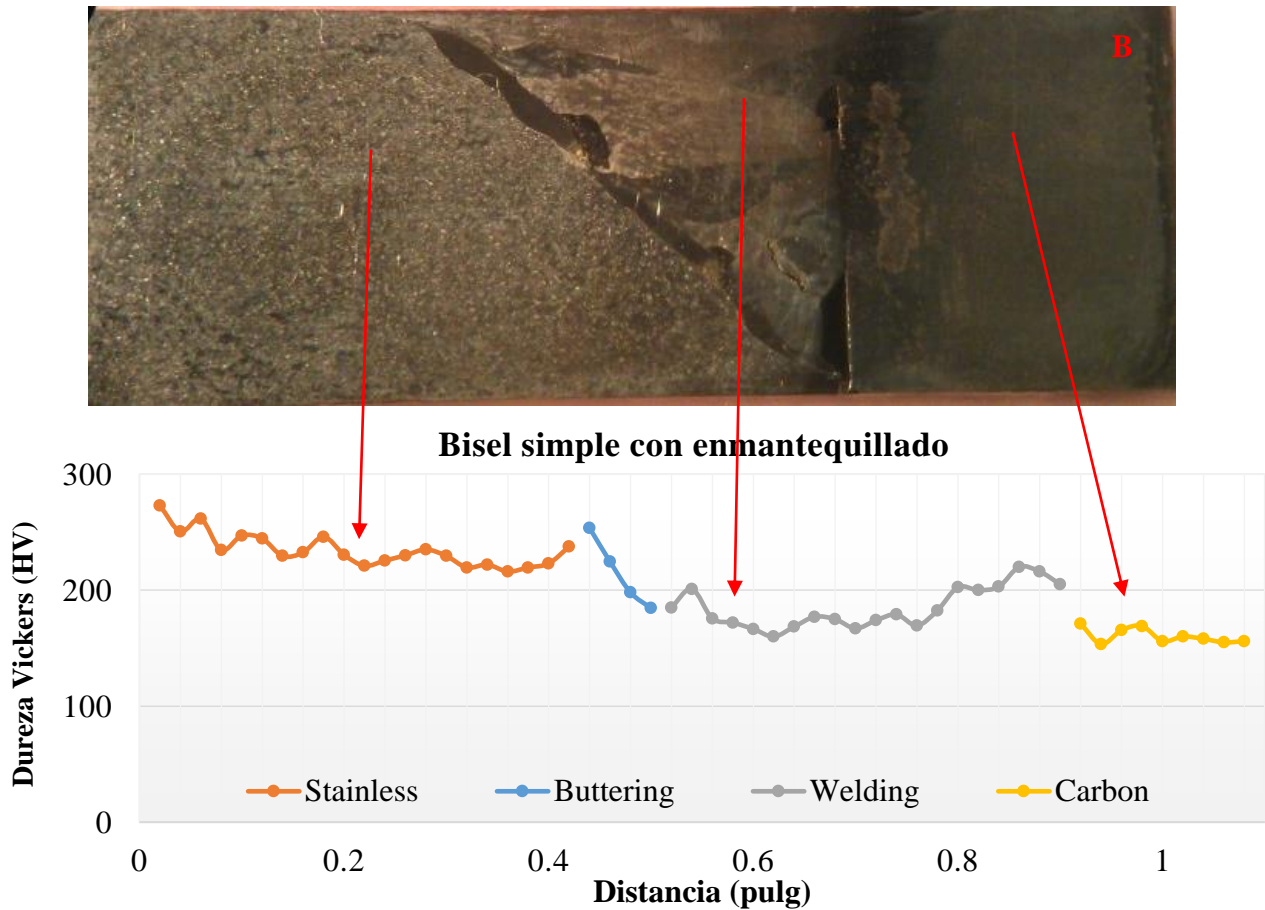


Figura 9B. Perfil de microdureza del espécimen con bisel simple, unión soldada con enmantequillado.

### 3.3. Ensayo de tracción

Las curvas esfuerzo-deformación de los especímenes con bisel simple, se observa que los especímenes sin enmantequillado, muestran mayor resistencia última de tensión (RTU) que los especímenes con enmantequillado (figura 10). Este hecho concuerda con los resultados de las mediciones de microdureza, donde se observó que los especímenes mostraron valores más elevados de microdureza en la interfase del metal de aporte / acero al carbono.

Los límites de elasticidad de los especímenes con enmantequillado son 50 MPa mayor que el límite de elasticidad de los especímenes sin enmantequillado, pero la elongación de los especímenes con enmantequillado es mayor que en el caso de los especímenes sin enmantequillado. Estos hechos pueden explicarse por las macroestructuras, lo que indica que los especímenes con enmantequillado son más propensos a tener defectos tales como falta de fusión o grietas que actúan como concentradores de esfuerzos, y que influyeron en el comportamiento mecánico durante el ensayo de tensión. Sin embargo, es importante mencionar que a pesar de la presencia de defectos tales como falta de fusión y porosidad, los especímenes mostraron resistencia última de tensión mayor a 200 Mpa. La principal influencia de defectos está en el alargamiento de los especímenes.

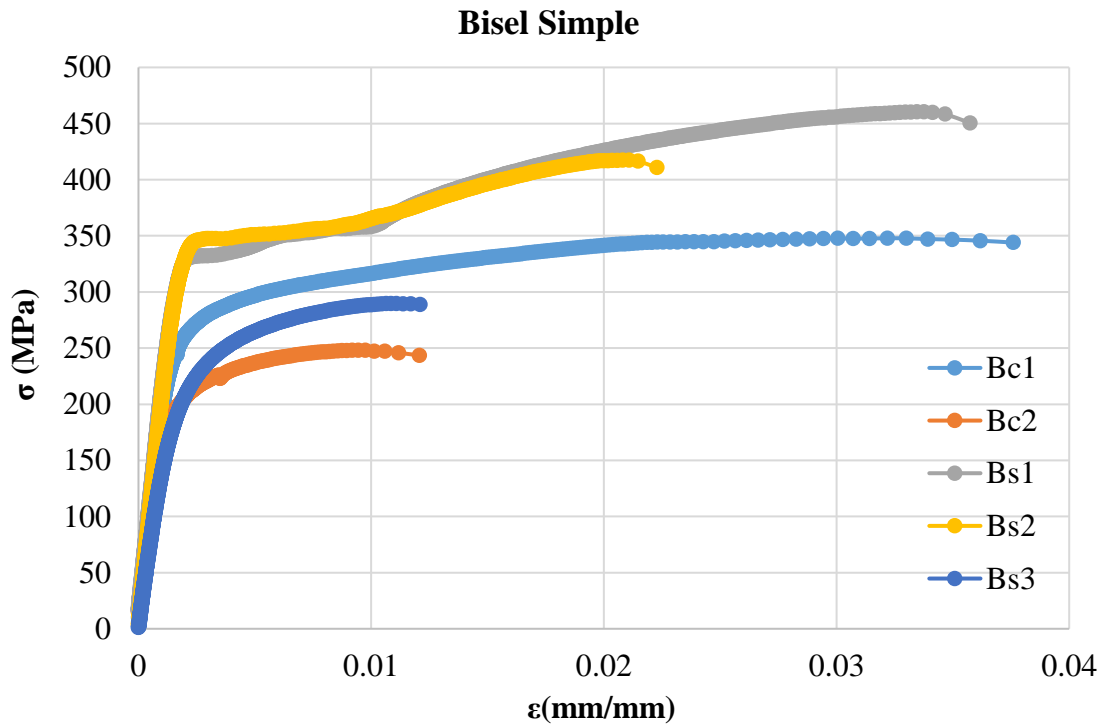


Figura 10. Curva esfuerzo-deformación de los especímenes bisel simple. Bc1, Bc2 especímenes soldados con enmantequillado; Bs1, Bs2 y Bs3 especímenes soldados sin enmantequillado.

En cuanto a la fractura de los especímenes, con excepción de los especímenes que mostraron defectos de soldadura como falta de fusión y cavidades; la fractura se encontró en el lado del acero al carbono. La figura 11A y figura 11B muestran la superficie de la fractura de los especímenes que fallaron bajo menor esfuerzo de tensión que los otros especímenes con la misma preparación. La influencia de estos defectos en el comportamiento mecánico de estos especímenes, se evidencia por los defectos de la soldadura que se observan en la superficie de fractura de los especímenes. Por ejemplo, la figura 11A muestra la superficie de fractura del espécimen con bisel simple y enmantequillado. Donde se muestra el origen de la fractura, debido a la falta de fusión, apareciendo en forma de canales, indicados con flechas negras. Estos resultados coinciden con el trabajo de Jang et al. Donde demuestran que la fractura de diferentes uniones soldadas utilizando Inconel como metal de aporte, depende en gran medida del proceso de soldadura (Jang, C., Lee, J., Kim, J. S., y Jin, T. E. 2008).

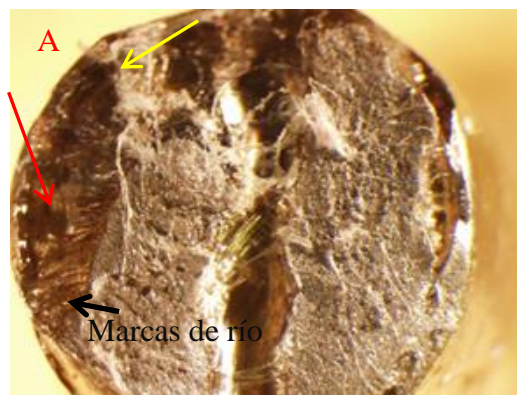


Figura 11A. Fractura del espécimen con bisel simple con enmantequillado. Se observa falta de fusión (flecha roja) y cavidades (flecha amarilla) en la fractura.

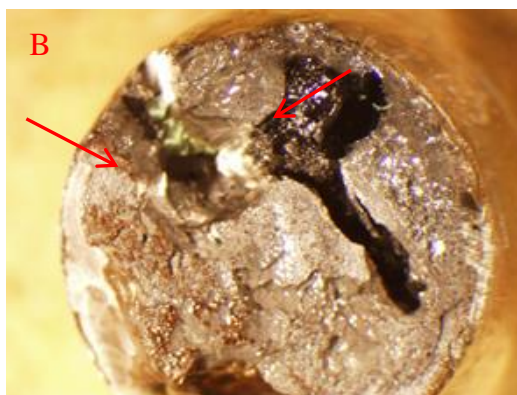


Figura 11B. Fractura de la superficie del espécimen con bisel simple sin enmantequillado. Se observa la ausencia de fusión en la fractura (flechas rojas).

#### 4. CONCLUSIONES

Las evidencias discutidas anteriormente conducen a las siguientes conclusiones:

- 1.-Los especímenes con enmantequillado son propensos a mostrar grietas en la interfaz enmantequillado / metal de aporte.
- 2.-La soldadura entre AISI 309L y acero al carbono, no presentan evidencia de formación de grietas.
- 3.-Los especímenes sin enmantequillado mostraron microdureza promedio más alto en el metal de aporte.
- 4.-Los especímenes sin enmantequillado mostraron mejores propiedades mecánicas.
- 5.-La composición química de los materiales para el enmantequillado y el metal de aporte son muy importantes para la integridad de la soldadura.

#### 5. REFERENCIAS

- ASTM A615 / A615M (2016), *Standard specification for deformed and plain carbon-steel bars for concrete reinforcement*.
- ASTM A706/A706M (2016), *Specification for deformed and plain low-alloy steel bars for concrete reinforcement*.
- ASTM E 384 (2016), *Standard test method for microindentation hardness of materials*.
- ASTM E8 / E8M (2015), *Standard test methods for tension testing of metallic materials*.
- ASTM E3 (2011), *Standard guide for preparation of metallographic specimens*.
- ASTM E340 (2015), *Standard practice for macroetching metals and alloys*.
- AWS, H. (2005), D1. 4/D1. 4M- “*Structural welding code-reinforcing*” Steel American Welding Society.
- Balakrishnan, M., Balasubramanian, V., Reddy, G. M., Sivakumar, K. (2011), “*Effect of buttering and hardfacing on ballistic performance of shielded metal arc welded armour steel joints*”. *Materials & Design*; 32(2), pp. 469-479.
- Cunat J. P. (2004), “*Alloying elements in stainless steel and other chromium-containing alloys*”. Euroinox, p7.
- Doddy, T. (1992), “*Intermediate mixed zones in dissimilar metal welds for sour service*”. *Welding Journal*, 71, pp. 55-60.
- Evans R. M. (1962), “*Joining of nickel-base alloys*” DMIC report 181, battelle memorial institute, Columbus 1, Ohio.



- Fuentes, A. L. G., Centeno, L., García, R. D. S., Del Rosario, A. V. (2011), “*Metallurgy of dissimilar steels welded unions (ASTM A240–A537) and mechanical behavior under monotonic and cyclic loads*”. Revista Latinoamericana de Metalurgia y Materiales, pp.36-48.
- Hernández-Castañeda O., Mendoza-Escobedo C. J. (2006), “*Durabilidad e infraestructura: retos e impacto socioeconómico*”, Ingeniería Investigación y Tecnología, VII.1 pp. 58.
- Istrati, G. (1961). “*Manual de los aceros inoxidable*”. Librería Editorial Alsina.
- Jang, C., Lee, J. H., Jung, S. Y., Kim, J. S. & Jin, T. E. (2006), “*Tensile property evaluation of dissimilar metal welds containing alloy 82/182 fusion weld using miniature specimen*”. In Proc. of KNS Spring Meeting, Chunchon, Korea. Small Sub-size Sp (Vol. 1) pp.1-23.
- Jang, C., Lee, J., Kim, J. S. & Jin, T. E. (2008), “*Mechanical property variation within Inconel 82/182 dissimilar metal weld between low alloy steel and 316 stainless steel*”. International Journal of Pressure Vessels and Piping, 85(9), pp. 635-646.
- Klueh, R. L. & King, J. F. (1982), “*Austenitic stainless steel-ferritic steel weld joint failures*”. WELDING J., 61(9), pp. 302.
- Lundin, C. D. (1982), “*Dissimilar metal welds-transition joints literature review*”. Welding Journal, 61(2), pp.58-63.
- Murugan, N., Parmar, R. S. (1997), “*Stainless steel cladding deposited by automatic gas metal arc welding*”. Welding Journal-Including Welding Research Supplement, 76(10), pp.391-401.
- NMX-H-121-1988 “*Procedimiento de soldadura estructural acero de refuerzo*” p. 8.
- Olden, V., Kvaale, P. E., Simensen, P. A., Aaldstedt, S., Solberg, J. K. (2003), “*The effect of PWHT on the material properties and micro structure in inconel 625 and inconel 725 buttered joints*”. In ASME 2003 22nd International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, American Society of Mechanical Engineers, January, pp. 109-115.
- Ospina, R., Aguirre, H., Parra, H. (2007), “*Soldabilidad en aceros inoxidable y aceros disímiles*”. Scientia et Technica, pp.13- 34.
- Pérez-Quiroz, J. T., Terán, J., Herrera, M. J., Martínez, M., Genescá, J. (2008), “*Assessment of stainless steel reinforcement for concrete structures rehabilitation*”. Journal of Constructional Steel Research, 64(11), pp.1317-1324.
- Shinozaki, K., Ke, L. & North, T. H. (1992), “*Hydrogen cracking in duplex stainless steel weld metal*”. WELDING JOURNAL-NEW YORK-, pp. 371-387.
- Tabatabai, H., Ghorbanpoor, A. & Pritzl, M. D. (2009), “*Evaluation of select methods of corrosion prevention, corrosion control, and repair in reinforced concrete bridges*” (No. WHP 09-04), p.p. 7.
- Tušek, J., Bajcer, B., Taljat, B. & Hrženjak, M. (2007), “*Analysis of lack of fusion in welds at water heaters*”. Metalurgija, 46(2), pp.111-116.
- Washko S. D., Aggen G. (2005), “*Properties and selection: irons, steels, and high performance alloys*”, ASM Handbook Volume 1, 10th edition, pp.2145-2248.
- Winarto, G. D., Wardhani, R., Syarif, I. (2014), “*Analysis of buttering method on mechanical properties welded material low carbon steel*”. IPTEK Journal of Proceedings Series, 1(1) pp.109-113.



## Análisis de concretos con no conformidades: efectos de larga duración

B. Fernandes<sup>1</sup>, R. Christ<sup>1</sup>, U. Quinino<sup>1</sup>, B. Tutikian<sup>1</sup>

<sup>1</sup>itt Performance, UniversEdad do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS), Brasil.

### Información del artículo

#### DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3.154>

Artículo recibido el 03 de Marzo de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 19 de Julio de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2017.

© 2016 ALCONPAT Internacional

### Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 3, Septiembre – Diciembre 2016, 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](mailto:alconpat.int@gmail.com), Página Web: [www.alconpat.org](http://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, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2016.

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.

### RESUMEN

Este artículo tiene como objetivo contribuir al análisis del concreto en casos de incumplimiento normativo, centrado en los efectos a largo plazo. Se llevó a cabo una encuesta entre los participantes en el análisis de no conformidades: evolución de la resistencia a la compresión, variabilidad de los resultados y criterios de aceptación. Complementariamente, se presenta un caso de estudio de un hormigón en incumplimiento utilizado en una estructura mixta (pilares metálicos rellenos) que mostró una resistencia a 28 días menor que la especificada. Teniendo en cuenta los efectos a largo plazo, se observó una ganancia de resistencia nominal por encima de los límites reglamentarios. Este análisis, junto con una revisión del proyecto y una inspección minuciosa puede ayudar en la toma de decisiones en casos de hormigón en incumplimiento.

**Palabras clave:** incumplimiento; ganancia de resistencia; seguridad estructural.

### ABSTRACT

The aims of this paper is contribute to the analysis of non-conformity concrete, focusing on long time effects. A review of compressive strength evolution, results variability and acceptance criteria was made. In addition, it is presented a case study of a nonconforming concrete used in composite structures (concrete-filled steel columns) that present 28-day strength below the specified. Considering long time effects, a nominal strength gain above the limits considered in technical standards was observed. This analysis, associated with a revision of the structural design and a carefully assessment, could help decision taking in case of non-conformity concretes.

**Keywords:** non-conforming; strength gain; structural safety.

### RESUMO

O presente artigo tem como objetivo contribuir para a análise de concretos com não conformidades, com foco nos efeitos de longa duração. Foi realizado um levantamento dos intervenientes na análise de não conformidades: evolução da resistência à compressão, a variabilidade dos resultados e critérios de aceitação do concreto. De forma complementar, é apresentado o estudo de caso de concretos não conformes empregados em estrutura mista (pilares metálicos preenchidos) que apresentaram resistências abaixo do especificado aos 28 dias. Considerando os efeitos de longa duração, um ganho de resistência nominal acima dos limites normativos foi observado. Esta análise, aliada a uma revisão do projeto e a uma inspeção criteriosa, pode auxiliar na tomada de decisão em casos de concretos não conformes.

**Palavras-chave:** não conformidade; crescimento de resistência; segurança estrutural.

Autor de contacto: Bernardo Tutikian ([bftutikian@unisinis.br](mailto:bftutikian@unisinis.br))

## 1. INTRODUCCIÓN

La elevada resistencia mecánica asociada al reducido costo de producción y la facilidad de vaciar para variadas geometrías hace que el concreto sea el material mas usado en las construcciones, destacandose frente a los demás materiales en lós aspectos técnicos y económicos (Mehta; Monteiro, 2014). En consecuencia, en la medida que hay una aceleración en su consumo se espera que crezca la cantidad de estructuras proyectadas y dimensionadas que necesitan de evaluación de su desempeño frente a las funciones para las cuales fueron destinadas, conciliando los aspectos técnicos referentes a eficiencia. Elegir bien los materiales, asi como investigar los efectos de las tecnologías usadas, asociado al perfeccionamiento del sistema estructural son factores importantes para garantizar las condiciones de seguridad.

De manera general la introducción de esta seguridad en el proyecto estructural es implementada por medio de coeficientes que reúnen las imprecisiones inevitables por omisión de carga o por el desvio del comportamiento de las propiedades mecánicas de los materiales. Además de ello, se contemplan las imperfecciones de las tensiones actuantes en virtud de las acciones simultáneas que la estructura debe soportar. Deben ser incluidos en estas incertidumbres los errores en los que se incurre por la adopción de una concepción simplificada o de la capacidad de redistribución de los esfuerzos producidos por los eventuales daños. Cuando esos aspectos y coeficientes no son contemplados de manera adecuada, negligentes o no son debidamente fiscalizados, hay un aumento de las ocurrencias de las no conformidades y de esta manera, promueven la necesidad de ser investigados, pues el resultado puede evidenciar problemas que llevan al cuestionamiento del proyecto estructural, la eventual ejecución de reparaciones o la condenación total y/o parcial de algunos elementos.

En este escenario, diversos son los estudios e investigaciones destinados al entendimiento de las no conformidades en sistemas estructurales de concreto, abordando aspectos relativos a seguridad, confiabilidad y análisis de riesgo (Kausay; Simon, 2007; Pereira, 2008; Caspeelee; Taerwe, 2011; Helene, 2011; Santiago, 2011; Santiago; Beck, 2011; Caspeelee; Taerwe, 2014; Larrossa et al, 2014; Magalhaes, 2014; Rao et al, 2014; Couto et al, 2015; Magalhaes et al, 2015). En Brasil, el asunto llevó al surgimiento de un grupo de estudios de la Asociación Brasileña de Ingeniería y Asesoría Estructural (ABECE), que resultó en la recomendación ABECE 001: Análisis de casos de no conformidad del Concreto. Destacandose la verificación de la seguridad de estructuras de concreto con no Conformidades que engloba diversas etapas y métodos, que van desde la extracción núcleos hasta la revisión del proyecto, considerando la nueva resistencia (Silva Filho; Helene, 2011).

El presente artículo tiene como objetivo realizar una revisión de algunos de los principales factores intervinientes en el análisis de no conformidades en concretos. Son abordados aspectos relativos a variabilidad de los resultados de ensayos de compresión axial, de los criterios de aceptación del concreto y de la evolución de la resistencia a compresión tomando en consideración los efectos de larga duración. Esta revisión es complementada con un estudio de caso de una estructura mixta, con pilares de acero rellenos con concreto armado, que presentó resistencia a compresión inferior a la especificada por el proyectista. Con este análisis de los efectos del tiempo en la resistencia del concreto, se pretende contribuir con la toma de decisión en el análisis de las no conformidades en estructuras de concreto.

## 2. ANÁLISIS DE CONCRETOS CON NO CONFORMIDADES

### 2.1 Consideraciones sobre la evolución de la resistencia a compresión a largo plazo

Uno de los posibles abordajes para la evaluación de la seguridad estructural consiste en el análisis del comportamiento del concreto a largo plazo, considerando los efectos de evolución de la resistencia y de las cargas de larga duración. Al determinar la tensión admisible de compresión,  $\sigma_{cd}$ , son utilizados los coeficientes de ponderación  $\gamma_c$  e  $\beta$  - valores de cálculo obtenidos con base a valores característicos,

definidos a partir de consideraciones probabilísticas para cada tipo de estado limite. El coeficiente  $\gamma_c$  representa las diferencias existentes entre el concreto del núcleo y el material de constitución del elemento estructural en sí, además de considerar incertezas referentes a las solicitaciones (Couto *et al*, 2015), mientras que el  $\beta$  es derivado del producto de coeficientes parciales, es decir, por la multiplicación de los efectos benéficos de la evolución de la resistencia a compresión a largo plazo ( $\beta_1$ ) por los efectos perjudiciales de las cargas de larga duración ( $\beta_2$ ) (Silva Filho; Helene, 2011).

El desarrollo de la resistencia a compresión a largo plazo puede ser calculada mediante uso de modelos matemáticos relacionados a la resistencia a compresión obtenida a los 28 días (Klemczak *et al*, 2015). Se sabe que esta evolución varía en función del tipo de cemento, la temperatura ambiente, así como de las condiciones de curado (CEB, 1990). Manteniendo condiciones de curado ideal y temperatura de 20°C, es posible estimar el desarrollo de la resistencia a compresión a largo plazo, a través de las ecuaciones (1) y (2), establecidas por el *fib Model Code 2010* (CEB, 2012). Destacando que esta fórmula es permitida por la ABNT NBR 6118:2014, para edades inferiores a 28 días.

$$f_{cm}(t) = \beta_1(t) \times f_{cm} \quad (1)$$

$$\beta_1(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \sqrt{\left( \frac{28}{t} \right)} \right] \right\} \quad (2)$$

$f_{cm}(t)$ : Resistencia a compresión a t días;

$f_{cm}$ : Resistencia a compresión a los 28 días;

$\beta_1(t)$ : Coeficiente en función del tiempo (t);

t: Edad en la cual se desea obtener la resistencia a compresión;

s: Coeficiente que depende del tipo de cemento:  $s=0,20$ : para cementos de alta resistencia y rápido endurecimiento (caso del CPV-ARI en el Brasil);  $s=0,25$ : para cementos normales y rápido endurecimiento (caso del CPI y CPII en el Brasil);  $s=0,38$ : para cementos de endurecimiento lento (caso del CPIII y CPIV en el Brasil).

La pérdida de capacidad resistente por efecto de la carga duración fue estudiada por Rüsçh (1960). Este decrecimiento es constante e independiente del  $f_{ck}$  del concreto en estudio, además de ser, como máximo, de 25%. El *fib Model Code 2010* (CEB FIP, 2012) propone la ecuación (3) para la determinación del coeficiente  $\beta_2$ , siendo que el factor de decremento varía en función del período en el cual la estructura estará cargada.

$$\beta_2 = \frac{f_{c,sus,j}}{f_{c,t_0}} = 0.96 - 0.12 \times \sqrt{\ln(7.2 \times (j - t_0))} \quad (3)$$

$f_{c,sus,j}$ : Resistencia a compresión del concreto sobre carga mantenida, en la edad de j días, en MPa;

$f_{c,t_0}$ : Resistencia potencial a compresión del concreto a la edad (Edad)  $t_0$  instantes antes de la aplicación da carga de larga duración, en MPa;

$\beta_2$ : Efectos perjudiciales de las cargas de larga duración (t);

$t_0$ : Edad de aplicación da carga, en días, considerada significativa;

j: Cualquier Edad del concreto a posteriori de  $t_0$ ; expresada en días.

Se estima que la norma brasileña, ABNT NBR 6118:2014, establece valores de 1,16 para  $\beta_1$  y 0,73 para  $\beta_2$ , considerando valores de carga desde los 28 días hasta 50 años, resultando en un  $\beta$  de 0,85. Se observa que los valores utilizados son conservadores, visto que admite un desarrollo de resistencia de apenas 16% en un período de 50 años y un valor de decremento mayor que el máximo establecido por Rüsçh (1960) (Helene, 2011). De este modo, se vuelve adecuado verificar los valores de  $\beta_1$  y  $\beta_2$ ,

considerando la fórmula propuesta por el *fib Model Code 2010* (CEB, 2012) y las consideraciones hechas por Rüsich (1960).

## 2.2 Consideraciones sobre la variabilidad de los resultados de resistencia a compresión

Otro factor a ser verificado es la variabilidad de los resultados del ensayo de resistencia a compresión. Magalhaes (2014) resalta que todas las etapas de la producción del concreto llevan a la dispersión de los resultados del control tecnológico, siendo que estos pueden ser separados en tres diferentes aspectos: influencia de los materiales, de los mecanismos de producción y del procedimiento de ensayo. La Tabla 1 presenta los principales factores que pueden influenciar el resultado de la resistencia a compresión del concreto, así como la variabilidad máxima del ítem.

Tabla 1. Factores que influyen en el resultado del ensayo de resistencia a compresión

Origen de la variación		Variabilidad máxima
<b>Materiales</b>	Variabilidad de la resistencia del cemento	±12%
	Variabilidad de la cantidad total de agua	±15%
	Variabilidad de los agregados	± 8%
<b>Mano de obra</b>	Variabilidad del tiempo y procedimiento de mezclado	-30%
<b>Equipamiento</b>	Ausencia de ajuste de balanzas	-15%
	Mezcla inicial, sobre la sub carga, correas, etc.	-10%
<b>Procedimiento de ensayo</b>	Recolección imprecisa	-10%
	Densificación inadecuada	-50%
	Curado (efecto considerado a los 28 días o mas)	±10%
	Capeamiento inadecuado	-30% para concavidad; -50% para convexidad
	Ruptura (velocidad de carga)	± 5%

Fuente: Adaptado de Helene y Terzian (1992).

Es posible observar que los diversos procedimientos envueltos en la preparación, de la recolección y del ensayo pueden afectar, directamente, los resultados de los ensayos, pudiendo reducir, en hasta 50%, la resistencia a compresión del concreto analizado. De hecho, esta variabilidad representa su verdadera importancia al observar los datos oriundos de investigaciones y ensayos de laboratorio. Santiago (2011) compiló datos del control tecnológico de más de seis mil núcleos, oriundos de nueve estados Brasileños. El autor identificó porcentajes no conformes de hasta 28%, para concretos de clase C40. Este valor llega a 84%, para concretos de clase C50.

## 2.3 Consideraciones sobre la aceptación del concreto

Otro punto que debe ser considerado es la recepción y la aceptación del concreto. Al observar las principales normas nacionales e internacionales referentes a estructuras de concreto, se verifican puntos divergentes en relación al método y a los criterios de aceptación (Pacheco; Helene, 2013; Magalhaes, 2014).

La norma nacional, NBR 12655 (ABNT, 2015) presenta dos tipos de control de muestreo: total y parcial. En el muestreo parcial, son vaciados cilindros en apenas algunas mezclas de concreto. En el muestreo total, es realizado el control de todas las mezclas realizadas, siendo el criterio de aceptación que ninguna sea inferior a la resistencia a compresión característica. A pesar del elevado costo, este tipo de muestreo es ampliamente utilizado en Brasil (Pacheco; Helene, 2013).

La norma americana, *ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete*, establece tres diferentes criterios: el promedio de 3 resultados consecutivos debe ser igual o superior a la resistencia

característica definida en el proyecto; ningún resultado individual debe ser inferior a  $f_{ck}-3,5\text{MPa}$  (para concretos con  $f_{ck}$  por debajo de 35 MPa) y que ningún resultado individual sea inferior a  $0,9* f_{ck}$  (para concretos con  $f_{ck}$  por debajo de 35 MPa) (Magalhaes, 2014). Adicionalmente, la misma norma no tiene previsto el muestreo total, estableciendo criterios mínimos de único ejemplar por día de vaciado, para cada 115 m<sup>3</sup> de material ó para cada 465 m<sup>2</sup> de área construída (Pacheco; Helene, 2013).

Otra norma ampilamente utilizada, la *BS EN 206:2013 - Concrete. Specification, performance, production and conformity*, presenta diferentes criterios en función del período de la obra: inicio de la producción y producción continúa, cuando ya se han realizado mas que 15 resultados (Magalhaes, 2014).

El primer criterio es referente al promedio de resultados, que debe ser mayor o igual a  $f_{ck}+4,0\text{MPa}$ , para control inicial, y mayor o igual a  $f_{ck}+1,48*s$  (desvio patrón de los resultados), para producción continúa. El segundo criterio se refiere a los resultados individuales, que, para ambos tipos de producción, deben ser mayores que  $f_{ck}-4,0\text{MPa}$  (Pacheco; Helene, 2013; Magalhaes, 2014).

Larrossa *et al* (2014) realizaron la comparación de los criterios de muestreo de las tres normas citadas, para 32 lotes de concreto. Los autores comentan que la NBR 12655 (ABNT, 2015) es el método más rígido, seguido por la EN 206 e ACI 318-11. De hecho, comparando los procedimientos de aceptación adoptados por las normas internacionales con lo establecido en las recomendaciones de la norma nacional, se verifica que los criterios de aceptación son más restrictivos (Pacheco; Helene, 2013; Magalhaes, 2014).

### 3. ESTUDIO DE CASO

#### 3.1 Procedimientos metodológicos

En el control tecnológico realizado en una obra, siguiendo el procedimiento establecido por la NBR 12655 (ABNT, 2015), la resistencia a la compresión ( $f_c$ ) de tres mezclas de volumen de 8m<sup>3</sup> fué inferior al  $f_{ck}$  de 40 MPa, especificado por el proyectista. Como la obra presenta impedimentos para la extracción de núcleos, visto que la estructura es de acero relleno con concreto armado, fué realizado un estudio al respecto de la evolución de la resistencia del concreto, de modo de auxiliar en el chequeo de la seguridad estructural de la obra. Cabe resaltar que este análisis es complementario, y debe ser realizado en conjunto con otras verificaciones, como revisión del proyecto estructural considerando  $f_c$  obtenido en el ensayo y la realización de ensayos no destructivos. La composición del concreto estudiado está presentada en la Tabla 2.

Tabla 2. Tipos de concreto en estudio

Material	Cantidad	Unidad
Cemento CPV-ARI RS	341	kg
Puzolana	114	kg
Arena fina	284	kg
Arena media	426	kg
Piedra 0	1025	kg
Agua	191	l
Aditivo polifuncional	3,41	kg
Aditivo superplastificante	1,14	kg

Fuente: carta tipo según la empresa responsable del concreto

En los datos especificadas de ensayo, se realizaron los ensayos, en laboratorio acreditado, siguiendo los procedimientos normativos. Todos los núcleos fueron nivelados y los ensayos se realizaron en la prensa máquina universal *EMIC – PC 200 CS*. Los resultados son presentados en la Tabla 3.

Tabla 3. Resultados del ensayo de resistencia a la compresión de las muestras no conformes

Muestras	Abatimiento (mm)	Dato de ruptura	Edad (días)	Ø (mm)	fc (MPa)	fc potencial (MPa)
1	180	18/02/2015	7	100	23,9	23,9
		18/02/2015	7	100	23,3	
		11/03/2015	28	100	35,2	37,1
		11/03/2015	28	100	37,1	
2	230	18/02/2015	7	100	23	24,6
		18/02/2015	7	100	24,6	
		11/03/2015	28	100	37,4	37,4
		11/03/2015	28	100	34,6	
3	200	31/03/2015	7	100	23,3	23,9
		31/03/2015	7	100	23,9	
		21/04/2015	28	100	38,2	38,6
		21/04/2015	28	100	38,6	

Fuente: Adaptado de los informes de ensayo

En lo que se refiere al control tecnológico utilizado en la obra, es importante mencionar que fue ejecutado por muestreo total (100%), en la cual todas las mezclas fueron muestreadas. En este caso, la NBR 12655 (2015) establece que la aceptación del concreto es establecida cuando todos los ejemplares del muestreo alcanzan el valor de  $f_{ck}$  especificado por el proyectista. Como puede ser visto en la Tabla 3, las resistencias potenciales, a los 28 días, no presentaron resistencia igual o superior a la definida, de 40 MPa.

Otro punto levantado fue el histórico del desarrollo de la resistencia luego de los 28 días. En un levantamiento realizado por la empresa, en el periodo de un año, el concreto presentó un crecimiento de 32,6% (cemento CPV-ARI resistente a los sulfatos con adición de 22% de pozolona), superior a los 16% considerados por la ABNT NBR 6118:2014.

### 3.2 Resultados y análisis

A partir de los valores obtenidos, fue realizado el análisis de la evolución de la resistencia a la compresión del concreto. Inicialmente, fueron calculados los valores de  $\beta_1$  utilizando un coeficiente  $s$  de 0,20, visto que el cemento utilizado es tipo CPV-ARI. Así mismo, como fue realizada adición de puzolanas por el de 33% en relación al cemento, se consideró adecuado calcular el  $\beta_1$  para un cemento del tipo CPIV, ya que éste contiene entre 15 y 50% de puzolana. Por último, se calculó un tercer valor de  $\beta_1$ , para un valor  $s$  intermedio. Los valores de  $\beta_1$  para 50 años, utilizados en cálculo del  $\beta$ , son presentados en la Tabla 4.

Tabla 4. Coeficientes de  $\beta_1$  para diferentes tipos de cemento

Valores de $\beta_1$ para 50 años	
CPV-ARI	1,21
CP “Intermediário”	1,33
CPIV	1,44
ABNT NBR 6118:2014	1,16

La evolución de la resistencia a la compresión a largo plazo para las tres situaciones (CPV-ARI, CPIV y CP “intermedio”), considerando el menor valor de  $f_{ck, est}$  (37,1 MPa) y un período de 365 días, puede ser observada en la Figura 1.

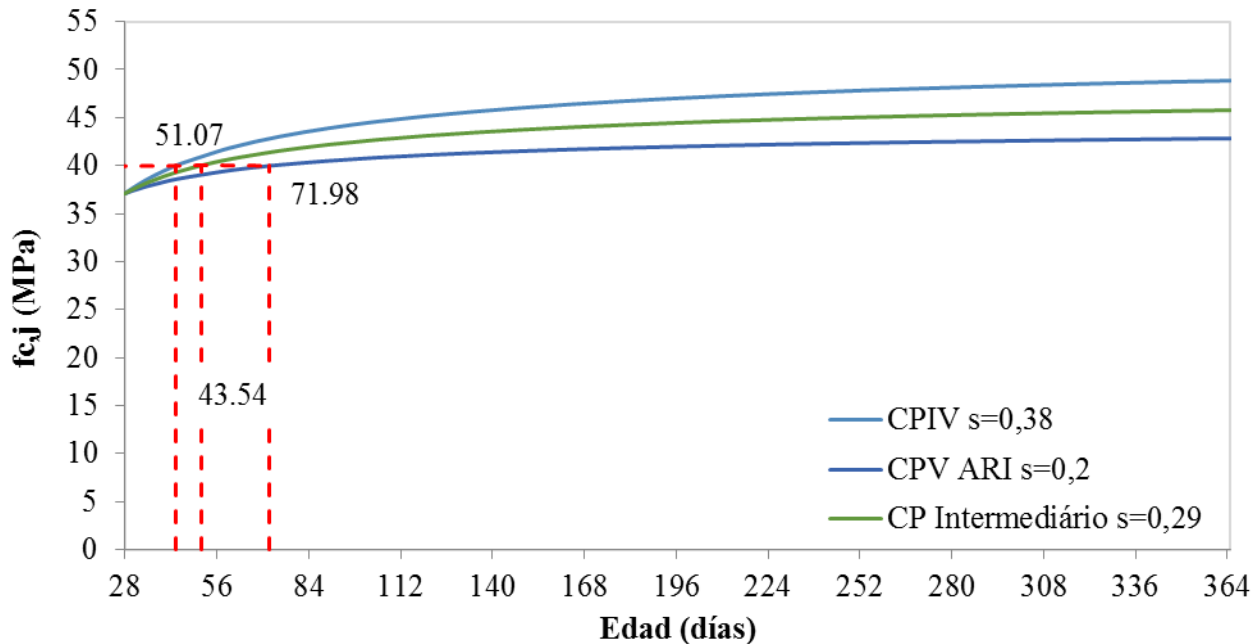


Figura 1. Evolución de la resistencia conforme fib Model Code 2010

En la figura se observa que, para alcanzar los 40 MPa especificados, se llevará 45 días considerando el  $\beta_1$  para el concreto con CPIV, 51 días para el  $\beta_1$  considerando CP “intermedio” y 72 días para el  $\beta_1$  con CPV ARI.

Luego de la definición del  $\beta_1$ , se calculó el coeficiente  $\beta$ , considerando dos condiciones de  $\beta_2$  - 0,73, según recomendaciones de la ABNT NBR 6118:2014; y 0,75, máximo valor conforme Rüsç (1960). Los valores están expresados en la Tabla 5.

Tabla 5. Coeficientes de  $\beta$  para diferentes tipos de cemento y carga

Condición	$\beta_1$	$\beta_2$	$\beta$
<b>ABNT NBR 6118:2014</b>	<b>1,16</b>	<b>0,73</b>	<b>0,847</b>
$\beta_1$ do CPV-ARI / $\beta_2$ da NBR 6118	1,21	0,73	0,885
$\beta_1$ do CP “Intermedio” / $\beta_2$ da NBR 6118	1,33	0,73	0,968
$\beta_1$ do CPIV / $\beta_2$ da NBR 6118	1,44	0,73	1,052
$\beta_1$ do CPV-ARI / $\beta_2$ del máximo - Rusç (1960)	1,21	0,75	0,909
$\beta_1$ do CP Inter. / $\beta_2$ del máximo - Rusç (1960)	1,33	0,75	0,995
$\beta_1$ do CPIV / $\beta_2$ del máximo - Rusç (1960)	1,44	0,75	1,081

Para la verificación de la seguridad en el caso de estudio, se calculó la resistencia a la compresión de proyecto del concreto  $f_{cd}$ , de acuerdo con la ecuación 4, utilizando los coeficientes calculados en la Tabla 5. Los resultados están expresados en la Tabla 6.

$$f_{cd} = \beta * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \tag{4}$$



Tabla 6. Tensión a compresión do concreto

Condición	$f_c$ (MPa)	$\gamma_c$	$\beta$	$f_{cd}$ (MPa)
<b>ABNT NBR 6118:2014 (valor referencia)</b>	<b>40</b>	<b>1,4</b>	<b>0,847</b>	<b>24,2</b>
$\beta_1$ do CPV-ARI / $\beta_2$ del NBR 6118	37,1	1,4	0,885	23,4
$\beta_1$ do CP “Intermedio” / $\beta_2$ del NBR 6118			0,968	25,7
$\beta_1$ do CPIV / $\beta_2$ del NBR 6118			1,052	27,9
$\beta_1$ do CPV-ARI / $\beta_2$ del máximo - Rusch (1960)			0,909	24,1
$\beta_1$ do CP Inter. / $\beta_2$ del máximo - Rusch (1960)			0,995	26,4
$\beta_1$ do CPIV / $\beta_2$ del máximo - Rusch (1960)			1,081	28,6
$\beta_1$ do CPV-ARI / $\beta_2$ del NBR 6118	37,4	1,4	0,885	23,6
$\beta_1$ do CP “Intermedio” / $\beta_2$ del NBR 6118			0,968	25,9
$\beta_1$ do CPIV / $\beta_2$ del NBR 6118			1,052	28,1
$\beta_1$ do CPV-ARI / $\beta_2$ del máximo - Rusch (1960)			0,909	24,3
$\beta_1$ do CP Inter. / $\beta_2$ del máximo - Rusch (1960)			0,995	26,6
$\beta_1$ do CPIV / $\beta_2$ del máximo - Rusch (1960)			1,081	28,9
$\beta_1$ do CPV-ARI / $\beta_2$ del NBR 6118	38,6	1,4	0,885	24,4
$\beta_1$ do CP “Intermedio” / $\beta_2$ del NBR 6118			0,968	26,7
$\beta_1$ do CPIV / $\beta_2$ del NBR 6118			1,052	29,0
$\beta_1$ do CPV-ARI / $\beta_2$ del máximo - Rusch (1960)			0,909	25,1
$\beta_1$ do CP Inter. / $\beta_2$ del máximo - Rusch (1960)			0,995	27,4
$\beta_1$ do CPIV / $\beta_2$ del máximo - Rusch (1960)			1,081	29,8

Los valores obtenidos demuestran que apenas cuando se considera exclusivamente el cemento CPV ARI que la tensión obtenida se presenta por debajo de lo esperado. Para los concretos con cemento con puzolana, como el caso de este estudio, la tensión de cálculo del concreto ya se presenta sobre lo exigido. Se verifica la naturaleza conservadora de la ABNT NBR 6118:2014 – característica esperada de normas técnicas. Entretanto, surge la posibilidad de que el profesional use los conocimientos consolidados en el área y avance en el estudio del desarrollo de la resistencia del concreto luego de los 28 días.

Se resalta que, según la ABNT NBR 6118:2014, en caso que las resistencias continúen por debajo del  $f_{ck}$  de proyecto, debería ser realizado un nuevo cálculo estructural con el nuevo valor. Sin embargo si existe la inseguridad debería ser prevista una limitación de uso de ese elemento, elaboración de proyecto de reforzamiento o hasta la demolición parcial o total de las piezas no conformes.

#### 4. CONCLUSIONES

Al analizar el comportamiento de la resistencia a la compresión a largo plazo, así como verificar las recomendaciones de normativas internacionales y demás intervinientes en el control tecnológico del concreto se observa que las prescripciones establecidas en la ABNT NBR 6118:2014 son conservadoras, llevando a un alto grado de seguridad, como es lo esperado en normas técnicas.

Entretanto, algunos de los criterios establecidos por la norma no consideran importantes factores, principalmente en lo que se refiere a la resistencia del concreto a largo plazo, como se observó en el estudio de caso presentado. La referida normativa no considera el comportamiento real del material, visto que no considera el efecto de las adiciones puzolánicas en este desarrollo, además de considerar un decrecimiento de la resistencia (*efecto Rüsche*) superior al indicado por Rüsche (1960) (Helene, 2011;

Silva Filho, Helene, 2011). Tales factores pueden afectar, diretamente, el factor de ponderación  $\beta$ , que afecta el cálculo estructural.

Cabe destacar que antes del uso de nuevos coeficientes, deben ser realizadas otras etapas, como la revisión del cálculo estructural y la realización de una rigurosa inspección, chequeando con rigor la ejecución, la geometría y la calidad de los materiales. Estas etapas, sumado a la estimación del desempeño frente a los efectos de larga duración, podem auxiliar en la verificación de la seguridad y en la toma de decisión en lós casos de no Conformidad de concretos estructurales.

## 5. REFERENCIAS

American Concrete Institute (2011), *ACI 318-11: Building code requirements for structural concrete and commentary*, (Detroit, Michigan, USA: ACI), p.503.

American Concrete Institute (2011), *ACI 214R-11: Guide to evaluation of strength test results of concrete*, (Detroit, Michigan, USA: ACI), p.16.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2015), *NBR 12655: Concreto: controle, preparo e recebimento*, (Rio de Janeiro,Brasil:ABNT), p.23.

Associação Brasileira De Normas Técnicas (2015), *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*, (Rio de Janeiro,Brasil:ABNT), p.238.

Caspeele, R., Taerwe, L. (2011), “*Statistical comparison of data from concrete families in ready-mixed concrete plants*”, *Structural Concrete*, V. 12(3), pp.148-154.

Caspeele, R., Taerwe, L. (2014), “*Influence of concrete strength estimation on the structural safety assessment of existing structures*”, *Construction and Building Materials*, V.62, pp.77-84.

Comite Euro-International du Beton (1993), *Model code 1990: design code*, (Lausanne, Suíça: Thomas Telford Services Ltd), p.437.

Comite Euro-International du Beton (2012), *Fib model code 2010: final draft Vol 1*, (Lausanne, Suíça; FIB), p.311.

Couto, D., Carvalho, M., Cintra, A., Helene, P. (2015), “*Concrete structures. Contribution to the safety assessment of existing structures*”, *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, V. 8(3), pp.365-389.

British Standards European Standard (2013), “*Concrete. Specification, performance, production and conformity*”, (BSI), p.98.

Helene, P. (2011), “*Análise da resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas com vistas à revisão da segurança estrutural*”, *Revista ALCONPAT*. V. 1(1), pp.67-92.

Helene, P., Terzian, P. (1992), “*Manual de dosagem e controle do concreto*”, (São Paulo,Brasil: PINI), p.349.

Kausay, T., Simon, T. K. (2007), “*Acceptance of concrete compressive strength*”, *Concrete Structures*, V.8, pp.54-63.

Klemczak, B., Batog, M., Pilch, M. (2016), “*Assessment of concrete strength development models with regard to concretes with low clinker cements*”, *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, V. 16(2), pp.235-247.

Larrossa, M. C., Real, M. V., Dias, C. R. R., Magalhães, F. C. (2014), “*Statistical analysis and conformity testing of concrete in port construction work*”, *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, V.7(3), pp.468-497.

Magalhães, F. C., Real, M. V., Silva Filho, L. C. P. (2014), “*The problem of non-compliant concrete and its influence on the reliability of reinforced concrete columns*”, *Materials and Structures*, pp.1-13.

Magalhães, F. C. (2014), “*A problemática dos concretos não conformes e sua influência na confiabilidade de pilares de concreto armado*”, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p.290.

Mehta, P. K., Monteiro, P. (2014), “*Concreto: microestrutura, propriedades e materiais*”, (São Paulo: IBRACON), p.782.

- Pereira, M. D. S. (2008), “*Controle da resistência do concreto: paradigmas e variabilidades: estudo de caso*”, Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, p.229.
- Pacheco, J., Helene, P. (2013), “*Boletín Técnico nº 9: Controle da resistência do concreto*”, (Mérida, México: ALCONPAT Internacional), p.20.
- Rao, K. B., Anoop, M. B., Iyer, N. R. (2013), “*Producer’s risk associated with concrete compressive strength acceptance criteria of IS456-2000*”, Journal of The Institution of Engineers (India): Series A, V.94(4), pp.243-249.
- Santiago, W. C. (2011), “*Estudo da (Não-) Conformidade de concretos produzidos no Brasil e sua influência na confiabilidade estrutural*”, Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, p.107.
- Santiago, W. C., Beck, A. T. (2011), “*A study of Brazilian concrete strength (non-) compliance and its effects on reliability of short columns*”, Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, V. 4(4), pp.663-690.
- Silva Filho, L. C. P., Helene, P. (2011), “*Análise de estruturas de concreto com problemas de resistência e fissuração*”, In: Geraldo C. Isaia. (Org.), Concreto: Ciência e Tecnologia (São Paulo:IBRACON), pp.1129-1174



## Relación entre la velocidad de corrosión de la armadura y el ancho de fisuras en vigas de concreto armado expuestas a ambientes que simulan el medio marino

Y. Hernández<sup>1</sup>, O. de Rincón<sup>1</sup>, A. Torres<sup>2</sup>, S. Delgado<sup>1</sup>, J. Rodríguez<sup>3</sup>, O. Morón<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Centro de Estudios de Corrosión, Universidad del Zulia. Venezuela.

<sup>2</sup>Instituto Mexicano del Transporte. México

<sup>3</sup>Dpto. Ingeniería Civil, Universidad de Granada. España

### Información del artículo

#### DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3.152>

Artículo recibido el 30 de Abril de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 17 de Julio de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2017.

© 2016 ALCONPAT Internacional

### Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 3, Septiembre – Diciembre 2016, 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](mailto:alconpat.int@gmail.com), Página Web: [www.alconpat.org](http://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, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2016.

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.

## RESUMEN

Esta investigación presenta una relación empírica entre la velocidad de corrosión de la armadura y la velocidad de ensanchamiento de fisuras por corrosión del recubrimiento de concreto en vigas, con o sin aplicación de carga. Se evaluaron vigas de concreto armado, expuestas a un proceso de corrosión natural mediante el rociado con solución salina al 3,5 %p/p de NaCl, para acelerar el proceso corrosivo de la armadura, mediante ensayos electroquímicos. El ancho de fisuras se evaluó mensualmente para estimar la relación existente entre éste y la pérdida de sección de la armadura. Los resultados demuestran que existe una relación directa entre la propagación del ancho de fisuras y la velocidad de corrosión, observando fisuras de mayor ancho en vigas cargadas.

**Palabras clave:** corrosion; concreto armado; vigas cargadas; ancho de fisuras.

## ABSTRACT

This investigation presents an empirical correlation between the rebar corrosion rate and the corrosion-induced crack width propagation rate produced on beam's concrete cover, with or without load application to these beams. Reinforced concrete beams were evaluated, exposed to a natural corrosion process by spraying with 3.5 %w/w NaCl solution, to accelerate the rebar corrosion process, was performed with electrochemical tests. The beams corrosion-cracking evaluation was performed once every month, to determine the relation between crack width and the rebar corrosion loss. The results showed a direct relation between crack width propagation and rebar corrosion rate, showing wider cracks in the loaded beams.

**Key words:** corrosion; reinforced concrete; loaded beams; crack widths.

## RESUMO

Esta pesquisa apresenta uma relação empírica entre a taxa de corrosão da armadura e a abertura de fissuras por efeito da corrosão da armadura em vigas de concreto, com ou sem aplicação de carga. Foram avaliadas vigas de concreto armado, expostas a um processo de corrosão natural por pulverização com solução salina a concentração de 3,5% de NaCl, para acelerar o processo de corrosão da armadura, mediante ensaios eletroquímicos. A abertura das fissuras foi avaliada mensalmente para estimar a relação entre ela e a perda de seção da armadura. Os resultados mostram que existe uma relação direta entre a propagação da abertura da fissura e a taxa de corrosão, observando a ocorrência de fissuras de maior abertura nas vigas sob carga.

**Palavras-chave:** corrosão; vigas de concreto armado sob carga; abertura de fissuras.

Autor de contacto: Yolanda Hernández ([yolandahernandez@fing.luz.edu.ve](mailto:yolandahernandez@fing.luz.edu.ve))

## 1. INTRODUCCIÓN

La corrosión de estructuras de concreto armado en ambientes marinos, es un problema grave, no solo por los gastos de reparación que puede ocasionar, sino que en algunas situaciones se ve afectada la seguridad de las personas. Para el caso de vigas de concreto armado, en general, el problema se puede agudizar ya que, al estar sometidas a esfuerzos de tracción, es prácticamente imposible evitar la microfisuración de las mismas, lo cual representa un camino por donde el agresivo empezará a penetrar. En una viga bien diseñada las fisuras de flexión son finas, casi invisibles y garantizan muy poca o ninguna corrosión del refuerzo. A medida que se incrementan gradualmente las cargas por encima de las cargas de fisuramiento, tanto la cantidad como el ancho de las fisuras aumentan y se pueden encontrar un ancho común de fisuras de aproximadamente 0,25 mm. Si las cargas se incrementan, el ancho de fisuras aumenta, aunque la cantidad se mantiene más o menos estable (ACI 224, 1992).

En el modelo propuesto por Tuutti (Tuutti, 1992) para determinar la durabilidad de la armadura, se define a  $T_1$  como al tiempo de inicio de la corrosión que comprende desde la construcción de la estructura y el inicio de la corrosión, y a  $T_2$  como al período de propagación comprendido entre el inicio de la corrosión y la manifestación de daños externos, llegando a un grado de deterioro inaceptable desde el punto de vista de la seguridad, funcionalidad y/o estética de la estructura. Además de las etapas  $T_1$  y  $T_2$  del modelo de Tuutti, se ha definido la etapa de vida residual, que es la que se inicia en el momento de la aparición visible de algún síntoma de degradación, como por ejemplo fisuras de ancho  $> 0,1$  mm, delaminaciones de la cobertura de concreto, pérdida visible de la sección del acero, etc. y finaliza con su colapso. Esta etapa muestra la tendencia progresiva de degradación de capacidad portante de una estructura que se está corroyendo y que corresponde a lo que sería su vida residual (Troconis de Rincón y col., 1997). Por lo tanto, la vida residual se podría considerar como el tiempo en que debe repararse la estructura antes de que pueda colapsar.

Durante una inspección visual la etapa donde aparecen fisuras anchas, manchas de óxido en la superficie y desprendimiento es la más sencilla de detectar (vida residual). En cambio, para evaluar si la estructura se encuentra en las etapas  $T_1$  o  $T_2$  (vida útil) es necesario realizar un diagnóstico más complejo y costoso que una simple inspección visual. Para esto se debe, además de la inspección visual, realizar monitoreo de potencial para determinar activación del acero, estimación de la velocidad de corrosión, extracción de testigos de concreto para determinar la concentración de cloruros en la profundidad de la armadura, etc. Una evaluación del daño de la estructura se podría predecir conociendo la velocidad de corrosión y pérdidas de la sección del acero al momento de realizarse dicha evaluación.

La medida de la intensidad de corrosión, indica la cantidad de metal que se transforma en óxido por unidad de superficie de la armadura y tiempo. La cantidad generada de óxidos puede estar directamente relacionada con la fisuración del recubrimiento del concreto y la pérdida de adherencia, mientras que la reducción en la sección transversal del acero afecta a la capacidad portante de la estructura. Por lo tanto, la velocidad de corrosión puede ser un indicador del descenso de la capacidad portante de la estructura. La reducción de la capacidad portante del elemento de concreto armado afectado por corrosión de las armaduras, se debe fundamentalmente a cuatro efectos que son directamente producidos por la corrosión: reducción de la sección de armadura, reducción de la ductilidad de las barras, reducción de la adherencia y pérdida de sección efectiva del concreto debido a la fisuración y a fisuras del recubrimiento (Torres y Martínez, 2001).

En estudios anteriores (Andrade y col., 1993; Cabrera, 1996; Rodríguez y col., 1996; Rodríguez y col., 1997; Tachibana y col., 1990; Torres y Sagües, 2000; Torres, 1999; Torres, Castro, Sagües, 1999; Torres y col., 2007) se han evaluado probetas por medio de evaluación electroquímica y mapeo de fisuras, para determinar el valor de  $CC_{CORR}$  (Capacidad de Carga remanente por corrosión) de elementos estructurales con corrosión generalizada en función de daños fáciles de obtener como por ejemplo el ancho promedio de la fisura por corrosión presente en la superficie de concreto.

Basado en la información experimental de estos estudios (Torres y Martínez, 2003; Torres y col., 2007), es en la etapa de vida residual en donde la estructura comienza a disminuir considerablemente su capacidad de carga (resistencia) remanente,  $CC_{COR}$ . En este estudio se observó que, a mayor pérdida de radio, mayor es el ancho de fisuras. Por lo tanto, en este trabajo se determinarán correlaciones que permitan evaluar como afecta la corrosión del acero de refuerzo el inicio y propagación de fisuras en el concreto armado, tanto en ancho como en longitud, para poder predecir la durabilidad de las estructuras y así actuar previniendo su deterioro, causante de los altos costos de reparación, y la eventual falla de la misma, en vigas de concreto armado sometidas o no a carga.

## 2. PROCEDIMIENTO

Se fabricaron 24 vigas (16 con 1 % de  $Cl^-$ /cemento y 8 sin  $Cl^-$ ), de dimensiones 120 x 10 x 15 cm, con una barra de acero de 0,952 cm de diámetro y un recubrimiento de concreto de 2,5 cm. Se determinó su sorción capilar y porosidad efectiva por medio de la Norma Sueca de Fagerlund (Fagerlund, 1986), utilizando probetas cilíndricas de 10 cm de diámetro y 5 cm de altura, las cuales fueron secadas a 50°C hasta peso constante y luego colocadas sobre una esponja húmeda para determinar la cantidad de agua absorbida por los poros capilares del concreto, causantes del daño de la armadura.

Las 24 vigas de concreto fueron rociadas en un área central de 25 cm, con solución salina de NaCl al 3,5 %p/p dos veces por semana, para acelerar el proceso de activación de las barras por difusión de iones cloruro desde el exterior.

De los dos grupos de vigas (con y sin cloruros) se seleccionó la mitad de ellas para ser sometidas a carga constante por flexión por un período de un año, con el fin de evaluar el efecto combinado de flexión y cortante en la velocidad de corrosión y durabilidad de las vigas en general; ya que éstas simulan cargas normales en vigas reales. A lo largo de este trabajo a esta carga que se aplicó a las vigas luego de 900 días de evaluación se le llamará precarga.

### 2.1 Evaluación de las vigas de concreto

Las vigas se evaluaron electroquímicamente por medio del potencial de corrosión de la armadura utilizando un electrodo de Cu/CuSO<sub>4</sub> saturado (ASTM C876, 2009), dos veces por semana, en tres puntos diferentes a lo largo de la barra de acero. También se determinó la velocidad de corrosión utilizando el método de polarización lineal, a través del equipo GECORR6, en tres puntos sobre la barra de acero (zona central y extremas de las barras).

A 12 de las vigas fabricadas se le aplicó carga a flexión constante (500 kg), con la finalidad de simular cómo influye el esfuerzo de flexión en la corrosión de la armadura en una estructura de concreto. El sistema consistió en aplicar la carga utilizando un método de tres puntos (central y ambos extremos de las vigas), como se muestra en la Figura 1, haciendo 6 sistemas de precarga con dos vigas cada uno. Una vez al mes, se realizó la inspección visual y el levantamiento de fisuras de las 24 vigas (sometidas o no a flexión), con el fin de monitorear las fisuras aparecidas después de la aplicación de la carga, al igual que su longitud y ancho.

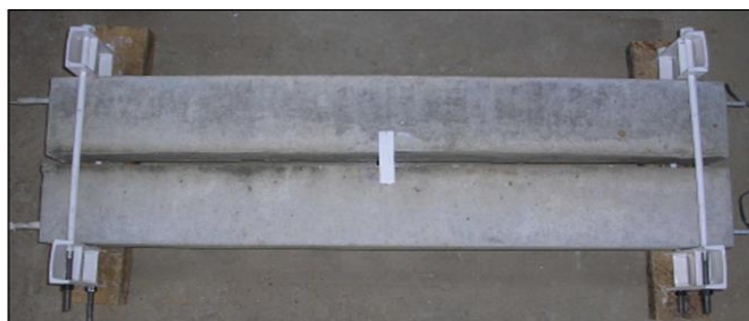


Figura 1. Sistema de carga aplicado a las vigas de concreto

## 2.2. Análisis para la determinación de correlaciones

Utilizando los resultados de velocidad de corrosión medidos se calculó la pérdida de sección de la barra de refuerzo, utilizando la Ley de Faraday:

$$\Delta W_F = \frac{55,85 \int I \cdot dt}{n \cdot F} \quad (1)$$

Donde:

$\Delta W_F$  = Pérdida de masa (g)

n = Valencia del hierro ( $\text{Fe}^{+2}$ )

F = Constante de Faraday = 96.500 coul/mol

Peso atómico Fe = 55,85 g/mol

$\int I dt$  =  $\int i_{\text{corr}} (A) dt$  = Área bajo la curva  $i_{\text{corr}}$  vs. tiempo

Este valor de pérdida de masa se utilizó para estimar la pérdida de radio promedio por corrosión ( $x_{\text{PROM}}$ ) (Geocisa, 2000). Estos valores de  $x_{\text{PROM}}$  se correlacionaron con los anchos de fisuras del concreto a lo largo del tiempo.

$$x_{\text{PROM}} = \frac{\Delta W_F \cdot 1000}{\rho \cdot \pi \cdot \phi \cdot L} \quad (2)$$

Donde:

$\rho$  = Densidad del Fe (7,86 g/cm<sup>3</sup>)

$\phi$  = Diámetro de la barra de refuerzo (0,95 cm)

L = Longitud de la barra de refuerzo (100 cm)

## 3. RESULTADOS

El diseño de mezcla se realizó según el método ACI 211.1 (ACI 211.1, 1993), con relación agua/cemento (a/c) de 0,60. Las vigas se fabricaron usando un concreto con moderado desempeño en ambientes marinos, con sorción capilar de  $1,50 \times 10^{-4} \text{ m/s}^{0,5}$  y porosidad efectiva entre 8,3-8,8%. La resistencia a la compresión promedio, a los 28 días de curado, fue de 330 kg/cm<sup>2</sup>.

### 3.1. Evaluación electroquímica

En la Figura 2 se observa la evaluación electroquímica de las vigas por medio de potenciales de corrosión, durante 3 años (1100 días aproximadamente); permitiendo de esta forma que las barras llegaran a un estado de activación ( $< -200 \text{ mV vs. Cu/CuSO}_4$ ). Se observa que aparentemente la precarga aplicada, no afecta significativamente los valores de potencial en el tiempo de evaluación, debido a que la barra ya se encontraba activa cuando se aplicó la carga.

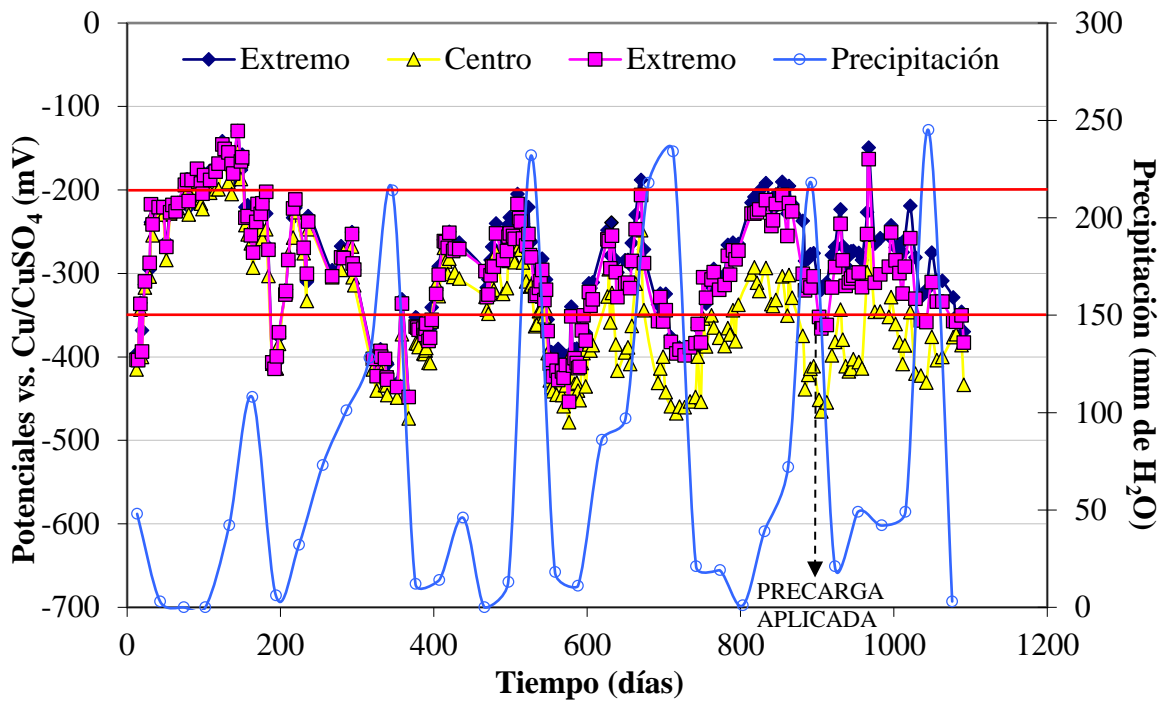


Figura 2. Variación del potencial durante el tiempo de evaluación de las vigas contaminadas con cloruro y precargadas.

También se observa que los potenciales en la zona central son más negativos, debido al rociado con solución de NaCl y no a la precarga aplicada. Adicionalmente, se manifiesta el efecto de la lluvia en la actividad de la barra, lo cual es lógico ya que se disminuye la resistividad del concreto. En la Figura 3 se observa que en las vigas sin contaminación inicial de cloruros, los valores de potencial vs. electrodo de Cu/CuSO<sub>4</sub> mostraron que no hay efecto significativo por la precarga aplicada al igual que se observó en las vigas contaminadas.

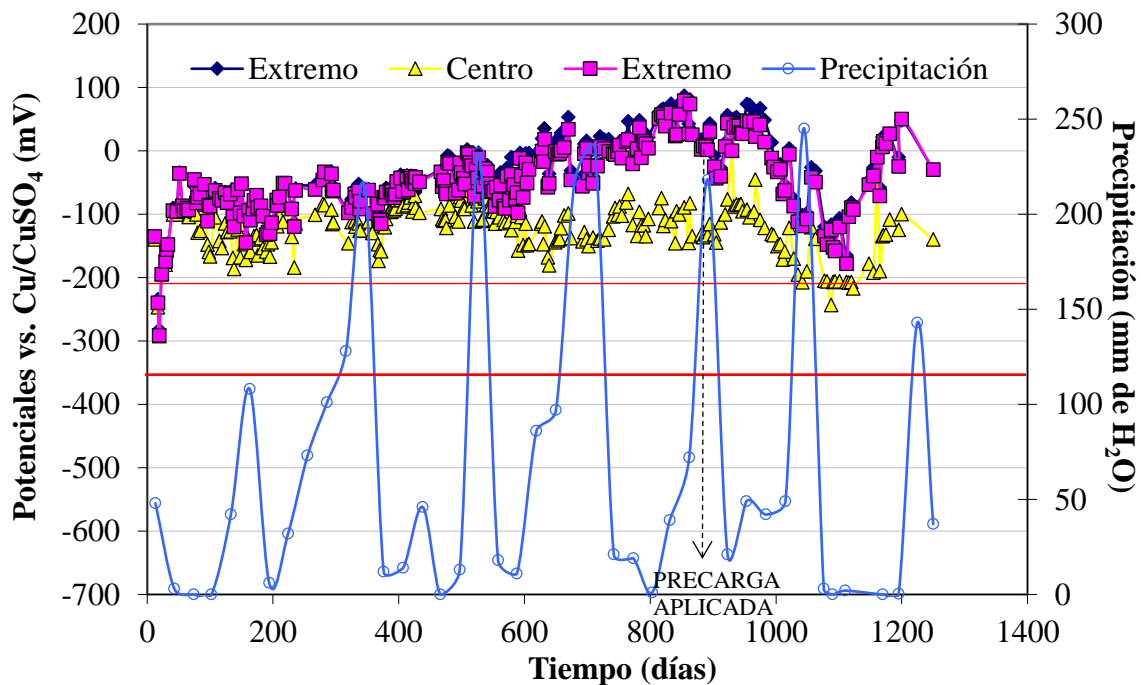


Figura 3. Variación del potencial durante el tiempo de evaluación de las vigas sin contaminación con cloruro y precargadas



En la Figura 4 se observa la velocidad de corrosión de las barras, mostrando, al igual que las medidas de potencial (Figura 2), que la precarga aplicada no afecta significativamente los valores de velocidad de corrosión. Solo se observa que en la zona central ésta es más alta, por el rociado con solución de NaCl antes y después de la precarga. La variación en los valores de velocidad de corrosión se debe al efecto de la lluvia, ya que disminuye la resistividad del concreto.

Las vigas precargadas, sin contaminación inicial de cloruros y rociadas en su zona central con NaCl (Figura 5), mostraron que aun cuando inicialmente todos los puntos evaluados mostraron una cierta actividad, luego se alcanzó la pasividad de la armadura y no es sino hasta, aparentemente, la aplicación de la carga que se nota la actividad del acero, lo cual concuerda con los resultados de medición de potenciales. Por otra parte, al evaluar el comportamiento de las vigas sin precarga, se nota el mismo efecto; de tal manera que no es la precarga la causante de la actividad de las barras sino el efecto de los iones cloruros, unido a las altas precipitaciones ocurridas en ese tiempo. Esto último se manifiesta posteriormente ya que al llegar a la época de sequía se nota nuevamente un decrecimiento de la velocidad de corrosión, pero con valores muy cercanos al que indica actividad de la armadura ( $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ), particularmente en la zona central que era la que se regaba periódicamente con iones cloruro.

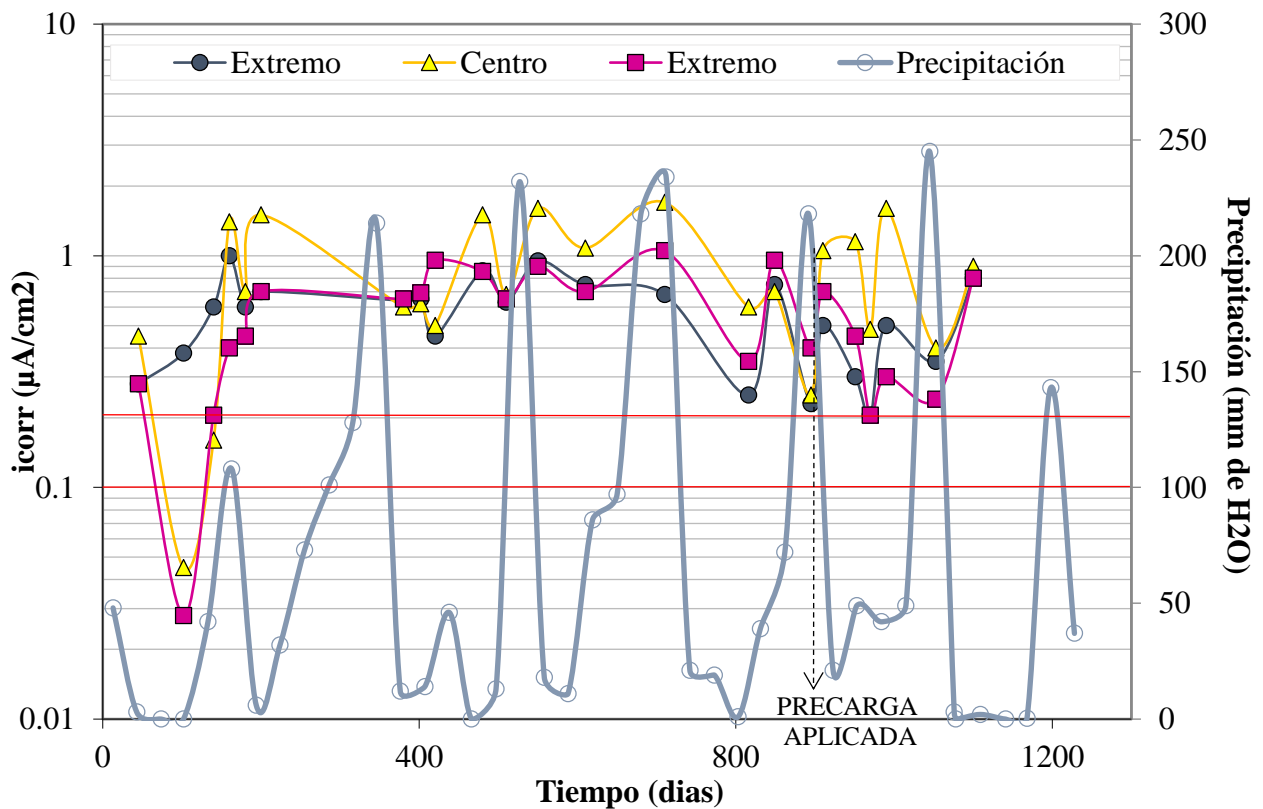


Figura 4. Variación de la velocidad de corrosión durante el tiempo de evaluación de las vigas contaminadas con cloruro y precargadas.

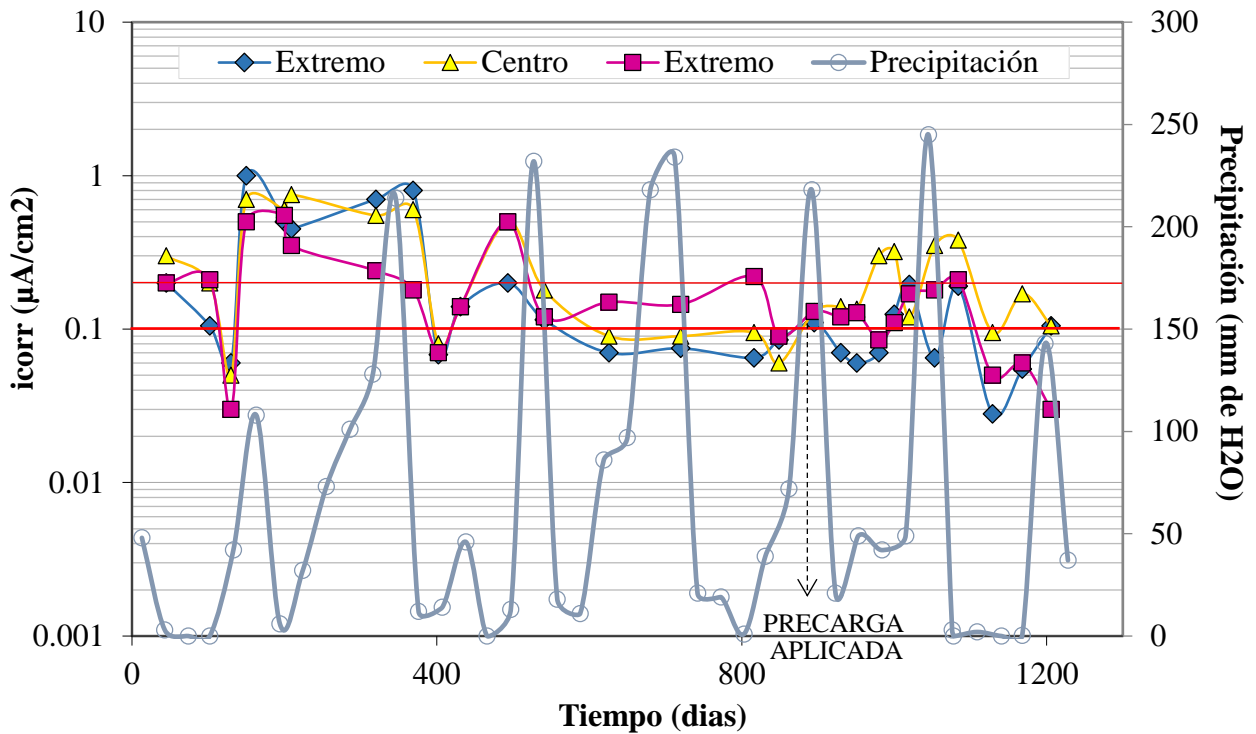


Figura 5. Variación de la velocidad de corrosión durante el tiempo de evaluación de las vigas sin contaminación con cloruro y precargadas

### 3.2 Inspección visual y levantamiento de fisuras

Cuando las vigas presentaron fisuras por corrosión, se realizó mensualmente la inspección visual y el levantamiento de fisuras. Después de esta evaluación las vigas se ensayaron mecánicamente hasta la ruptura final.

#### 3.2.1. Sistemas de vigas sin contaminación inicial de cloruros

En las vigas sin precarga aplicada (Figura 6a), rociadas periódicamente sólo 25 cm de la zona central, no se observaron fisuras ni paralelas ni perpendiculares a la barra, aun cuando la velocidad de corrosión ya indicaba actividad de la misma ( $> 0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ); no siendo suficiente para agrietar el concreto. En el caso de las vigas precargadas (Figura 6b) sólo presentaban fisuras perpendiculares producto de la aplicación de la carga, con anchos menores a 0,15 mm, lo cual como ya se demostró al medir los parámetros electroquímicos, no han potenciado la corrosión de la armadura durante el tiempo de exposición evaluado.



Figura 6. Vigas sin contaminación inicial de cloruros, rociadas 25 cm en la zona central (a) sin precarga aplicada (b) con precarga aplicada

### 3.2.2. Sistemas de vigas con contaminación inicial de cloruros

En las vigas sin aplicación de precarga (Figura 7a), se observó, que en la zona donde estaban siendo regadas, se presentaron fisuras paralelas a la barra de acero, con espesores máximos de 0,40 mm. En las vigas con aplicación de precarga (Figura 7b), las fisuras por corrosión alcanzaron anchos de 0,8 mm. Esto indica que el efecto por corrosión de la barra debido a la contaminación inicial de cloruros ha facilitado la apertura de estas fisuras.

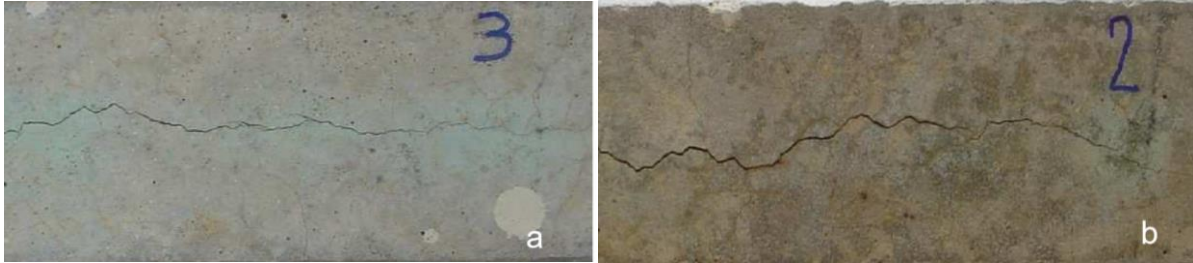


Figura 7. Vigas con contaminación inicial de cloruros, rociadas 25 cm en la zona central (a) sin precarga aplicada (b) con precarga aplicada

### 3.3. Correlaciones ancho de fisuras vs. pérdida por corrosión

En la Figura 8 se detallan las características promedio de cada condición estudiada. Se observa que en la zona central de las vigas cargadas y sin cargar, la velocidad de corrosión promedio no presenta diferencia significativa (1,080 – 0,989  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ , respectivamente). Se observa el mismo comportamiento en la velocidad de corrosión de los extremos de las mismas vigas (0,584 – 0,519  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ , respectivamente) (Figuras 4 y 5). Al comparar los valores de velocidad de corrosión de la zona central y los extremos, si se observa diferencia significativa, producto del rociado con solución salina.

Condición	Velocidad de corrosión promedio ( $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ )	Pendiente (mm/años)
Centro cargada	1,080	0,752
Centro sin cargar	0,989	0,619
Extremo cargado	0,584	0,267
Extremo sin cargar	0,519	0,225

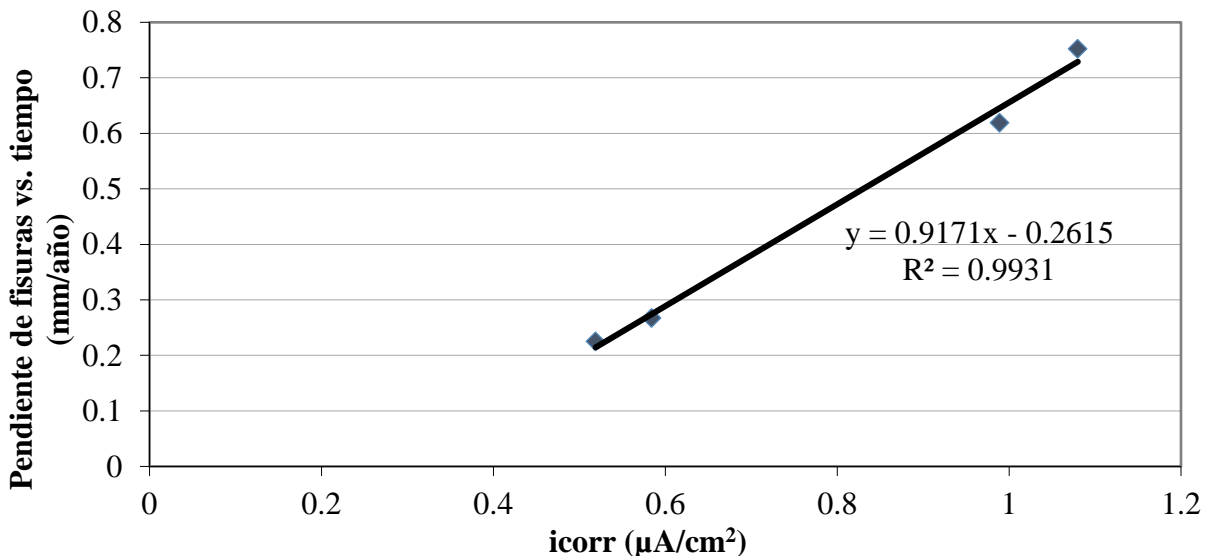


Figura 8. Pendiente promedio de anchos de fisuras en el tiempo vs. velocidad de corrosión del refuerzo (Hernández, 2009)

De la Figura 8 se puede observar que existe una correlación entre la pendiente de ancho de fisuración en el tiempo y la velocidad de corrosión del acero de refuerzo. Este fenómeno ya había sido estudiado por Alonso (Alonso y col., 1998) en el que utilizó un método acelerado de corrosión mediante corriente anódica impresa ( $10$  y  $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ) a la barra de refuerzo dentro de concreto contaminado por cloruros. Como resultado obtuvo que a menor intensidad de aplicación de corriente (menor velocidad de corrosión) las fisuras se propagaban más rápido. A diferencia de lo obtenido por Alonso (Alonso y col., 1998) este trabajo demuestra que en corrosión natural y para valores de  $i_{\text{corr}}$  menores a  $1,2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ , el ancho de fisuras en el tiempo es directamente proporcional a la velocidad de corrosión.

En la Figura 9 se observa la relación entre anchos de fisuras promedio y penetración de la corrosión en el refuerzo de las vigas de concreto sometidas o no a carga (corrosión natural (CEC) (Centro de Estudios de Corrosión), al igual que los datos de corrosión acelerada de otros autores para su comparación (Andrade y col., 1993; Cabrera, 1996; Rodríguez y col., 1996; Rodríguez y col., 1997; Tachibana y col., 1990; Torres y Sagües, 2000; Torres, 1999; Torres, Castro, Sagües, 1999; Torres y col., 2007). Se observa en los datos CEC cargados y sin cargar, que, para obtener un determinado ancho de fisura, se necesita menor pérdida de material por corrosión cuando las vigas están cargadas, que para obtener ese mismo ancho de fisuras en vigas sin carga aplicada (las tendencias de vigas con carga están desfasadas más a la izquierda que las tendencias de las vigas sin carga). Los resultados demuestran que existe una relación directa entre el ancho de fisuras y la velocidad de corrosión de la barra, encontrándose fisuras de mayor ancho en las cargadas.

En la Figura 9 se puede observar una diferencia en las líneas de tendencia de la relación empírica entre la pérdida por corrosión del refuerzo y ancho de fisuras en las vigas de concreto estudiadas, siendo la pendiente de los datos acelerados menos pronunciada que los datos de corrosión natural de otros autores.

En el caso de corrosión acelerada, la aparición de una fisura se produce con menos pérdida de material ya que los productos de corrosión al aparecer se acumulan rápidamente en las proximidades de la armadura generando altas tensiones de tracción que producen la fisuración. Adicionalmente, esta corriente anódica pudiese generar acidez en la interface acero/concreto, dependiendo del potencial, lo cual indudablemente disminuiría la adherencia entre la barra y el concreto permitiendo más fácilmente la aparición de las fisuras. En cambio, en las condiciones estudiadas en este trabajo, la corrosión es considerablemente más lenta permitiendo migración de los productos generados, necesitándose entonces mayor cantidad de productos de corrosión para que se inicie la fisura.

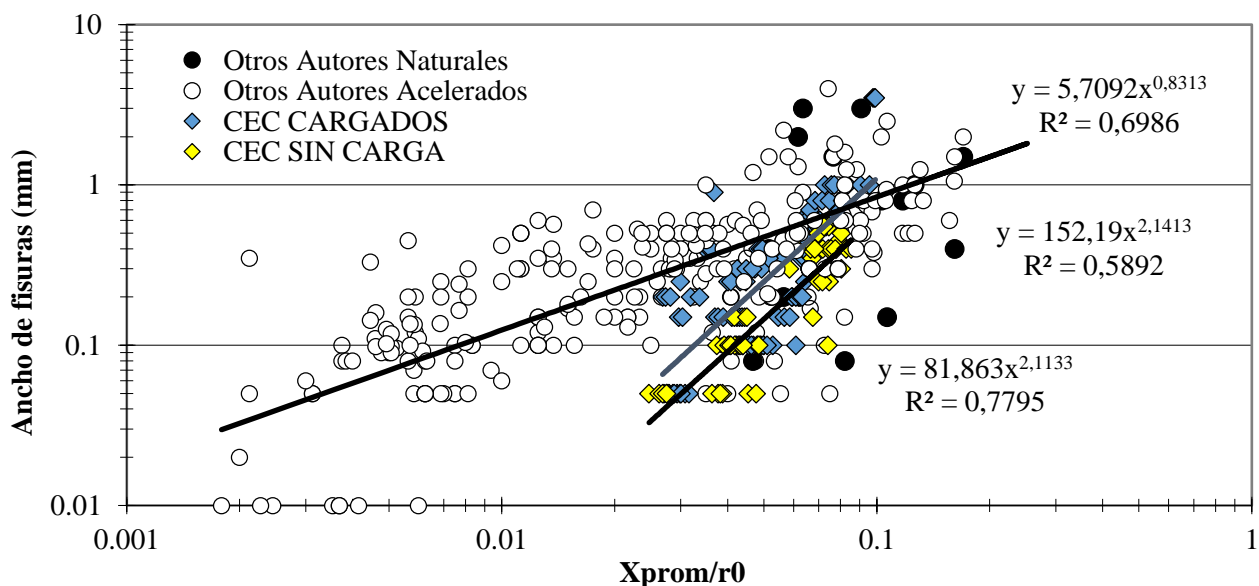


Figura 9. Comparación de ancho de fisuras en la viga de concreto vs. pérdida por corrosión del refuerzo de las vigas estudiadas ( $X_{\text{prom}}/r_0$ ). Datos del CEC y de otros autores

Esto indica que los procesos de corrosión acelerada para simular degradación en estructuras reales no siempre dan resultados comparables con los de corrosión natural.

Al analizar la concentración de iones cloruros a nivel de la armadura (Figura 10), se determinó que las vigas fisuradas tienen más concentración de cloruros en el concreto cercano a la barra porque la solución de NaCl rociada en las vigas puede penetrar más fácilmente por las fisuras alcanzando el refuerzo, incrementando las concentraciones hasta valores superiores del valor límite de riesgo (4000 ppm Cl), con respecto a las vigas no fisuradas.

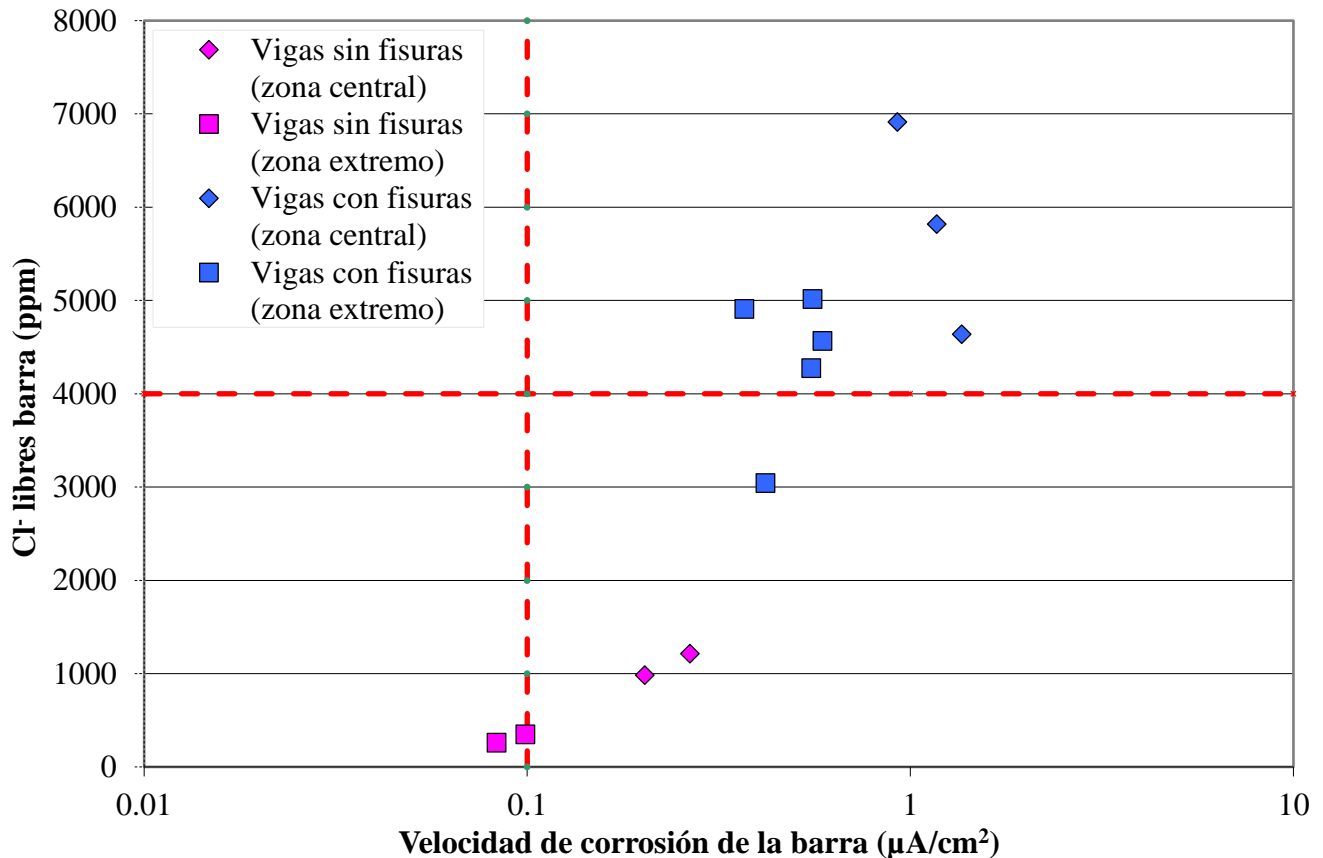


Figura 10. Concentración de ión cloruro a nivel de la armadura vs. velocidad de corrosión, vigas de concreto con y sin fisuras (Hernández, 2009)

Esto corrobora los resultados de otros autores que han evaluado testigos de concreto de puentes fisurados estructuralmente, dando como resultado que en las zonas fisuradas del puente los cloruros han penetrado con mayor facilidad, incrementándose a la profundidad de la barra 10 veces más que en las zonas sin fisuras del mismo puente (Sagües y col., 2001). Los resultados indicaron mayor contenido de cloruros libres y mayor velocidad de corrosión en la zona central de las vigas, corroborando que la carga incrementa aún más la penetración de cloruros (por la mayor rapidez en abertura de fisura) y la velocidad de corrosión aumenta por este aumento en la concentración de cloruros libres.

#### 4. CONCLUSIONES

1. Según los resultados electroquímicos de las vigas, anchos de fisura menores a 0,15 mm, no potenciaron la corrosión de la armadura durante el tiempo de exposición evaluado.
2. La aplicación de precarga acelera el proceso de corrosión de las armaduras al permitir mayor ingreso de los agentes agresivos.

3. Cuando se acelera la corrosión de un elemento, la aparición de una fisura se produce con menos pérdida de material, en cambio, cuando la corrosión es natural, se necesitará mayor cantidad de productos de corrosión para que se inicie la fisura.
4. Los resultados verifican que existe una relación directa entre el ancho de fisuras y la pérdida de diámetro por corrosión de la barra, encontrándose fisuras de mayor ancho en elementos solicitados a flexión.
5. En corrosión natural, para obtener un determinado ancho de fisura, se necesita menor pérdida de material por corrosión cuando las vigas están cargadas que sin carga aplicada.

## 5. AGRADECIMIENTO

Los autores agradecen al CONDES (Maracaibo-Venezuela) y al Instituto Mexicano del Transporte (Querétaro-México) por el apoyo económico para la realización de este proyecto.

## 6. REFERENCIAS

- ACI Committee 224. *American Concrete Institute. Farmington Hills. Detroit, Michigan, USA. (1992).*
- Alonso C., Andrade C., Rodríguez J., Díez J. (1998). “*Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion*”. *Materials and Structures*. Vol. 31. pp. 435-441.
- Andrade, C., Alonso, C., Molina, F. J. (1993). “*Cover cracking as a function of rebar corrosion: Part I - experimental test*”, *Materials and Structure*, 26, pp. 453-464.
- Cabrera, J. G. (1996). “*Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion,*” *Cem. & Conc. Composites*, 18, pp. 47-59.
- Geocisa e Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. (2000). “*Manual de evaluación de estructuras afectadas por corrosión de la armadura*”. Proyecto de Innovación CONTECVET IN 309021.
- Fagerlund, G. “*On the capilarity of concrete*”. *Nordic Concrete Research*. No.1 Oslo Paper, No.6 (1986).
- Hernández, Y. (2009). “*Evaluación de microsílíce en la reparación de vigas de hormigón armado contaminado con cloruros*”. Tesis Doctoral. Universidad de Granada, España. p. 1-165
- Norma ACI 211.1. (1993), *Proporcionamiento de Mezclas. Concreto Normal, Pesado y Masivo*.
- Norma ASTM C 876. (2009), *Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete*.
- Rodríguez, J., Ortega, L. M. y Casal, J., (1996), “*Load bearing capacity of concrete columns with corroded reinforcement*”, *Proceedings 4th SCI International Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction*, C.L. Page, P.B. Bamforth, and J.W. Figg eds., E&FN Spon, Cambridge, UK, pp.220-230.
- Rodríguez, J., Ortega, L. M. y Casal, J. (1997). “*Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement*”, *Constr. and Build. Mats.*, 11(4), pp. 239-248.
- Sagües, A., Kranc, S., Moreno, P., Rey, D., Torres A., Yao, L. (2001). “*Corrosion forecasting for 75-year durability design of reinforced concrete*”. Final Report BA-502, University of South Florida. pp. 1-10.
- Tachibana, Y., Maeda, K., Kajikawa, Y y Kawuamura, M. (1990). “*Mechanical behaviour of RC beams damaged by corrosion of reinforcement*”, in *Corrosion of Reinforcement in Concrete*, C.L. Page, K.W.J. Treadaway, and P.B. Bamforth eds., pp. 178-187.
- Torres, A., (1999), “*Cracking induced by localized corrosion of reinforcement in chloride contaminated concrete*” Ph.D. Dissertation, University of South Florida.

- Torres, A., Castro, P., and Sagüés, A. (1999). “*effect of corrosion rate in the cracking process of concrete*” Proceedings of XIV National Congress of the Mexican Electrochemical Society, Merida, Mexico, August 24 – 28.
- Torres, A., Martínez, M. (2001). “*Diseño de estructuras de concreto con criterios de durabilidad*”. Publicación Técnica No. 181. Instituto Mexicano del Transporte. ISSN 0188-7297. Querétaro, México. p. 1-86.
- Torres, A., Martínez, M. (2003). “*Remaining structural capacity of concrete beams with localized corrosion of the embedded reinforcing steel. Materiales de construcción*”. Vol. 53, No. 271-272. pp. 125-133.
- Torres A., Navarro S., Terán J. (2007). “*Residual flexure capacity of corroded reinforced concrete beam*”. Engineering Structures. Vol. 29. pp. 1145-1152.
- Torres, A., Sagüés, A., (2000), “*Concrete cover cracking with localized corrosion of reinforcing steel*” Proceedings 5th CANMET/ACI Int. Conf. Durability of Concrete, V. Malhotra ed., ACI, Farmington Hills, Michigan, pp. 591-611.
- Trocónis de Rincón, Oladis, y colaboradores. (1997). “*Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Concreto Armado*”. Red DURAR-CYTED. Programa Ibero-Americano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo. Subprograma XV, Corrosión/Impacto Ambiental en Materiales. ISBN 980-296-541-3. 1<sup>era</sup> Edición.
- Tuutti K. (1982). “*Corrosion of steel in concrete. Swedish cement and concrete research institute*”. Sweden.



## Evaluación de la oportunidad de inmovilización de un activo: Un estudio de caso para una microempresa del ramo de tecnología de información aplicada a la construcción civil

Souza, D. J.<sup>1</sup>, Sakamori, M. M.<sup>1</sup>, Medeiros, M. H. F.<sup>1</sup>, Scheer, S.<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Departamento de Construcción Civil, Universidad Federal do Paraná, Brasil.

### Información del artículo

#### DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v6i3.155>

Artículo recibido el 03 de Marzo de 2016, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 19 de Julio de 2016. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores, se publicará en el tercer número del año 2017 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2017.

© 2016 ALCONPAT Internacional

### Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 6, No. 3, Septiembre – Diciembre 2016, 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](mailto:alconpat.int@gmail.com), Página Web: [www.alconpat.org](http://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, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2016.

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.

### RESUMEN

El propósito de este artículo es analizar la posibilidad de inmovilización de inmuebles corporativos, teniendo en cuenta las expectativas de los usuarios corporativos de los inmuebles. Para ello, optamos por realizar el estudio de caso con una micro empresa en el sector de tecnologías de la información la construcción civil. Por lo tanto, fueron evaluadas las oportunidades y las alternativas: compra de bienes inmuebles, alquiler de corto plazo, alquiler de largo plazo y la construcción a la medida. El método de toma de decisiones utilizado fue de análisis jerárquico, ya que esta incluye criterios de decisión cualitativa y cuantitativa relevantes para la elección entre las distintas alternativas. El resultado final del análisis es la recomendación de la alternativa de elección, que mejor atienda principales por las partes interesadas.

**Palabras clave:** inmovilización; la desmovilización; inmuebles corporativos; análisis jerárquico.

### ABSTRACT

The purpose of this article is the analysis of immobilizing opportunity to corporate real estate, taking into account the expectations of users of real estate corporations. For this, we chose the case study with a micro branch of information technology applied to construction. Thus, the purchase opportunities and alternatives were evaluated: a short-term lease, long-term lease and built-to-suit. The method of decision-making was hierarchical analysis; it contemplates decision criteria, qualitative and quantitative, relevant to the choice between the alternatives. The result of the analysis is to provide a recommendation of choice alternatives, starting from the one that best meets the criteria prioritized by stakeholders.

**Keywords:** immobilization; demobilization; real estate; analytic hierarchy process.

### RESUMO

O objetivo deste artigo é analisar a oportunidade de imobilização de imóveis corporativos, considerando as expectativas das corporações usuárias dos imóveis. Para isto, optou-se pela realização de estudo de caso com uma microempresa do ramo de tecnologia de informação aplicada à construção civil. Assim, foram avaliadas as oportunidades e as alternativas: compra do imóvel, a locação de curto prazo, a locação de longo prazo e o built-to-suit. O método de tomada de decisão utilizado foi o da análise hierárquica, pois esta contempla critérios de decisão qualitativos e quantitativos relevantes à escolha entre as diferentes alternativas. O resultado final da análise é a recomendação da alternativa de escolha, que melhor atende aos critérios priorizados pelas partes interessadas.

**Palavras-chave:** imobilização; desmobilização; imóveis corporativos; análise hierárquica.

Autor de contacto: Diego Jesus de Souza ([diegojesus@ufpr.br](mailto:diegojesus@ufpr.br))



## 1. INTRODUCCIÓN

Según Gregório (2010), la expansión de los negocios de las corporaciones en las primeras décadas del siglo XX (Post-Revolución Industrial), promovió el surgimiento de la necesidad de espacios corporativos. En los años 60, muchas organizaciones enfocaban sus actividades de *real estate*<sup>1</sup> para la construcción de nuevos inmuebles para su propio uso. Como el enfoque de las corporaciones era fomentar su crecimiento, la adquisición o construcción de nuevos inmuebles pasaron a estar entre sus actividades principales, recibiendo así una importante cantidad de recursos. De esta forma, la demanda por espacios alquilados tuvo un gran crecimiento que impulsaron la profesionalización de los mercados de *real estate*.

Ante cualquier decisión en relación a la venta, compra o desmobilización patrimonial de los inmuebles de una corporación, es indispensable el conocimiento de la importancia relativa del *real estate* para la operación como activo que impacta en los aspectos financieros, de mercado y organizacionales de las corporaciones (O'MARA, 2000). Según Pottinger et al. (2002), el nivel de flexibilidad y los tipos de espacios para una misma corporación no son uniformes. Así, para cada espacio utilizado en la operación, las necesidades estratégicas y operacionales interfieren en la decisión por la inmovilización, o no, en el *real estate* corporativo.

En la investigación realizada por Jones Lang La Salle<sup>2</sup>, fueron contactadas informaciones relevantes sobre la tendencia en relación a la inversión en inmuebles corporativos. En el año de la publicación de esta investigación (2005), apenas 15% de las corporaciones que respondieron eran propietarias de más de 50% de los espacios usados en sus operaciones y 43% no eran propietarias de ninguno de los activos inmobiliarios. Se observó también, que las empresas que tenían entre 10% a 50% de los espacios corporativos indicaban interés en reducir sus activos inmobiliarios, según se muestra en la Figura 1.

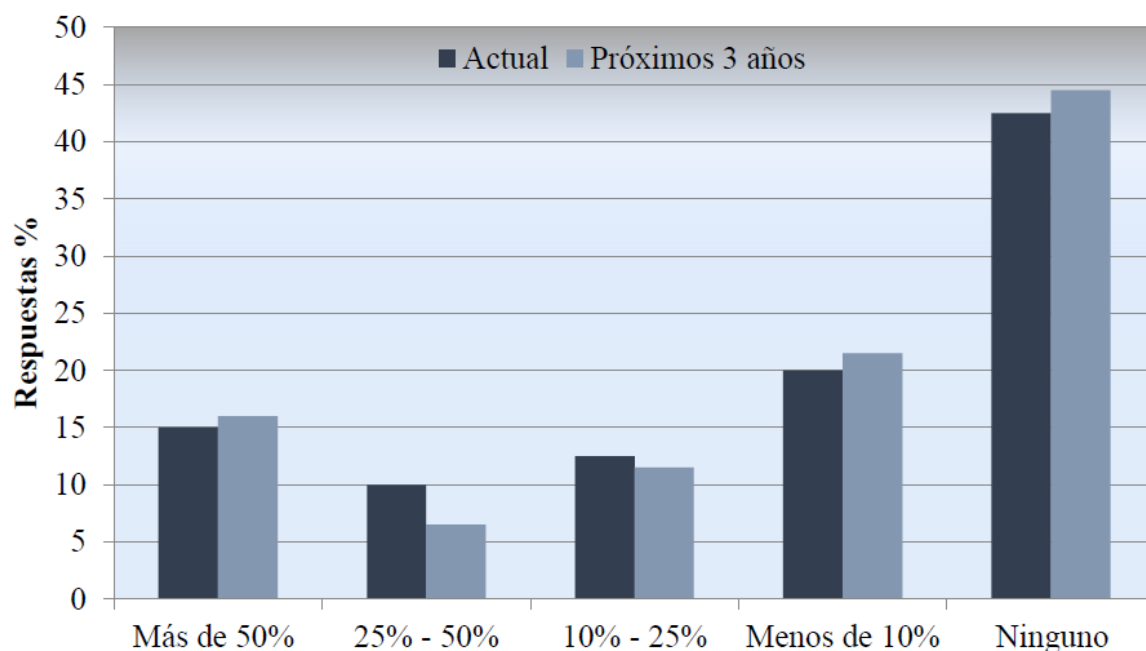


Figura 1. Porcentaje de las corporaciones en relación al Porcentaje de propiedad de los espacios corporativos. Fuente: Jones Lang La Salle, 2005.

<sup>1</sup> Según el Núcleo de *Real Estate* (NRE) de la Escuela Politécnica de la USP, *Real estate* es el sector de los productos y emprendimientos inmobiliarios.

<sup>2</sup> La *Jones Lang La Salle* es una empresa que ofrece servicios inmobiliarios profesionales y gestión de inversiones inmobiliarias para inversionistas, propietarios y arrendatarios. Actualmente posee una renta bruta estimada en US\$ 6,0 billones y con una actuación en 80 países.

Otra investigación, realizada en 2013 por el mismo autor, indica que 66% de los ejecutivos responsables por la gestión inmobiliaria de empresas estudiadas en el Brasil estaban concentrados en expandir sus carteras en los próximos tres años. Al mismo tiempo, 15% de las empresas internacionales tercerizaron todas las actividades relacionadas a sus portafolios inmobiliarios mientras que, apenas 6% de las empresas nacionales lo hacían.

Actualmente, las empresas brasileñas están reorganizando sus estructuras de capital, saliendo de la posición de propietarias de sus inmuebles para arrendatarias de espacios físicos, evitando que las corporaciones inmovilicen su capital en activos inmobiliarios e invirtiendo apenas en su actividad de negocio (Gregório, 2010).

En las corporaciones brasileñas, hay una tendencia de desmovilización de los activos inmobiliarios y una mayor resistencia a la inmovilización de activos en la adquisición de nuevos inmuebles, lo que hace relevante la investigación del tema. Cabe resaltar que Brasil tiene peculiaridades con relación a las formas de transacciones de contratos, garantías necesarias, riesgos envueltos, entre otros. Esas particularidades tienen impacto sobre aspectos cualitativos y cuantitativos relativos a la elección de las alternativas de movilizar o no en el *real estate* corporativo.

El objetivo de este artículo es analizar las oportunidades de inmovilización y desmovilización de inmuebles corporativos, considerando las expectativas de las corporaciones usuarias de los inmuebles. Para eso, se optó por el estudio de caso con una microempresa del área de tecnología de información aplicada a construcción civil ubicada en la Universidad Federal de Paraná, que tiene un gran potencial de ampliación de negocio. Fueron evaluadas las oportunidades de inmovilización del activo - comprar el inmueble (SP) o no, siendo las alternativas de no inmovilización: el alquiler a corto plazo (LCP), el alquiler simple a largo plazo (LLP) y o *built-to-suit*<sup>3</sup> (BTS).

## 2. METODOLOGIA

El método de toma de decisión utilizado en este trabajo es el análisis jerárquico, que contempla criterios de decisión cualitativos y cuantitativos relevantes en la elección entre las alternativas de las cuales, cada una atiende de manera indiferente a los atributos y criterios necesarios para la elección de la alternativa, mas apropiada. Eso es lo que garantiza la alineación del recurso *real estate* con las necesidades operacionales y los objetivos estratégicos de las corporaciones.

De acuerdo con Medeiros (2014) el análisis jerárquico de procesos convierte los criterios evaluados en valores numéricos que pueden ser procesados y comparados sobre toda la extensión del problema. Este método es más útil para equipos envueltos en problemas complejos, que necesitan la comparación entre alternativas cuya resolución tendrá repercusión a largo plazo. (Bhushan & Rai, 2004).

Los criterios cualitativos no mesurables tienden a la atención de las necesidades operacionales durante el uso de los espacios corporativos, mientras que los cuantitativos resultan indicadores que ayudan en la decisión desde el punto de vista económico-financiero, relevantes para la atención de las estrategias de inversión y las políticas de la corporación.

El uso de esta técnica evalúa para cada caso la alternativa más adecuada para el acomodo de las actividades operacionales de la corporación, considerando los diferentes espacios corporativos utilizados, en función de las necesidades operacionales y estratégicas de cada corporación.

El resultado final del análisis es la recomendación de una jerarquía entre las diferentes alternativas de elección, partiendo de aquella que mejor atiende a los criterios priorizados por las partes interesadas, según se ejemplifica en la Figura 2.

---

<sup>3</sup> La operación de *Built-to-Suit* (BTS) engloba la construcción de inmueble hecho a medida para uso específico de cierta corporación (futura arrendataria del inmueble), en conjunto con un contrato de alquiler de largo plazo. El emprendedor concibe el inmueble con las especificaciones técnicas y de localización para atender las necesidades de la corporación, que queda como arrendataria, comprometiéndose a honrar con los alquileres firmados en el contrato de largo plazo (Gregório, 2010).

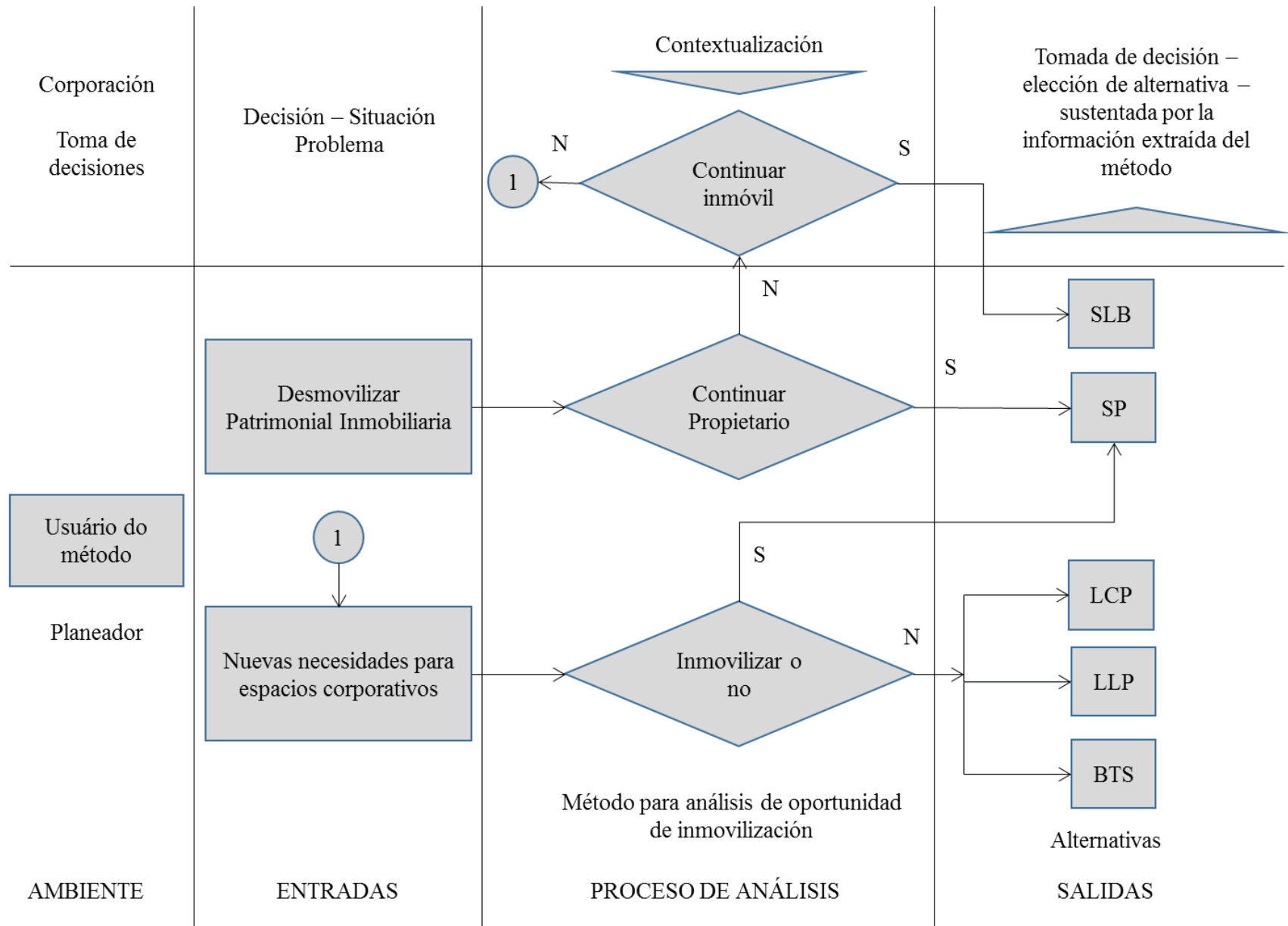


Figura 2. Objetivo del artículo. Fuente: adaptado por el autor (Gregório, 2010).

## 2.1 Metodología para la configuración del método

Gregório (2010) establece que las referencias cualitativas, sumadas a las referencias cuantitativas estructuradas en una herramienta de apoyo a la decisión, configuran el MAOI (Método para Análisis de la Oportunidad de Inmovilización de Inmuebles Corporativos), demostrando con la Figura 3. Este método permite la ponderación entre criterios cualitativos, relacionados al uso del espacio y cuantitativos, relacionando las estrategias de inversión y políticas de las corporaciones, en la elección de la solución más adecuada, en razón de los objetivos estratégicos y de las necesidades operacionales de cada corporación.

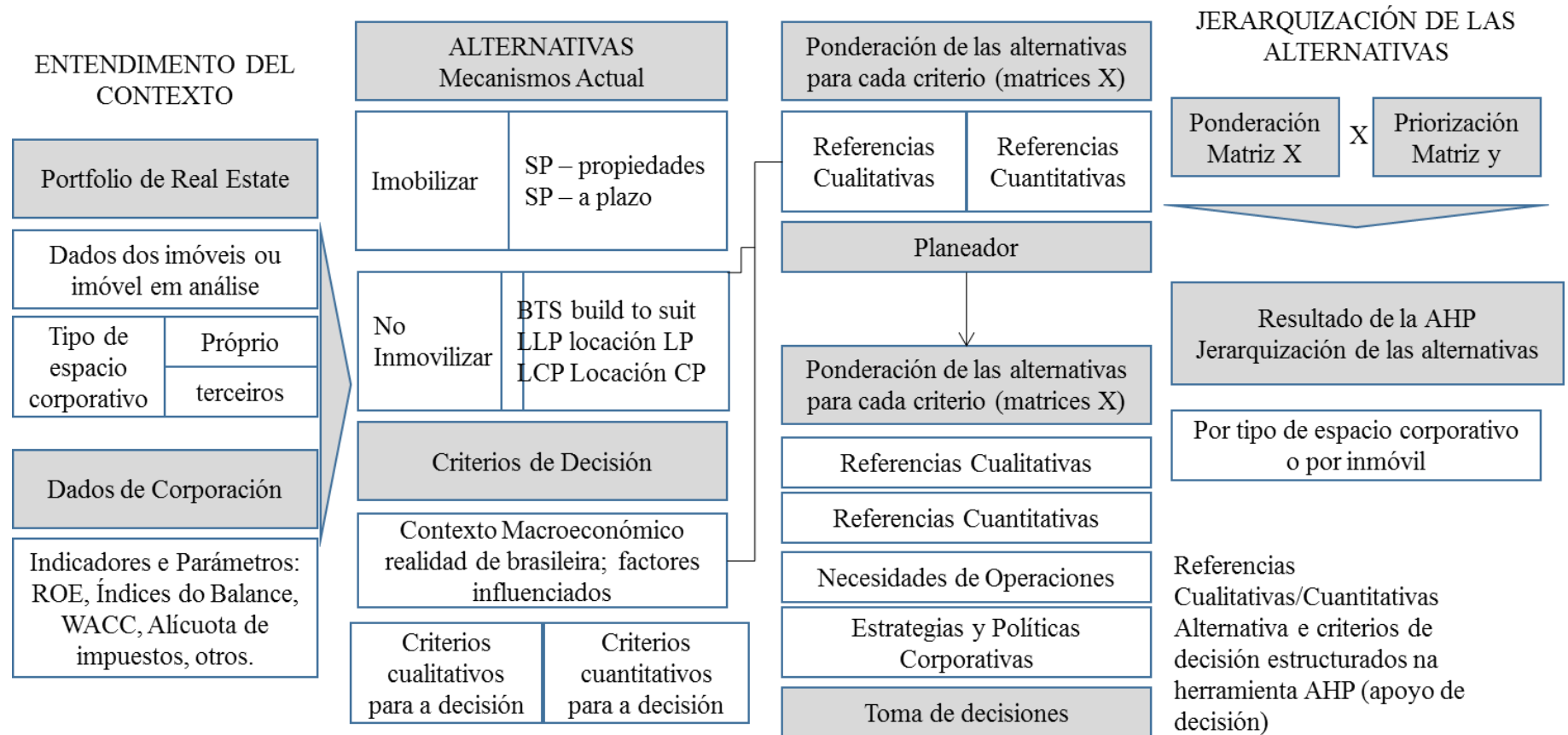


Figura 3. Rutinas del Método para Análisis de la Oportunidad de Inmovilización en Inmuebles Corporativos (MAOI). Fuente: Adaptado por el autor (Gregório, 2010).

La decisión por la inmovilización, o no en el *real estate* corporativo, resulta de un proceso de análisis de multicriterios. El presente artículo usó la herramienta de apoyo a la decisión conocida como Proceso de análisis jerárquico, en el cual cada criterio entrega las alternativas que son escogidas de acuerdo con las estrategias de cada empresa.

## 2.2 Análisis Cuantitativo – Criterios de decisión mesurables

El análisis cuantitativo ofrece indicadores relevantes de decisión para la inmovilización o no en el *real estate* corporativo. Cada corporación posee una estrategia de inmovilización de recursos financieros. Según Gregório (2010), deben ser realizadas los siguientes análisis:

- i. Pérdidas y ganancias de oportunidades en el negocio principal;
- ii. Impactos en los índices financieros de la corporación, como índice de liquidez y endeudamiento;
- iii. Reducción de los impactos tributarios, en la elección por cada una de las alternativas.

## 2.3 Análisis Cualitativo – Priorización de los criterios por parte de los interesados

La herramienta utilizada para estructurar las referencias cualitativas y cuantitativas de los MAOI es el Proceso de Análisis Jerárquico (AHP – *Analytic Hierarchy Process*). Este método fue desarrollado por Saaty (1980) con la finalidad de estructurar decisiones de manera jerárquica. Los modelos deben incluir todos los factores mesurables importantes (cuantitativos y cualitativos), que pueden ser tangibles o intangibles y posibles de ser comparados y ponderados.

La principal función del análisis jerárquico es aumentar la objetividad y disminuir la subjetividad de la decisión. A través de la división de la decisión en partes menores, con la comparación y la correlación entre los criterios es posible una mejor elección de acuerdo con la priorización de los criterios por parte de cada corporación.

La ventaja de cada herramienta es permitir que las partes interesadas le atribuyan pesos relativos para los criterios y compararlos entre si de acuerdo con la escala establecida por Saaty. Una matriz de comparación para  $n$  elementos es demostrada de la siguiente forma:  $A = [a_{ij}]$ , onde  $a_{ij} = 1 / a_{ji}$ . De este modo, se hace la elaboración de una matriz de comparación, como se ejemplifica con la Tabla 1. Todos los criterios son comparados y correlacionados según la escala establecida por Saaty, demostrada en la Tabla 2. Esta escala puede ser vista también en la Norma ASTM 1765-2011 – *Standard Practice for Applying Analytical Hierarchy Process (AHP) to Multiattribute Decision Analysis of Investments Related to Buildings and Building Systems*.

Tabla 1. Matriz de las alternativas.

MATRIZ DE COMPARACIÓN DE LAS [alternativas]				
Alternativas	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	...	A <sub>n</sub>
A <sub>1</sub>	1	a <sub>12</sub>		a <sub>1n</sub>
A <sub>2</sub>	a <sub>21</sub> =1/a <sub>12</sub>	1		a <sub>2n</sub>
...			1	
A <sub>n</sub>	a <sub>n1</sub> =1/a <sub>1n</sub>	a <sub>n2</sub> =1/a <sub>2n</sub>		1
∑ Pesos (T)	1+a <sub>21</sub> ...+a <sub>n1</sub>			a <sub>n1</sub> +a <sub>2n</sub> +...+1

Fuente: Gregório (2010).

Tabla 2. Escala de Notas

ESCALA DE VALORES PARA COMPARACIÓN	
Nota a ser atribuída	Importancia atribuída
1	Las dos alternativas comparadas atienden igualmente al atributo
3	Alternativa X <b>aparenta atender</b> mejor al atributo que Y
5	Alternativa X <b>atiende mejor</b> al atributo que Y
7	Alternativa X <b>atiende mucho mejor</b> al atributo que Y
9	Aternativa X <b>atiende excepcionalmente mejor</b> al atributo que Y
2, 4, 6, 8	Escalas intermediárias para atribución de nota

Fuente: Adaptados por los autores (Saaty, 1991)

Según Saaty (2008), si todos los juicios son perfectos en todas las comparaciones, se hace verdadera la siguiente condición:  $A_{ik} = a_{ij} \cdot a_{jk}$ , para todo i, j, k. El elevado número de comparaciones puede llevar las partes interesadas a conferir gradientes de importancia de manera diferente para una alternativa en comparación a varias otras. El mismo autor presenta también un índice de consistencia (IC) para la evaluación de la matriz de comparación entre los factores. El índice de consistencia es representado en la Ecuación 1.

$$IC = \frac{(\lambda_{\max} - n)}{(n-1)} \tag{1}$$

Donde:

$\lambda_{\max}$  = autovector obtenido de la multiplicación de dos matrices, la primera formada a partir del autovector (peso relativo) y la segunda por la suma de los valores atribuídos en la matriz de comparación.

$n$  = orden de la matriz cuadrada

Saaty presenta también el índice de aleatoriedad, que consiste en un índice de consistencia randómico (IR) generado para matrices aleatorias de diferentes dimensiones, descritos en la Tabla 3.

Tabla 3. Valores de índice de consistencia randómico (en función del orden de la matriz):

n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
CA	0,00	0,00	0,58	0,90	1,12	1,24	1,32	1,41	1,45	1,49	1,51

Fuente: Laboratório Nacional de *OakRidge*

Con el índice de consistencia randómico (IR) y con el índice de consistencia (IC), se obtiene por la Ecuación 2 a razón de consistencia (RC):

$$RC = \frac{IC}{IR} \tag{2}$$

De acuerdo con Saaty (2008), una razón de consistencia menor o igual a 0,1 puede ser considerada aceptable para el Análisis.

## 2.4 Estudio de caso

El caso seleccionado para el estudio fue una empresa de tecnología de información aplicada a la construcción civil que está incubando en la Universidad Federal del Paraná. Se trata de una empresa con un perfil innovador en el área de tecnología de la información, destacada nacionalmente como referencia en el área de *BIM – Building Information Modeling*.

De acuerdo con las normas de la ANPROTEC (Asociación Nacional de Entidades Promotoras de Emprendimientos Innovadores), una empresa puede permanecer en la incubadora durante el período de seis meses en el Programa de Pré-Incubación y tres años en la incubación. La empresa estudiada inició su operación dentro de la universidad en 2013, contando con dos años más para continuar sus actividades dentro de la universidad. De este modo, sus dependencias no pueden ser alineadas de manera que, la hipótesis *Sale Leaseback*, que consiste en la venta del inmueble de la corporación, seguida de un contrato de largo plazo con el inversionista, fue desconsiderada para el estudio. La Figura 4 presenta la estructura del análisis jerárquico con las alternativas y criterios seleccionados, basados en el trabajo de Gregório (2010). La estructura presenta un nivel jerárquico compuesto por ocho criterios, divididos en aspectos cualitativos y cuantitativos, siendo que para cada uno hay cuatro alternativas.

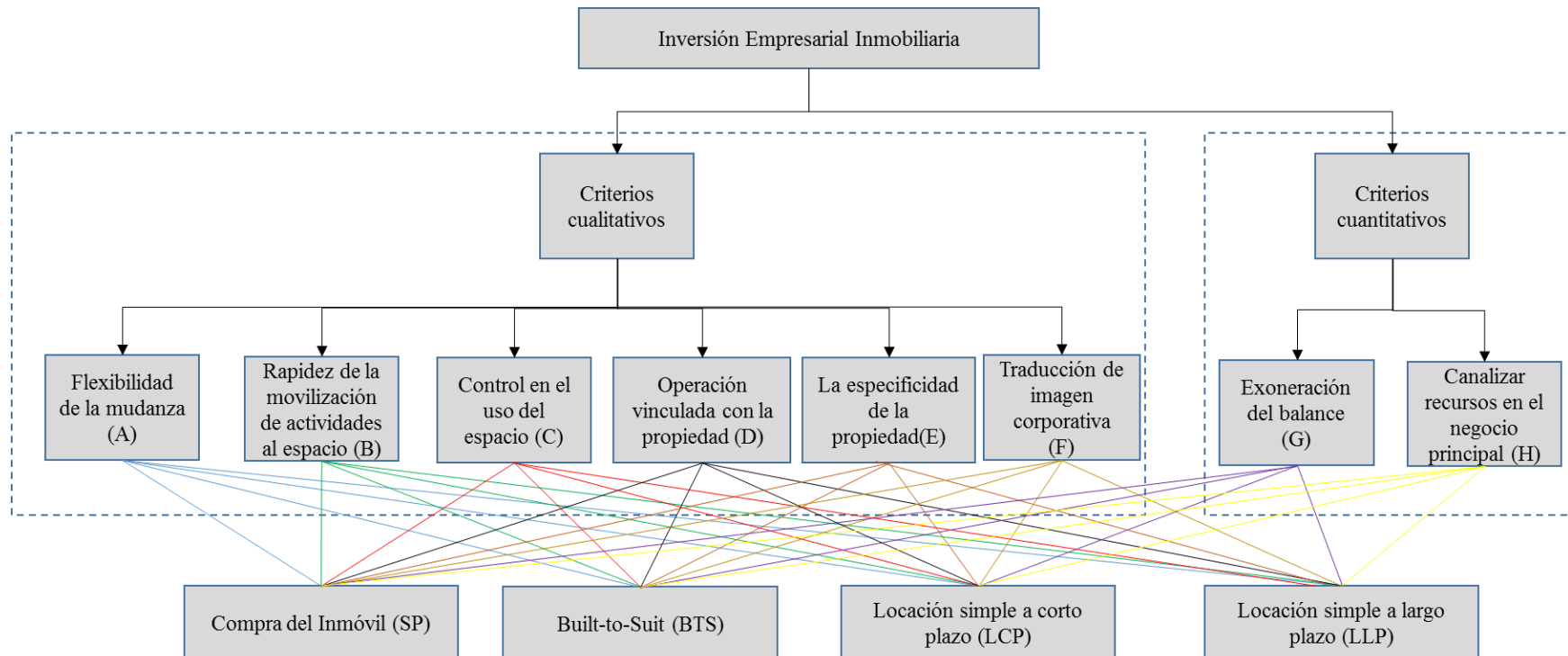


Figura 4. Estructura del análisis jerárquico

La Tabla 4 presenta un breve comentario sobre cada criterio seleccionado, facilitando el entendimiento de los criterios utilizados por el propietario de la empresa incubada para completar el cuestionario.

Tabla 4. Criterios de decisión

<b>Criterios de decisión</b>		
Criterios relacionados al uso del espacio corporativo (criterios cualitativos)	<b>Flexibilidad de mudanza (A)</b>	Importancia de la facilidad (plazo y costo) de la corporación en mudar espacios corporativos para atender las variaciones en las necesidades operacionales, como alteraciones en la cantidad de área, de localización y/o en la demanda operacional del espacio.
	<b>Rapidez en la movilización de la actividad en el espacio (B)</b>	Importancia del breve inicio de la actividad operacional en el espacio (para atender aumento de demanda, crecimiento de la producción, etc.)
	<b>Control operacional en el uso del espacio corporativo (C)</b>	Importancia de la libertad de intervenciones durante el uso (infraestructura, layout, fachada externa) para atender las alteraciones en la demanda operacional (considerando espacios que permitan técnicamente esas intervenciones).
	<b>Vínculo de la operación con el inmueble (D)</b>	Importancia estratégica del inmueble por los siguientes aspectos: la actividad en el ejecutada tiene dependencia directa; la ubicación es estratégica (aspectos logísticos, geográficos y mercadológicos) y/o inversión inmovilizado en las instalaciones del local es expresivo.
	<b>Especificidad del inmueble (E)</b>	Importancia de atender todas las especificidades demandadas en la operación realizada en el inmueble, como: particularidades en la ubicación, funcionalidad y/o arquitectura del espacio (que dificultan su disponibilidad en el mercado ya pronto para alquilar).
	<b>Oportunidad de traducción de la imagen corporativa (F)</b>	Importancia de la traducción de la imagen corporativa para la operación realizada en el espacio. Esa traducción puede ser en la elección de la localización del emprendimiento, en el ambiente interno (cuando pronto es disponible para alquilar), y en el ambiente externo, por medio de elementos que vinculen el inmueble a la corporación (arquitectura de la fachada, acabados externos y logotipos).
Criterios relacionados a las estrategias de inversión y política de la corporación (criterios cuantitativos)	<b>Canalización de recursos en oportunidades de negocio principal (G)</b>	La canalización de recursos puede ser un atributo priorizado cuando se vislumbran oportunidades estratégicas en el negocio principal.
	<b>Exoneración del balance (H)</b>	Importancia de la mejora en los índices del balance de la corporación, como: índices de liquidez, índices de endeudamiento, entre otros.

Fuente: Gregório, 2010

En el presente artículo, fué utilizado el protocolo de recolección de datos presentado por Gregório (2010), el cual permitió el levantamiento de datos de la corporación siguiendo una entrevista, cuyos resultados se encuentran resumidos en la Tabla 5 y en el cuestionario el cual el planificador comparó varios criterios pre establecidos entre si, atribuyendo notas siguiendo valores establecidos por Saaty, en la Tabla 2.



Tabla 5. Descripción do contexto

Descripción do contexto: Decisión de inmovilización o no en <i>real estate</i> para un nuevo espacio corporativo a ser utilizado	
Sector de Actuación	Construcción civil
Estado de la empresa	Incubación (desarrollo de productos)
Tipo de espacio corporativo	Sede única de la empresa, sala disponible por la UFPR/CESEC - Centro de Estudios de Ingeniería Civil
Incertezas en cuanto al uso del espacio	Mejor ubicación para clientes y trabajadores
Especificidad requerida en el espacio	Espacio abierto, con luminosidad correcta y accesible
Disponibilidad del inmueble en el mercado	Difícil, pues grandes espacios son encontrados en edificios nuevos, de alto costo
Inmueble	Mono-usuário
Actividad realizada	Administrativa, producción y área de clientes
Intervenciones predominantes durante el uso	Redes de internet y equipamientos de multimedia
Importancia del inmueble	Solidez de la empresa, mejor estructura para funcionarios
Rating de la corporación	Referencia en el uso de la tecnología BIM en el Brasil
Traducción de la imagem deseada	Empresa innovadora, competente y comprometida
Início de las actividades en el nuevo espacio	Debe ocurrir en el plazo de 1 año
Condición en la opción por la inmovilización	Financiamiento bancario
Situación del balance	En consolidación
Renta relativa del capital de giro activado	-
Instrumento jurídico preferido para las alternativas de no inmovilización	Contrato de alquiler a largo plazo

A partir de la descripción del contexto y de los resultados obtenidos con el cuestionario, fueron establecidos grados de importancia para cada criterio de decisión, por su vez comparados y ponderados, por medio da matriz de comparación de las alternativas cuantitativas y cualitativas.

### 3. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

A partir de las respuestas obtenidas en entrevistas a profesionales del sector de *real estate*, descrito en el estudio de Gregório (2010), fueron calculados los pesos debido a la relevancia de las alternativas para cada criterio de decisión, conforme demostrado por la Tabla 6.

Tabla 6. Matriz de comparación para el criterio de decisión flexibilidad de mudanza.

Flexibilidad de mudanza	Compra de inmueble	<i>Built-to-Suit</i>	Alquiler a corto plazo	Alquiler a largo plazo	$\Sigma$ línea	Peso de la variable
Compra del Inmueble	<b>1,00</b>	2,00	0,13	0,20	3,33	8,65%
<i>Built-to-Suit</i>	0,50	<b>1,00</b>	0,11	0,17	1,78	4,63%
Alquiler a corto plazo	8,00	9,00	<b>1,00</b>	3,00	21,00	54,64%
Alquiler a largo plazo	5,00	6,00	0,33	<b>1,00</b>	12,33	32,09%
$\Sigma$ peso de la matriz	14,50	18,00	1,57	4,37	38,44	1,00

Fuente: Adaptados por los autores (Gregório, 2010)

Todavía, teniendo en vista que la presentación de todos los criterios de decisión individualmente llevaría en exceso de información este artículo, fue elaborado, en forma de resumen, la Tabla 7, que se Souza, D. J., Sakamori, M. M., Medeiros, M. H. F., Scheer, S.

presenta, a partir de valores obtenidos por el método ejemplificado en la Tabla 6, es un resumen del peso de las variables estudiadas y el peso individual de cada criterio de decisión.

Tabla 7. Tabla compilada con las matrices de comparación

Criterios	Peso de la variable			
	Alternativas			
	(1)	(2)	(3)	(4)
Flexibilidad de mudanza (A)	8,65%	4,63%	54,64%	32,09%
Rapidez de la movilización de la actividad al espacio (B)	22,94%	6,31%	38,24%	32,50%
Control en el uso del espacio (C)	49,67%	32,24%	3,93%	14,16%
Vínculo de la operación con el inmueble (D)	43,43%	30,40%	4,22%	21,95%
Especificidad del inmueble (E)	34,31%	43,20%	3,56%	18,93%
Traducción de la imagen corporativa (F)	32,39%	32,39%	6,88%	28,34%

Fuente: Adaptados por los autores (Gregório, 2010)

Son mostrados en la Tabla 8 la importancia entre los criterios de decisión, en la

Criterios	9	7	5	3	1	3	5	7	9	
Flexibilidad de mudanza					x					Rapidez en la movilización de la actividad en el espacio
Flexibilidad de mudanza				x						Control de uso del espacio
Flexibilidad de mudanza				x						Vínculo de la operación con el inmueble
Flexibilidad de mudanza				x						Especificidad del inmueble
Flexibilidad de mudanza					x					Traducción de la imagen corporativa
Rapidez de la movilización de la actividad en el espacio			x							Control en el uso del espacio
Rapidez de la movilización de la actividad en el espacio					x					Vínculo de la operación con el inmueble
Rapidez de la movilización de la actividad en el espacio					x					Especificidad del inmueble
Rapidez de la movilización de la actividad en el espacio					x					Traducción de la imagen corporativa
Control en el uso del espacio					x					Vínculo de la operación con el inmueble
Control en el uso del espacio					x					Especificidad del inmueble
Control en el uso del espacio						x				Traducción de la imagen corporativa
Vínculo de la operación con el inmueble					x					Especificidad del inmueble
Vínculo de la operación con el inmueble						x				Traducción de la imagen corporativa
Especificidad del inmueble					x					Traducción de la imagen corporativa

Tabla 9, la matriz de comparación entre los criterios cualitativos, encuaneto que en la Tabla 10 son comparados los criterios cuantitativos. Todos son calificados de acuerdo con la escala de notas elaboradas por Saaty.

Cabe reforzar que los criterios adoptados como cuantitativos se refieren al desempeño económico en cuanto a los criterios cualitativos tratan del desempeño técnico de la edificación.

Tabla 8. Importancia entre criterios de decisión desarrollado por las partes interesadas de acuerdo con los valores establecidos por Saaty (1991)

Criterios	9	7	5	3	1	3	5	7	9	
Flexibilidad de mudanza					x					Rapidez en la movilización de la actividad en el espacio
Flexibilidad de mudanza				x						Control de uso del espacio
Flexibilidad de mudanza				x						Vínculo de la operación con el inmueble
Flexibilidad de mudanza				x						Especificidad del inmueble
Flexibilidad de mudanza					x					Traducción de la imagen corporativa
Rapidez de la movilización de la actividad en el espacio			x							Control en el uso del espacio
Rapidez de la movilización de la actividad en el espacio					x					Vínculo de la operación con el inmueble
Rapidez de la movilización de la actividad en el espacio					x					Especificidad del inmueble
Rapidez de la movilización de la actividad en el espacio					x					Traducción de la imagen corporativa
Control en el uso del espacio					x					Vínculo de la operación con el inmueble
Control en el uso del espacio					x					Especificidad del inmueble
Control en el uso del espacio						x				Traducción de la imagen corporativa
Vínculo de la operación con el inmueble					x					Especificidad del inmueble
Vínculo de la operación con el inmueble						x				Traducción de la imagen corporativa
Especificidad del inmueble					x					Traducción de la imagen corporativa

Tabla 9. Matriz de comparación entre los criterios cualitativos

	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	(F)	$\Sigma$ linha	Peso de la variable
(A)	1,00	1,00	0,33	0,33	0,33	1,00	4,00	0,90
(B)	1,00	1,00	0,20	1,00	1,00	1,00	5,20	0,11
(C)	3,00	5,00	1,00	1,00	1,00	3,00	14,00	0,30
(D)	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	11,00	0,23
(E)	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	8,00	0,17
(F)	1,00	1,00	0,33	0,33	1,00	1,00	4,67	0,10

Tabla 10. Matriz de comparación entre los criterios cuantitativos

	(G)	(H)	$\Sigma$ línea	Peso de la variable
(G)	1,00	3,00	4,00	0,75
(H)	0,33	1,00	1,33	0,25

Los datos fueron compilados y evaluados siguiendo las técnicas reportadas por Saaty (2008). Posterior al cálculo del autovalor de la matriz de decisión ( $\lambda_{máx}$ ) fue calculado el índice de consistencia de la matriz de decisión utilizando la Ecuación 1.

- Índice de Consistencia para los criterios cualitativos:

$$IC = \frac{(\lambda_{m\acute{a}x} - N)}{N - 1} = 0,07489$$

- Índice de Consistencia para los criterios cuantitativos:

$$IC = \frac{(\lambda_{m\acute{a}x} - N)}{N - 1} = 0,00$$

Costa (2006) propone el uso de un índice de consistencia randómico (IR), según Tabla 3 para una matriz recíproca de orden  $n$  con elementos no negativos y generados randomicamente.

Al utilizar datos obtenidos del índice de consistencia y el índice de consistencia randómico en la Ecuación 2, se obtuvo la razón de consistencia (RC).

- Razón de Consistencia para los criterios cualitativos:

$$RC = \frac{IC}{IR} = \frac{0,007489}{1,24} = 0,06039$$

- Razón de Consistencia para los criterios cuantitativos:

$$RC = \frac{IC}{IR} = \frac{0,00}{0,00} = 0,00$$

Com esto, el valor da razón de consistencia se encuentra, Según Saaty (2008), dentro del valor recomendado, es decir,  $RC < 0,1$ . Al comparar los resultados entre la razón de consistencia calculada y la razón de consistencia establecida por Saaty, se observa que los valores aportados por el propietario de la empresa incubada dentro de la Universidad Federal de Paraná poseen consistencia.

Para verificar la alternativa que mejor atiende a la empresa estudiada, se correlacionaron los criterios establecidos con las alternativas posibles. En seguida, fueron aplicados los pesos de cada criterio para cada valor correlacionado para encontrar la alternativa que mejor atiende a las necesidades de la empresa, es decir, aquella con mayor puntuación. La Tabla 11 muestra el desempeño relativo para los criterios cualitativos.

Tabla 11. Desempeño Relativo para los Criterios Cualitativos

Criterios	Compra del inmueble (CI)	Built-to-Suit (BTS)	Alquiler a corto plazo (LCP)	Alquiler a largo plazo (LLP)	Peso de la variable (PV) (%)
(A)	0,16	0,08	1,00	0,59	8,72
(B)	0,60	0,17	1,00	0,85	11,34
(C)	1,00	0,65	0,08	0,29	30,52
(D)	1,00	0,70	0,10	0,51	21,80
(E)	0,79	1,00	0,08	0,44	17,44
(F)	1,00	1,00	0,21	0,88	10,17

(Continuación de la Tabla 10)

Criterios	(CI x PV)	(BTS x PV)	(LCP x PV)	(LLP x PV)
(A)	1,38	0,74	8,72	5,12
(B)	6,80	1,87	11,34	9,64
(C)	30,52	19,81	2,42	8,70

(D)	21,80	15,26	2,12	11,02
(E)	13,85	17,44	1,44	7,64
(F)	10,17	10,17	2,16	8,90
<b>Índice de desempeño (<math>\Sigma</math> columna)</b>	<b>84,53</b>	<b>65,30</b>	<b>28,20</b>	<b>51,03</b>

En cuanto que la Tabla 12 muestra el desempeño relativo referente a los criterios cuantitativos.

Tabla 12. Desempeño Relativo a los criterios cuantitativos

Criterios	Compra del inmueble (CI)	<i>Built-to-Suit</i> (BTS)	Alquiler a corto plazo (LCP)	Alquiler a largo plazo (LLP)	Peso de la variable (PV) (%)
(G)	0,25	1,00	1,00	1,00	0,75
(H)	0,21	1,00	0,88	1,00	0,25
<b>Criterios</b>	<b>(CI x PV)</b>	<b>(BTS x PV)</b>	<b>(LCP x PV)</b>	<b>(LLP x PV)</b>	
(G)	18,75	75,00	75,00	75,00	
(H)	5,16	25,00	21,88	25,00	
<b>Índice de desempeño</b>	<b>23,91</b>	<b>100,00</b>	<b>96,88</b>	<b>100,00</b>	

De esta forma, para mejor visualización, la Tabla 13 muestra de forma decreciente, los resultados de actividad económica obtenidos para las alternativas evaluadas en el estudio de caso.

Tabla 13. Actividad económica

Alternativas	Índice de desempeño económico (25%)	Índice de desempeño técnico (75%)	Evaluación (100%)
<i>Built-to-Suit</i>	100	65,30	73,97
Compra del inmueble	23,91	84,53	69,37
Alquiler a largo plazo	100	51,03	63,28
Alquiler a corto plazo	96,88	28,20	45,37

La alternativa más viable para el caso seleccionado, según lo verificado por el uso del método del análisis jerárquico, por tanto, es el *Built-to-Suit*. Todavía, verificando la entrevista para la contextualización de la empresa, la alternativa preferencial de la misma sería el alquiler a largo plazo. La alternativa de preferencia de la empresa obtuvo el tercer mayor índice, atendiendo, buena parte de las expectativas de la empresa incubada.

#### 4. CONCLUSIONES

Este artículo fue escrito con base al uso del método de análisis jerárquico para la decisión sobre la inmovilización o no de activos en inmuebles. El método seleccionado aporta parámetros para la mejor evaluación de alternativas basados en criterios cuantitativos y cualitativos no mesurables. En el proceso cualitativo se correlacionaron todos los criterios, atribuyéndoles notas de acuerdo con la escala propuesta por Saaty.

El resultado final de este análisis ofrece índices numéricos que permiten definir de forma sistemática a la mejor alternativa para el caso estudiado, tomando en cuenta que la empresa incubada dentro de la

Universidad Federal de Paraná tiene, Según la ANPROTEC, tres años para permanecer instalada en dicha Universidad.

En este estudio de caso la alternativa que presentó el mejor desempeño fue la *Buit-to-suit*, que atiende de forma mas amplia las necesidades de la empresa. Sin embargo, de acuerdo con la entrevista para la contextualización de la empresa, esta tendría preferido un contrato de Alquiler a largo plazo. Esta opción de preferencia, no obstante, obtuvo el tercer mayor índice, atendiendo, buena parte de lo deseado por la empresa incubada, por lo tanto, no de forma más eficaz.

La opción por *Built-to-suit* (BTS), a pesar de incluir de forma más eficaz los anhelos de la empresa estudiada, puede no ser la mejor alternativa, una vez que, la operación BTS engloba la construcción de un inmueble hecho sobre medida para el uso específico de la empresa, atrayendo la misma a un contrato de alquiler a largo plazo. Cabe a la empresa encontrar inversionistas que asuman la construcción de este inmueble, los cuales generalmente, usan esta modalidad como parte de la cartera de inversiones apenas para grandes áreas alquiladas (un inmueble con grandes dimensiones ó vários inmuebles de menor dimensión) para el mismo cliente.

No obstante, a ambas alternativas, mejor opción (*Buit-to-suit*) y preferencia de la empresa (Alquiler a largo plazo), son semejantes en el que la decisión de no inmovilizar el capital en la compra de un inmueble.

Cabe destacar que el método utilizado, trató, intrinsecamente, de entrevistas con representantes de la empresa, de manera que sus resultados se constituyen, esencialmente, en datos subjetivos, una vez que la entrevista es un método sujeto a subjetividad. De esta forma, variaciones extrínsecas, como el nivel de estres del entrevistado al momento de la evaluación de las respuestas, entre otros, pueden influir directamente en la consistencia de los resultados obtenidos.

Cabe destacar también que este trabajo tuvo por objetivo evaluar la mejor solución para una empresa, de modo que, el resultado obtenido no necesariamente representa un universo estadístico de empresas del mismo porte, área de actuación, etc. Con todo, el método utilizado puede ser aplicado para cualquier estudio relacionado.

## 5. REFERENCIAS

ANPROTEC, (2014), *Associação nacional de entidades promotoras de empreendimentos inovadores*, dados extraídos do site <<http://anprotec.org.br/>> em 12/05/2014.

ATSM: E 1765-11. *Standard Practice for applying Analytical Hierarchy Process (AHP) to multiattribute decision analysis of investments related to buildings and building systems*.

Bueno, C. (2014), “*Alianças estratégicas em real estate – Dificuldades e vantagens que podem ser transformadas em aprendizado para o setorE*”, Núcleo de Real Estate – Real Estate Research Group, Revista Construção Mercado, n.152, p.50-52.

Costa, H. G. (1992), “*Introdução ao método de análise hierárquica (análise multicritério no auxílio à decisão)*”, 1ª. Edição. (Niterói, Brazil), p. 104.

Gabriel, L. A. G. (2014), “*Estruturas de funding para empreendimentos built-to-suit no Brasil*”, Revista Construção Mercado, n.152, p. 3.

Gregório, C. A. G. (2010), “*Método para análise da oportunidade de imobilização em imóveis corporativos*”, Thesis (Doctorate degree) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil, p. 323.

Gregório, C. A. G. (2011), “*Uso da ferramenta AHP (Analytic Hierarchy Process) para análise da oportunidade de imobilização em imóveis corporativos*” EPUSP (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC/564), p. 39.

Jones Lang La Salle (2014), “*Pesquisa global da Jones Lang La Salle mostra potencial para terceirização imobiliária na América Latina*”, dados extraídos do site <<http://www.jll.com.br/brazil/pt-br/noticias/268/pesquisa-global-da-jones-lang-lasalle-mostra-potencial-para-terceiriza%C3%A7%C3%A3o-imobili%C3%A1ria-na-am%C3%A9rica-latina>> em 05/05/2014

- Medeiros, M. H. F. (2014), “*Material de aula do professor Dr. Marcelo Henrique Farias de Medeiros*”.
- Rocha Lima Jr, J. (1998), “*Decidir sobre investimentos no setor da construção civil*”, EPUSP (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC/200), p. 28.
- Rocha Lima Jr, J. (1999), “*Novos produtos financeiros e o mercado imobiliário: investimento via títulos de securitização*”, in. I Seminário da Latin American Real Estate Society, São Paulo: SP (Brazil), (1999), p. 24.
- Saaty, T. L. (2008) “*Decision making with the analytic hierarchy process*”, Int. J. Services Sciences, Vol. 1, No. 1, 2008. p. 16.
- Saaty, T. L., Vargas, L. G. (2000), “*Models, methods, concepts and applications of the analytic hierarchy process*”, (Boston: Kluwer Academic Publishers), p. 346.
- Saaty, T. L. (2008), “*The analytic hierarchy and analytic network measurement process: Applications to decisions under risk*”, European Journal of Pure and Applied Mathematics, Vol. 1, No. 1, p. 1063.
- Saaty, T. L. (1980), “*The analytic hierarchy process*”, (NY, USA: McGraw-Hill).