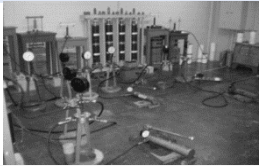


Revista **ALCONPAT**

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

Número Completo DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i3>
revistaalconpat@gmail.com

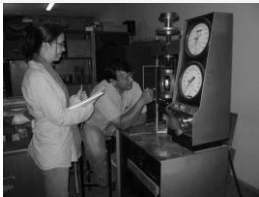


eISSN: 2007-6835

Volumen 1

Septiembre – Diciembre 2011

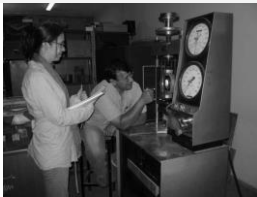
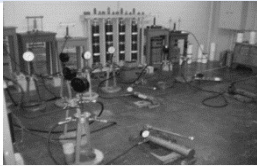
Número 3



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

<http://www.revistaalconpat.org>





CONTENIDO

Página

- L. C. P. da Silva Filho, A. Lorenzi, J. L. Campagnolo, A. J. Strieder, U. C. de M. Quinino, L. F. Caetano:** Estudos de Caso sobre Avaliação de Estruturas de Concreto através da utilização de Ensaios Não Destrutivos 186
- E. Zanni, J. Capdevila:** Restauración del monumento al General San Martín. 199
- A. Martínez-Hernández, P. Montes-García, E. Moreno, A. Fernández-González:** Efecto de la adición de un suelo lacustre o ceniza volante en las propiedades de concretos hidráulicos. 208
- N. Romero, C. Dupuy, J. Quiñones:** Influencia de la contaminación atmosférica en la fachada de rascacielos, caso torre Colpatría. 217
- S. Peirén:** Rehabilitación estructural de un sector afectado por corrosión severa en vigas de entrepiso en una curtiembre. 225
- A. L. N. Ferraz, M. P. Barbosa, F. M. Salles, N. O. Pinto Jr.:** Avaliação teórico-experimental da deformação por fluência de concretos auto-adensáveis . 233



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

Luis Carlos Pinto Da Silva, **Brasil**

Presidente

Paulo Do Lago Helene, **Brasil**

Director General

Pedro Castro Borges, **México**

Secretario Ejecutivo

José Manuel Mendoza Rangel, **México**

Vicepresidente Administrativo

Ysabel Dykdan Jaua, **Venezuela**

Vicepresidente Académico

Angélica Ayala Piola, **Paraguay**

Gestor

Enrique Aguilar Cervera, **México**

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:

Dra. Patricia Martínez
Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción,
Escuela de Ingeniería,
Pontificia Universidad Católica de Chile
Santiago de Chile, **Chile**

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

Universidad Técnica de Lisboa
Lisboa, **Portugal**

V1N3, Mensaje del Editor en Jefe

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

<http://www.mda.cinvestav.mx/alconpat/revista>



Es motivo de satisfacción y alegría para el equipo de la Revista ALCONPAT ver publicado el tercer número de nuestro primer año al aire.

El objetivo de la Revista ALCONPAT (RA) es la publicación de casos de estudio relacionados con los temas de nuestra asociación, o sea control de calidad, patología y recuperación de las construcciones motivando desde luego la presentación de investigaciones básicas o aplicadas que pudiesen tener aplicación con los casos de estudio.

En este tercer número, iniciamos con nuestro **artículo especial invitado**, procedente de **Brasil**, donde Luiz Carlos Pinto junto con varios experimentados colegas brasileiros discuten la importancia de los ensayos no destructivos, especialmente cuando la estructura evaluada está cerca del final de su vida útil. Presentan dos casos de estudio al respecto, uno sobre una cubierta de un **punto** y otro en un **edificio**. La claridad con la que los autores explican los ensayos y su aplicación permiten un fácil entendimiento de conceptos que cada día deben ser de un mayor dominio en la industria de la construcción.

En muchas ocasiones nos enfrentamos a verdaderos retos de inspección y restauración que por sus características pueden ser experiencias únicas. Este es el caso de la Restauración del **Monumento al General San Martín** que desde **Argentina** Zanni y Capdevila describen de manera precisa y detallada.

El tercer artículo de RAV1N3 corresponde al estudio del efecto de la adición de un suelo lacustre o ceniza volante como material suplementario en las propiedades de concreto ordinario y de altas prestaciones. Este trabajo de

México que presentan Martínez y colegas concluye que la adición de suelo lacustre natural como material suplementario no afecta de manera importante las propiedades del concreto en estado fresco.

Es fascinante el mundo de la construcción y en especial el tema de los rascacielos. En más de una ocasión hemos disfrutado series de TV por cable con estructuras majestuosas. Pero ¿que pasa cuando el ambiente los agrade?, ¿como lidiar por ejemplo con la contaminación atmosférica?. Este es el caso de nuestro cuarto artículo en el que Romero y colegas describen y discuten el origen de los daños de la fachada de la **Torre Colpatria** de **Colombia**

Cada número de RA busca balancear la participación de temas afines al objeto social de la ALCONPAT, por lo que la ingeniería estructural, el control de calidad, la inspección, diagnóstico y reparación se dan cita en cada número desde los diferentes países que conforman nuestra sociedad. En nuestro quinto artículo Peirén muestra su interesante punto de vista para el diagnóstico y proyecto de rehabilitación de un sector de una **planta industrial** ubicada en la ciudad de Paysandú – **Uruguay**.

La RA busca también una aplicabilidad y una simbiosis entre los artículos de cada número y de la revista en sí. Por ello es que cada número presenta al menos un caso de investigación con aplicaciones potenciales en los casos de estudio que plantea la revista. En esta ocasión, en nuestro sexto artículo, Ferraz y colegas de **Brasil**, nos presentan una evaluación teórico-experimental de la deformación por fluencia de los concretos autocompactables.

Con esta edición, RA cierra su primer año, habiendo publicado **3** números con un total de **18** artículos provenientes de Argentina, Brasil, Colombia, España, México, Paraguay, Uruguay y Venezuela. Del total, 11 fueron casos de estudio y 7 de investigación básica o aplicada. Los casos de estudio correspondieron a **refinerías, presas, muelles, viviendas, edificios, museos, chimeneas, torres, monumentos y puentes**. Esto muestra la variedad de experiencias plasmadas y transferida a nuestra comunidad.

Por el Consejo Editorial

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Pedro Castro Borges', written over a light-colored background.

Pedro Castro Borges
Editor en Jefe



Estudos de caso sobre avaliação de estruturas de concreto através da utilização de ensaios não destrutivos

L. C. P. da Silva Filho¹, A. Lorenzi¹, J. L. Campagnolo¹, A. J. Strieder², U. C. de M. Quinino³, L. F. Caetano¹

¹ Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Av. Osvaldo Aranha 99. Porto Alegre RS, Brasil.

² Universidade Federal de Pelotas. Praça Domingos Rodrigues, 02. Pelotas RS., Brasil.

³ Universidade do Vale do Rio dos Sinos. Av. Unisinos 950. São Leopoldo RS., Brasil

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i3.14>

Artículo recibido el 01 de Junio de 2011, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 03 de Septiembre de 2011. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el segundo número de 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primero de 2012

RESUMO

O concreto é parte fundamental dos mais variados projetos de engenharia e, sem dúvida, é o elemento estrutural mais utilizado no mundo. Esse fato conduz à necessidade de ferramentas de controle e análise de seu estado de conservação. Muitas das construções em concreto armado que formam a infra-estrutura civil que dão suporte às mais diversas atividades das sociedades modernas estão se aproximando do final de sua vida útil de projeto. Diante desse contexto, existe uma preocupação crescente com a avaliação do estado de deterioração e segurança das mesmas. O monitoramento constante das estruturas é um procedimento necessário, uma vez que a detecção preventiva dos problemas permite a utilização de métodos mais simples e econômicos para avaliação e reparo. Para tais fins, os métodos de ensaios não destrutivos (END) tornam-se uma estratégia de investigação bastante atraente e viável. Entre eles destacam-se: o ensaio de velocidade de pulso ultra-sônico, o radar e a esclerometria. Devido à sua facilidade de aplicação e boa capacidade de diagnóstico, esses métodos se tornam alternativas valiosas para investigação do estado de conservação das estruturas de concreto. Diversos exemplos de aplicação evidenciam como a aplicação de END pode contribuir com sucesso no controle da deterioração e na verificação da qualidade de estruturas de concreto. O presente artigo revisa alguns casos reais nos quais atuou o Grupo de Pesquisa LEME-UFRGS, mostrando como foram empregadas técnicas de END.

Palavras-chave: concreto; ensaio não destrutivos.

Autor de contacto: Luis Carlos Pinto da Silva Filho (lcarlos66@gmail.com)

© 2011 Alconpat Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 1, No. 3, Septiembre - Diciembre 2011, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com.
Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges.
Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2011.

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.

1. INTRODUÇÃO

A utilização de materiais de construção se confunde com a própria história da civilização, porque foi necessário ao homem servir-se deles para sobreviver e satisfazer suas necessidades de abrigo e conforto (Isaia, 2005). Muitas das construções em concreto armado que formam a infraestrutura civil estão se aproximando do final de sua vida útil de projeto. Conseqüentemente, existe uma preocupação crescente sobre o estado de deterioração e segurança das mesmas. No atual cenário em que as exigências de qualidade estão se firmando, é de vital importância o desenvolvimento de alternativas que permitam, de forma eficaz, avaliar a qualidade das estruturas de concreto. A aplicação de END se constitui em uma estratégia interessante para monitorar o estado das mesmas. A propriedade de controle mais utilizada como indicativa da qualidade do concreto ainda é a resistência à compressão.

Nas últimas décadas, a aplicação de END na engenharia civil vem se tornando um tema de interesse em diversos países. No caso da indústria da construção civil, porém, que utiliza vários tipos de materiais (metais, madeira, concreto, alvenaria estrutural e outros compósitos), a utilização dos ENDs pode se tornar mais complexa, devido à necessidade de maior conhecimento acerca das propriedades e comportamento dos materiais.

Beutel et al enfatizam que o uso exitoso de END para engenharia civil depende da confiabilidade inerente associada à aplicação dos métodos, do conhecimento sobre os procedimentos e suas limitações, e do aspecto econômico (Beutel et al., 2006).

Acompanhando a tendência mundial, no Brasil a aplicação de END vem crescendo em vários setores. Acredita-se que a engenharia civil ainda é um campo no qual a utilização dos END vai se desenvolver bastante, vindo a se constituir em uma importante ferramenta para auxiliar os profissionais envolvidos no controle de suas obras.

O concreto é o material mais empregado no mundo, depois da água. Em grande parte isto é decorrente da excelente durabilidade do concreto armado. Infelizmente, apesar de o concreto ser muito durável em certas circunstâncias, muitas estruturas fabricadas com o mesmo estão sujeitas a ambientes ou condições deletérias, que rapidamente degradam seu desempenho ou afetam sua integridade (Andrade, 2005). Fatores como a ocorrência de falhas de projeto; o uso de dosagens incorretas; o emprego de processos inadequados de mistura, transporte, lançamento, adensamento, cura e descimbramento; além da utilização incorreta das estruturas de concreto, têm levado ao surgimento de manifestações patológicas, muitas vezes precoces e com custos elevados de reparação (Figueiredo, 2005).

O uso de métodos de END é uma maneira de viabilizar a inspeção e a avaliação do estado de conservação de construções civis, de forma econômica e eficiente. Dada sua natureza predominantemente não invasiva, os ensaios tipo END se constituem em uma das principais ferramentas de controle da qualidade de materiais e produtos, e já são amplamente utilizados em diversas atividades, tais como na indústria aeroespacial, no ramo automobilístico, no ramo elétrico e na construção naval (Cho, 2003).

Considerando que a resistência está fortemente correlacionada com a densidade do material, podem-se utilizar técnicas de ensaio de ultrassom, de radar e de esclerometria para avaliar a mesma, sem que seja necessário retirar amostras do material. O presente artigo revisa casos práticos de aplicação, evidenciando como podem ser empregados esses ensaios END para análise do estado de conservação de estruturas.

2. REVISÃO DOS PRINCÍPIOS DOS ENSAIOS NÃO DESTRUCTIVOS EMPREGADOS NOS CASOS EM ESTUDO

A aplicação de END se constitui em uma estratégia interessante para monitorar o estado de estruturas de concreto armado. A propriedade de controle mais utilizada como indicativa da qualidade do concreto ainda é a resistência à compressão. Considerando que a resistência está fortemente correlacionada com a densidade do material, podem-se utilizar ensaios de ultrassom, de radar e de esclerometria para produzir, de diferentes formas, estimativas de resistência, sem que seja necessário retirar amostras do material. Esta possibilidade é muito atraente por evitar que a investigação da resistência provoque danos, que podem ser caros de corrigir, ou que resultem num reparo cuja interface com o material original vai se constituir numa zona mais vulnerável à deterioração. Danos mal corrigidos podem acarretar numa redução da vida de serviço da estrutura.

A grande questão consiste em obter uma forma adequada de estimar a resistência de uma estrutura de concreto existente. Como salienta Isaia (Isaia, 2002): *“Toda predição que se pretenda realizar para a vida útil de uma estrutura de concreto deve partir da modelagem matemática dos fenômenos e propriedades envolvidas, da maneira mais precisa possível, para que se possa chegar a um resultado confiável”*. Isto nos leva a refletir sobre a maneira pela qual será possível procedermos a um controle efetivo da resistência nas estruturas de concreto.

Para esta finalidade, normalmente são utilizados corpos-de-prova moldados durante o processo de concretagem das estruturas. Entretanto, as condições de exposição e cura destes geralmente são bastante diferentes daquelas existentes na peça real, o que afeta diretamente a resistência. Diante deste problema, estimativas de resistência do concreto através da utilização de métodos de END, aplicados na estrutura real, passam a se constituir em uma possibilidade interessante de controle. Os END podem ser aplicados a cada fase da construção: tanto podem ser examinados os materiais como podem ser usadas as suas técnicas para então monitorar a integridade da estrutura durante a sua vida útil.

O documento TCS-17, produzido pela Agência Internacional de Energia Atômica (IAEA), aponta várias situações específicas associadas à construção civil nas quais o emprego de métodos END pode ser considerado atraente:

- controle tecnológico em pré-moldados ou construções in situ;
- aceitação ou rejeição, de materiais fornecidos;
- esclarecimento de dúvidas a respeito da mão de obra envolvida em mistura, lançamento, compactação ou cura do concreto, transporte;
- monitoramento do desenvolvimento da resistência visando remoção de fôrmas, duração da cura, aplicação de protensão ou de cargas, remoção de escoramento;
- localização e determinação da extensão de fissuras, vazios e falhas de concretagem;
- determinação da posição, diâmetro ou condições das armaduras;
- determinação da uniformidade do concreto;
- aumento do nível de confiança de um pequeno número de ensaios destrutivos;
- verificar a deterioração do concreto resultante de sobrecarga, fadiga, fogo, ataque do meio ambiente;
- avaliação do potencial de durabilidade do concreto;
- monitoramento de mudanças das propriedades do concreto no decorrer do tempo;
- fornecimento de informações para mudanças de utilização da estrutura.

Verifica-se que a maioria das vezes as aplicações estão associadas à localização e avaliação da importância de falhas e defeitos em estruturas de concreto endurecido. Este é hoje o objetivo principal do emprego de técnicas de END na construção civil.

2.1 Ultra-som

No ensaio de velocidade de propagação do pulso ultra-sônico (VPU), uma onda de som ultra-sônica é projetada num material, sendo medida a velocidade de propagação da mesma, que vai depender da natureza do material, da sua porosidade e da presença de vazios ou de água no sistema de poros, entre outros fatores.

Este ensaio pode ser considerado como um dos mais promissores para a avaliação de estruturas de concreto. Através da sua utilização consegue-se realizar um controle das variações da compacidade da estrutura, que pode ser associada a mudanças das suas propriedades.

Segundo a ASTM E 114-95 (1995), o ensaio pode ser utilizado para controle da qualidade, detecção de defeitos, medição de espessuras ou caracterização dos materiais constituintes do concreto. A presença de vazios causa o retardo das ondas, em função da baixa velocidade do som no ar. A interpretação está, portanto, baseada no fato de que o tempo de propagação dos pulsos ultra-sônicos pode ser correlacionado com a densidade do material.

Uma das vantagens é que, por ser rápido e não-destrutivo, o ensaios de VPU oferece a oportunidade de fazer um controle total dos elementos que compõem a estrutura, inclusive ao longo do tempo. Os resultados deste tipo de análise podem ser usados para prognóstico da qualidade ou para correção do processo tecnológico. A Figura 1 ilustra a execução do ensaio com um equipamento portátil de ultra-som no tabuleiro de concreto de uma ponte.



Figura 1. Execução do Ensaio de VPU.

2.2. Radar

As características essenciais do radar são uma antena colocada em uma superfície do material que será analisado, irradiando a energia para cima e para baixo, e uma antena receptora do sinal transmitido pela fonte. A técnica de radar é eficiente para a determinação de discontinuidades que às vezes surgem em lajes de concreto desenvolvendo-se paralelamente às superfícies planas nas lajes. Em investigações através da utilização de radar, pode-se determinar a real profundidade dos vazios que poderiam interferir no concreto, vazios esses ocasionados devido aos movimentos durante o lançamento do mesmo (Maierhofer et al., 2003).

A maioria das aplicações do radar na engenharia civil visa a caracterização geométrica do trecho sob investigação. Mais recentemente, alguns autores começaram a analisar como relacionar os resultados do radar com certas condições inerentes ao concreto, de forma a usar o método para

estimar o risco de patologias. A Figura 2 mostra a realização de um ensaio de radar no tabuleiro de uma ponte de concreto.



Figura 2. Equipamento de radar

2.3. Esclerometria

Esse é um dos mais antigos métodos END, e se baseia no princípio da reflexão, sendo o grau de recuo de uma massa arremessada por uma mola padrão contra a superfície de concreto tomada como um indicativo da resistência da camada superficial de concreto (Malhotra e Carino, 1991). Por ser pontual e de baixa energia, o ensaio é sensível a variações localizadas, tais como a presença de uma partícula grande de agregado logo abaixo do ponto de impacto (IAEA). O ensaio é classificado como um ensaio de dureza e está baseado no princípio de que o rebote de uma massa elástica depende da dureza da superfície contra qual a massa é impactada. A energia absorvida pelo concreto pode ser relacionada com a sua resistência (ACI, 2007), embora essa relação seja afetada por vários parâmetros, tal como a idade do concreto e sua espessura carbonatada.

As correlações entre o índice esclerométrico e as propriedades do concreto são determinadas empiricamente ou experimentalmente, sendo que estimativas da resistência à compressão poderão ser obtidas através de análise de tabelas ou curvas fornecidas pelo fabricante do aparelho (NBR, 1995). A Figura 3 mostra a realização de um ensaio de esclerometria no concreto.



Figura 3. Execução do Ensaio de Esclerometria.

3. DESCRIÇÃO DE ESTUDOS DE CASO DE AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ATRAVÉS DE ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS

Nesse item se apresentam alguns estudos de caso desenvolvidos usando as técnicas descritas no capítulo 2, as mais empregadas, em campo, para diagnóstico da condição de conservação, com base em análises de homogeneidade, de estruturas de concreto armado.

3.1. Estudo de Caso 1

O primeiro estudo de caso evidencia como ensaios END podem ser combinados para melhorar o diagnóstico. Neste caso foram empregados ensaios de propagação de pulso ultra-sônico e de esclerometria, para análise da condição de conservação de uma obra de grande porte localizada na cidade de Porto Alegre-RS, na qual havia dúvidas de que uma a resistência do concreto de uma série de pilares diferia significativamente do concreto empregado nas demais peças.

Os pilares a serem examinados faziam parte de um conjunto de elementos estruturais que haviam sido concretados em datas nas quais o controle do concreto apontou deficiência de resistência nos corpos de prova representativos do lote. Este indicativo levantou dúvidas sobre a efetiva condição, em termos de resistência, do grupo de elementos.

Buscando prevenir uma intervenção desnecessária na estrutura, e evitar danos com a retirada de testemunhos, sugeriu-se a realização de uma bateria de ensaios não-destrutivos que permitissem realizar um diagnóstico preliminar da condição dos elementos, relativa a outros elementos moldados na mesma época, nos quais o concreto foi aprovado pelo controle tecnológico.

Os ensaios foram realizados num conjunto de 18 pilares, divididos em 2 grupos. O primeiro grupo continha 6 pilares de referência (P21; P22; P30; P31; P48 e P50), escolhidos dentre os pilares próximo à região sob suspeita, com resistência especificada igual e idade próxima aos pilares sob análise, que serviram como amostras de controle. O segundo grupo de pilares era composto pelos 12 pilares (P20; P23; P24; P29; P35; P44; P46; P49; P51; P52; P60 e P61), localizados na região onde foi lançado o concreto sob suspeita.

Ensaio de esclerometria foram realizados com um esclerômetro Schmidt com registrador (modelo RN). Em cada pilar foi definida uma zona de ensaio, constituída de um grid de 9 pontos. As zonas foram posicionadas sempre no centro da face maior do pilar, a uma altura aproximada de 1.40 m. Os impactos foram aplicados sempre com o aparelho perpendicular à superfície, pelo mesmo operador. Os dados coletados foram analisados, de acordo com a norma, para retiradas de valores espúrios.

Além disso, foram realizados ensaios tipo UPV com auxílio de um emissor de ondas portátil, modelo V-METER MK-II. Para realização das medições de UPV foram criados grids nas faces dos pilares, com espaçamento de 25 cm, como mostrado na figura 2.

Foram estabelecidos, no grid, 2 pontos, denominados de E1 e E2, para posicionamento do transdutor emissor. Enquanto o emissor era mantido no ponto E1, o receptor era posicionado nas posições em torno do mesmo, resultando em 8 leituras de tempo de propagação de pulso. O emissor era então mudado para o ponto E2, onde se repetia este procedimento. No total, portanto, foram coletadas 16 leituras por pilar.

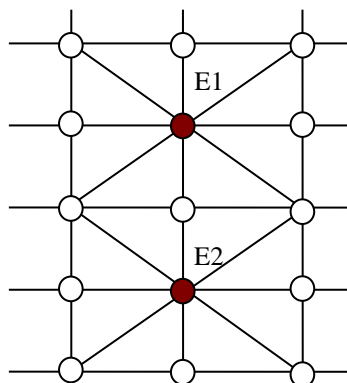


Figura 4. Grid de medição para leituras ultrasônicas.

A partir dos resultados dos ensaios esclerométricos obtidos em cada pilar constatou-se uma boa homogeneidade de valores entre os diversos pilares. Quando são analisados em separado os dados dos pilares de referência e dos pilares sob análise, observa-se que os valores das médias estão bastante próximos. Desta forma, em relação a este ensaio, não é possível rejeitar a hipótese de que os concretos dos dois grupos sejam equivalentes. Ou seja, não se confirma a suspeita de que os pilares sob análise tenham características inferiores, pelo menos em termos de dureza superficial, aos demais.

Uma estimativa de resistência feita a partir destes valores, que deve ser considerada com cautela, dadas as imprecisões nesta operação, indicou que os concretos ensaiados apresentam resistências entre 29 MPa e 33.5 MPa. Ou seja, valores em torno da resistência característica de cálculo empregada, que seria de 30 MPa, desprezada a margem de incerteza.

As figuras 5 e 6 mostram os resultados dos ensaios de UPV em alguns dos pilares ensaiados. As variações de velocidade foram mapeadas graficamente através de um software de geração de curvas de nível. Desta forma pode-se ter uma estimativa da homogeneidade e da presença de defeitos em cada pilar.

Uma escala de cores foi empregada para ilustrar as variações de velocidade. Como se pode observar na figura 5, as velocidades mais elevadas foram registradas no pilar P30, que apresentou os melhores resultados dentre todos os pilares ensaiados. Em algumas zonas do pilar P21, a velocidade também atinge os 4200 m/s, porém se observa que a mesma cai levemente em outras zonas, onde podem ter ocorrido pequenas falhas de concretagem. O pilar P48 apresenta velocidades menores, especialmente na zona central do grid. Os pilares sob análise, mostrados na figura 5, apresentaram velocidades máximas levemente inferiores às registradas nos pilares de controle P21 e P30, mas compatíveis com as velocidades do pilar de controle P48.

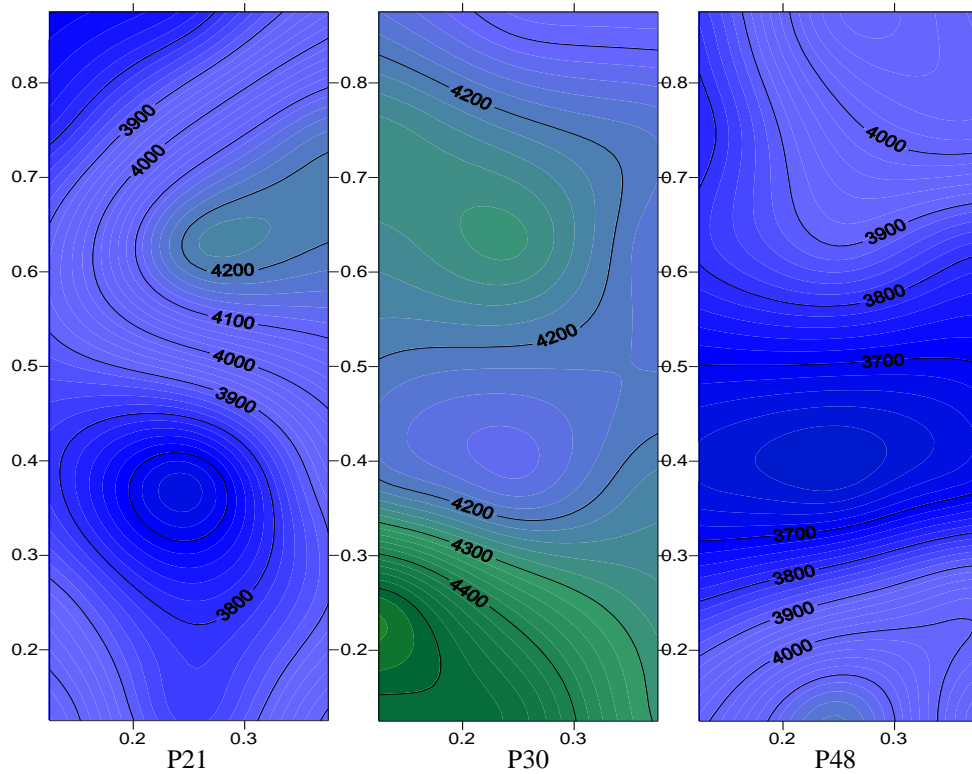


Figura 5. Resultados do mapeamento dos dados do ensaio de propagação do pulso ultrassônico para alguns dos pilares de referência.

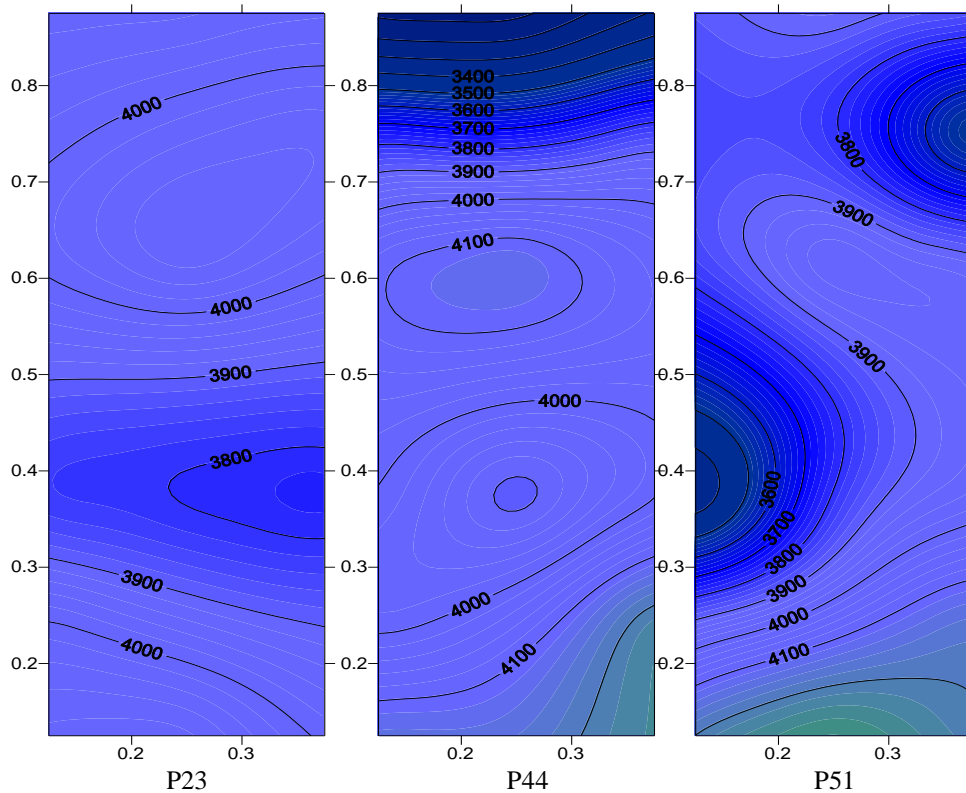


Figura 6. Resultados do mapeamento dos dados do ensaio de propagação do pulso ultrassônico para alguns dos pilares sob análise.

Em todos os pilares se observam algumas zonas, distribuídas de forma aleatória, onde a velocidade cai, evidenciando a existência de pequenos defeitos ou variações na compacidade do material, típicas de estruturas confeccionadas com um material heterogêneo como o concreto.

Em termos gerais, a maioria dos pilares podem ser considerada como sendo equivalentes, em termos de leituras ultra-sônicas, destacando-se positivamente os pilares P32 (referência) e P23 (sob análise), e negativamente o pilar P44 (sob análise).

O desconhecimento da real situação em que se encontra uma estrutura é um fator complicador nas intervenções em estruturas deterioradas ou sob suspeita. A falta de informação, numa situação de caráter emergencial, pode fazer com que se tomem decisões conservadoras, aumentando o escopo e complexidade das intervenções previstas, aumentando custos ou gerando transtornos adicionais para seus usuários. O uso de ensaios tipo NDT pode auxiliar na tomada de decisão e estabelecimento de estratégias de intervenção, como demonstrado no estudo de caso descrito no presente trabalho.

A investigação de um conjunto de pilares no qual haviam suspeitas em relação à resistência do concreto evidenciou claramente a potencialidade de ensaios tipo UPV para checagem das condições de estrutura de concreto. Já os dados de esclerometria se mostraram muito sensíveis às condições de superfície do elemento, sugerindo que se deva ter cautela ao empregar dados de dureza superficial como indicativos da resistência de elementos de concreto.

Considerando os resultados obtidos, foi possível concluir que os concretos de todos os pilares analisados apresentavam características similares. Ou seja, os ensaios indicaram que o concreto dos pilares sob análise não se diferenciava substancialmente do concreto dos pilares de controle. Dadas estas observações, recomendou-se que os pilares examinados fossem considerados aceitáveis, desde que a equalização do f_{cj} com o f_{ck} especificado de 30 MPa fosse aceita pelos projetistas e que fossem tomadas providências para que o f_{cj} se eleve, de forma a permitir que o f_{ck} estimado nas próximas amostras supere os 30 MPa.

3.2. Estudo de Caso 2

Este estudo de caso demonstra uma aplicação de dois END no *deck* de uma ponte de concreto com suspeita de conter vazios, numa das vias principais da cidade de Porto Alegre. A estrutura era formada por vigas pré-moldadas, consolidadas in loco pela concretagem da laje superior de suporte ao pavimento.

Os ensaios foram realizados para determinar a possibilidade de existência de falhas de concretagem ou vazios que comprometessem seu adequado funcionamento, devido ao uso de um caminhão com concreto que estava com trabalhabilidade reduzida devido ao atraso na concretagem. A presença dessas falhas na zona de ligação dos elementos pré-moldados com a laje molada in loco poderia acarretar sérios problemas de desempenho estrutural.

O ensaio de VPU foi escolhido porque o mesmo permite detectar mudanças de compacidade no interior do concreto. Adicionalmente, se bastante informação for conhecida sobre o traço de concreto, é possível estimar se a resistência à compressão do material se encontra na faixa especificada. Além disso, nesse caso, se empregou um radar (GPR). Como já referido, essa é uma técnica END bastante poderosa, pois permite uma avaliação mais profunda do interior do material, por meio de pulsos eletromagnéticos que são refletidos ou difratados quando encontram descontinuidades ou vazios. Essencialmente, o método se baseia na existência de constantes dielétricas diferentes entre materiais distintos, como o concreto, o aço e o ar.

Foram realizados ensaios em linhas localizadas sobre as vigas pré-moldadas da ponte, com o objetivo de mapear o concreto nessas regiões e determinar se existiam falhas ou vazios com dimensão suficiente para comprometer o funcionamento adequado da estrutura.

No caso do UPV, para caracterizar a condição da estrutura, uma bateria de medidas semi-diretas foi executada usando uma grade de leituras com 50 cm de largura, que foi criada sobre a estrutura da laje, como visto na figura 4, o que resultou numa grade com 325 pontos. Após a definição da grade de células foram executadas leituras entre um ponto de emissão e os 8 pontos localizados no seu entorno. Os pontos de emissão foram determinados de tal forma que as células de ensaio se sobrepusessem em suas extremidades, garantindo uma análise de toda a estrutura.

No caso do radar foram efetuadas leituras lineares, deslocando o equipamento sobre o eixo das vigas, com emissão de pulsos a cada 1 cm. Foi utilizada no exame uma antena de 1.000 MHz, o que permitiu o reconhecimento de objetos pequenos (barras de aço), mas limitou a penetração a 40 cm, valor suficiente dada a espessura da laje. É interessante destacar que este foi o primeiro ensaio de radar executado no Rio Grande do Sul com esta finalidade. É interessante destacar que este foi o primeiro ensaio de GPR executado no Rio Grande do Sul, e um dos primeiros no Brasil, com esta finalidade.

Verifica-se, através da análise dos resultados obtidos no ensaio qualitativo do concreto via ultrasonografia, que as leituras obtidas indicam a existência de zonas de concreto com características distintas na estrutura examinada. Em alguns trechos foram registradas velocidades de propagação de onda mais elevadas do que em outros, num intervalo que variou de 2000 a 4000 m/s. Observou-se uma certa correspondência entre estas zonas e o esquema de concretagem utilizado, com zonas mais propensas a vazios e falhas de concretagem devido à densidade elevada da ferragem.

Os desvios de compactidade existentes, embora indesejáveis sob o ponto de vista técnico, são aceitáveis e comuns em obras desta natureza. Sua intensidade, no presente caso, não justifica a presunção de que os mesmos possam comprometer o desempenho da estrutura como um todo.

A figura 7 mostra as mudanças no sinal do GPR entre duas zonas com concreto com diferente compactidade. Esta diferença é resultado de fenômenos distintos na propagação da onda. Quando o concreto for mais compacto, menos heterogeneidade é introduzida na propagação da onda. Quando o material muda, o perfil se altera, isto explica o formato dos radargramas da figura 8(a).

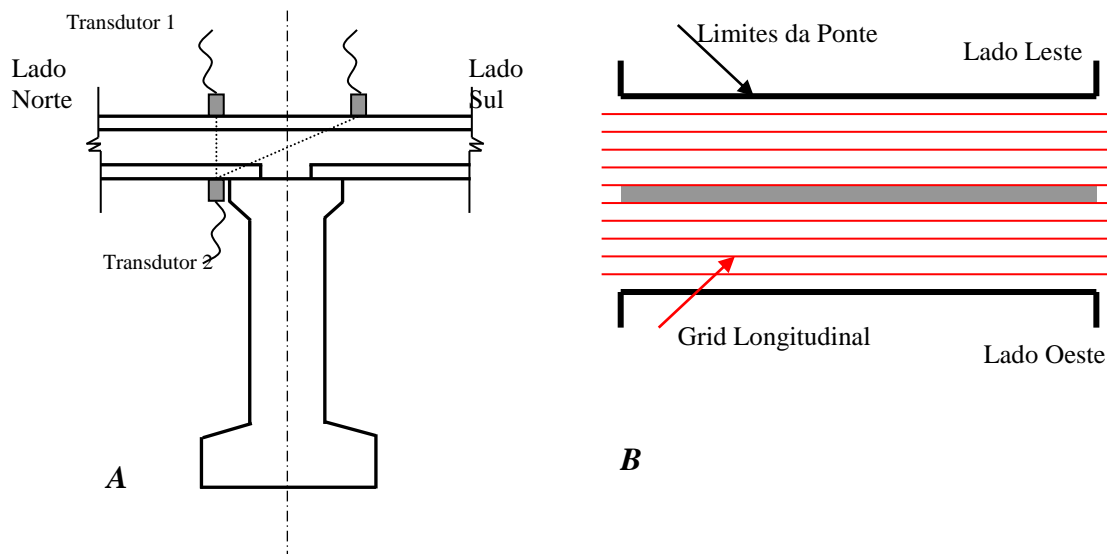


Figura 7. Disposição dos END executados no deck da ponte: a) Posição do equipamento para a segunda bateria de UPV. b) Posicionamento do GPR sobre o deck da ponte.

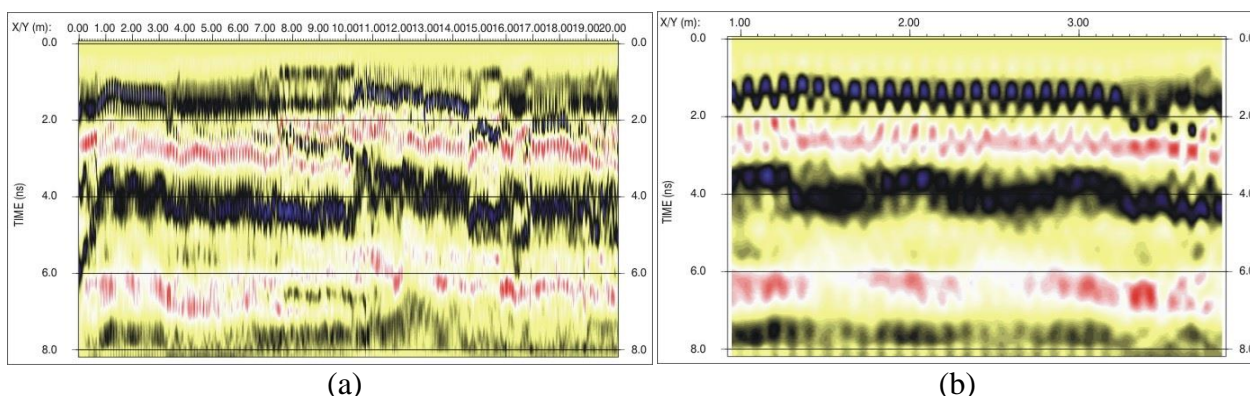


Figura 8. Perfis de GPR: a) Vista geral de um dos perfis de GPR ilustrando as diferenças na compacidade do concreto. b) Vista de um perfil mostrando a ferragem da ponte.

Constatou-se que era possível distinguir objetos com diâmetros mais baixos do que a definição prevista para a antena de 1000 megahertz. Em uma análise global as medidas de VPU feitas utilizando a grade inteira identificam as regiões com suspeitas onde os problemas da integridade puderam existir. Os resultados de GPR confirmaram, em geral, os resultados obtidos no exame de VPU, mas permitiram um diagnóstico mais preciso.

Concluiu-se, analisando os resultados de ultra-sonografia em conjunto com os resultados do radar, que a probabilidade de existência de vazios de grande porte, que comprometessem a capacidade estrutural do tabuleiro, era muito pequena. Recomendou-se, portanto, que a obra fosse considerada adequada para os fins propostos. Para averiguar a eficácia desse diagnóstico decidiu-se efetuar extrações de amostras em uma das raras zonas em que haveria possibilidade de existência de pequenos vazios. Examinando os corpos extraídos verificou-se que os vazios detectados eram de fato de pequena dimensão, como mostrado na figura 9. Dessa forma confirmou-se a decisão de que não seria necessário intervir para reparar os elementos da ponte.



Figura 9. Detalhe dos vazios observados no corpo de prova extraído.

A análise conjunta com VPU e do GPR provêm informações sobre o concreto, indicando a posição de falhas e de vazios, com uma estimativa de seu tamanho. Os graus de compacidade que foram encontrados, mesmo indesejáveis sob um ponto de vista técnico, são aceitáveis e comuns

na manufatura do concreto. Entretanto, os testes provaram, com um grau de confiança razoável, que a probabilidade da existência de falhas principais era quase nenhuma, evitando a necessidade de demolir uma parte da estrutura. A aplicação aqui descrita, pioneira no Rio Grande do Sul, devido ao uso de GPR evidência o potencial de utilizar medidas de radar conjuntamente com medidas de UPV, para o diagnóstico estrutural. Uma pesquisa adicional se faz necessária para compreender como alguns fatores afetam as medidas.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Impulsionadas pela necessidade de se obter estruturas de concreto com alto padrão de qualidade e durabilidade, as pesquisas referentes aos ENDS têm buscado entender as capacidades e limitações de ensaio. O uso de END pode auxiliar na tomada de decisão e estabelecimento de estratégias de intervenção, como demonstrado nos estudos de caso descrito no presente artigo.

O desconhecimento da real situação em que se encontra uma estrutura é um fator complicador nas intervenções em estruturas deterioradas ou sob suspeita. A falta de informação, numa situação de caráter emergencial, pode fazer com que se tomem decisões conservadoras, aumentando o escopo e complexidade das intervenções previstas, aumentando custos ou gerando transtornos adicionais para seus usuários. O uso de ensaios tipo END pode auxiliar na tomada de decisão e estabelecimento de estratégias de intervenção.

De forma geral, os estudos de caso reforçam a idéia de que a utilização de END são ferramentas úteis para a análise de estruturas, visto que os dados obtidos permitem verificar, por exemplo, a presença de corpos estranhos e vazios na viga de teste. Confirma-se assim a idéia de que os mesmos têm grande potencial de utilização nos casos de inspeção de estruturas. Seu emprego permite obter indicações importantes para a caracterização do concreto, bem como dados sobre a homogeneidade e a qualidade da estrutura.

Pode-se concluir que, mediante a execução de END é possível contribuir com o controle da deterioração e qualidade das estruturas de concreto. O uso de ensaios tipo END pode auxiliar na tomada de decisão e estabelecimento de estratégias de intervenção, como demonstrado nos estudos de caso descrito no presente artigo.

5. REFERÊNCIAS

American Concrete Institute (2007), *ACI 228.1R-03: In-Place Methods to Estimate Concrete Strength*, in: MCP 2007 – ACI Manual of Concrete Practice, ACI Committee 228, Detroit, USA, p. 44.

Andrade T. (2005), *Tópicos sobre Durabilidade do Concreto*, in: G. C. Isaia (Editor), *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*, São Paulo, Brasil: IBRACON, cap.25, vol.1, pp.753-792.

Annual Book of ASTM Standards (1995), *ASTM E 114-95, Standard Practice for Ultrasonic Pulse-Echo Straight-Beam Examination by the Contact Method*, Vol. 03.03 Nondestructive Testing, West Conshohocken, USA: ASTM, 920 pp. 12-15.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1995), *NBR 7584: Concreto Endurecido – Avaliação da Dureza Superficial pelo Esclerômetro de Reflexão: Método de Ensaio*, Rio de Janeiro, Brasil.

Beutel R., Reinhardt H., Grosse C. U., Glaubitt A., Krause M., Maierhofer C., Algernon D., Wigggenhauser H., Schickert M. (2006), *Performance Demonstration of Non-Destructive Testing Methods*, in: European NDT Conference, 9: Disponível em: <http://www.ndt.net>, Berlin Germany.

Cho Y. S. (2003), *Non-destructive Testing of High Strength Concrete using Spectral Analysis of Surface Waves*, NDT&E International 36, pp. 229-235.

- Figueiredo E. P. (2005), *Inspeção e Diagnóstico de Estruturas de Concreto com Problemas de Resistência, Fissuras e Deformações*, in *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*, São Paulo, Brasil: IBRACON, Editor: G. C. Isaia, cap.33, vol.2, pp.985-1015.
- International Atomic Energy Agency (2002), IAEA-TCS-17: *Guidebook on Non-Destructive Testing of Concrete Structures*, Viena, Austria, p. 231.
- Isaia G. C. (2002), *Sustentabilidade do Concreto ou das Estruturas de Concreto? Uma Questão de Durabilidade*, in *Congresso Brasileiro do Concreto*, 44, arquivo V024, São Paulo: SP, Brasil
- Isaia G. C. (2005), *O Concreto: da Era Clássica à Contemporânea*, in *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*, São Paulo, Brasil: IBRACON, Editor: G. C. Isaia, cap.1, vol.1, pp.1-44.
- Maierhofer C., et al. (2003), *Non-destructive characterization of mortar layers for concrete repair using radar and ultrasonics*, in: *International Symposium on Non-Destructive Testing in Civil Engineering*, Frankfurt, Alemanha.
- Malhotra V. M., Carino N. J. (1991), *Handbook on Nondestructive Testing of Concrete*, Boca Raton, Florida, USA, CRC Press, p. 343.



Restauración del monumento al General San Martín

E. Zanni¹, J. Capdevila²

¹ Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Diseño. Universidad Nacional de Córdoba. Av. Vélez Sarsfield 252. Córdoba. República Argentina.

² Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba. Av. Vélez Sarsfield 1611. Ciudad Universitaria. Córdoba. República Argentina.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i3.15>

Artículo recibido el 08 de Mayo de 2011 revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 11 de Agosto de 2011.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el segundo número de 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primero de 2012

RESUMEN

El trabajo consistió en determinar las causas de los síntomas patológicos aparentes y de procesos ocultos que afectaban al monumento al General San Martín, como asimismo diseñar los mecanismos y ordenar las tareas pertinentes para su rehabilitación. Para ello se elaboró un diagnóstico basado en los siguientes elementos de juicio: Inspección visual, Relevamiento métrico y fotográfico, y Calicatas del basamento. Para su mejor comprensión, se dividió el análisis en tres grandes rubros:

1. Infiltración de agua pluvial a través de la cubierta del pedestal.
2. Corrosión de la estructura metálica de soporte de la escultura.
3. Deposición y cristalización de sales sobre el basamento de piedra.

A fin de lograr la plena rehabilitación del monumento, se procedió según los siguientes pasos: asegurar la estabilidad estructural del grupo escultórico, impermeabilizar la cubierta del pedestal y remover las sales cristalizadas y limpiar las veladuras del basamento de piedra.

Palabras Clave: patología; restauración; diagnóstico; corrosión estructura metálicas; cristalización de sales.

© 2011 Alconpat Internacional

ABSTRACT

This work aimed to determine the causes of apparent pathological symptoms and hidden processes affecting the monument of General San Martín; as well to design the mechanisms and defining the tasks for its rehabilitation. A diagnosis was elaborated based on the following evidence: Visual inspection, metric and photographic survey and pits basements.

For a better understanding, the analysis was divided into three major categories:

1. Infiltration of rainwater through the cover of the pedestal.
2. Corrosion of the metallic structural support of the sculpture.
3. Deposition and crystallization of salts on the stone base.

In order to achieve complete restoration of the monument, the following steps were applied: ensuring structural stability of the sculptural group, waterproofing the cover of the pedestal, removing crystallized salts and cleaning the stone base glazes.

Keywords: Pathology, Restoration, Diagnosis, corrosion of metallic structures, salt crystallization.

Autor de contacto: E. Zanni (eszanni@yahoo.com)

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 1, No. 3, Septiembre - Diciembre 2011, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges.
Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2011.

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.

1. INTRODUCCION

Se trata de un monumento ecuestre en homenaje al Libertador Gral. San Martín, situado en la Plaza de igual nombre, en la ciudad de Córdoba (Argentina), y que marca el centro geográfico y administrativo de la misma.

El monumento en sí consiste en un pedestal o basamento compuesto por molones de piedra granítica de color gris, sobre el cual se encuentran adosados diversos elementos de bronce tales como placas y plaquetas, frisos esculturales, y ornamentos que representan los momentos cumbre de la vida del Gral. San Martín y de su epopeya libertadora, y rematando en la escultura principal del prócer en su parte superior, en el mismo material (figura 1a).



Figuras 1a y 1b. Vista general y mosaico fotográfico.

No obstante, el paso del tiempo, unido a la falta de un mantenimiento constante y a la ausencia de controles ante actos de vandalismo, determinaron el desencadenamiento de un proceso de deterioro consistente en:

1. Pintado de graffitis tanto sobre el basamento pétreo cuanto sobre los grupos esculturales de bronce, con las siguientes variantes:

1.1 Pintadas con esmalte sintético aplicadas a pincel.

1.2 Pintadas con esmalte sintético aplicadas con aerosol.

1.3 Pintadas con acrílico pigmentado con dióxido de titanio (TiO₂) aplicadas con aerosol.

1.4 Pintadas con pintura ténpera al agua.

2. Cristalización de sales en las juntas de los molones de granito.

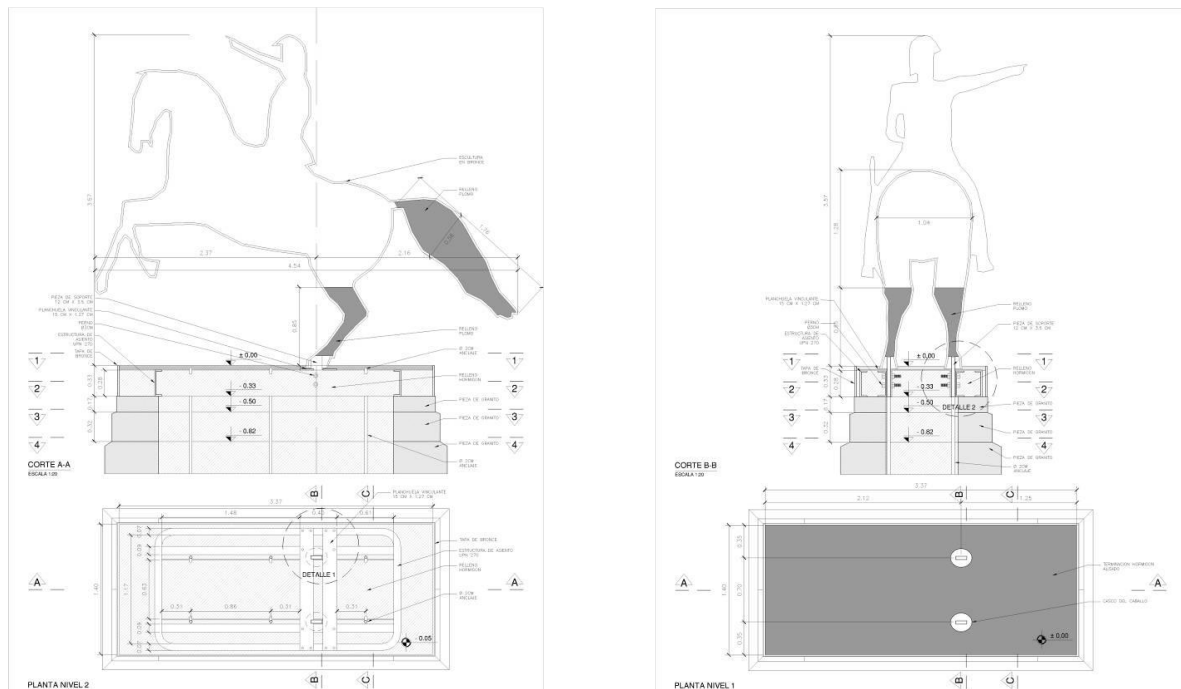
3. Corrosión de la estructura metálica de soporte y anclaje del monumento.

El objetivo perseguido en el trabajo consistió en determinar las causas de los síntomas patológicos aparentes y de procesos ocultos, como asimismo diseñar los mecanismos y ordenar las tareas pertinentes para la plena rehabilitación del monumento.

2. DISCUSIÓN Y DESARROLLO

2.1 Análisis y Diagnóstico

A efectos de alcanzar los objetivos propuestos, se realizó un completo relevamiento métrico y fotográfico, catastrado en pisos horizontales (figura 1b), que unido a auscultaciones destructivas en algunos puntos singulares, permitió conocer en profundidad el sistema constructivo y la estructura resistente del monumento (figuras 2a y 2b). De este modo, pudo elaborarse un diagnóstico basado en el análisis de los daños tanto del pedestal pétreo cuanto de la estructura metálica resistente, fundado en los siguientes elementos de juicio: Inspección visual general, Relevamiento métrico y fotográfico, y Calicatas del basamento.



Figuras 2a y 2b. Relevamiento métrico y constructivo

Para su mejor comprensión, se dividió dicho análisis en tres grandes rubros:

1. Infiltración de agua de lluvia a través de la cubierta del pedestal.
2. Corrosión de la estructura metálica de soporte de la escultura.
3. Deposición y cristalización de sales sobre el basamento de piedra.

1. Al momento de la intervención, la cubierta del basamento en cuestión se encontraba terminada con una carpeta de mortero cementicio y un alisado de cemento puro como único acabado. No poseía resolución de bordes y encuentros, tanto en su perímetro como en el apoyo de las patas de la escultura ecuestre (figura 3).

Esta situación había derivado en la absoluta falta de hermeticidad de dicha cubierta, lo que originó una constante infiltración de aguas pluviales hacia el interior de la base, dando lugar a una sobresaturación del relleno de hormigón y desencadenando por un lado un proceso corrosivo en la estructura metálica de soporte, y por otro, la exudación del líquido infiltrado a través de las juntas de los molones de piedra, con su consiguiente deterioro. En los puntos 2 y 3 nos explayaremos sobre ambos temas. Es de destacar que las mediciones de contenidos de humedad en sólidos efectuadas mediante higrómetro de contacto en el relleno del basamento, arrojaron tenores variables entre 24% y en algunos casos, superiores al 28%, límite del rango de lectura del

instrumental utilizado. Asimismo, se recuerda que todos los materiales sólidos porosos, tienen una capacidad de inhibición máxima del orden del 36%.

2. La estructura de soporte de la escultura en sí, está conformada por perfiles y planchuelas metálicas tomadas mediante pernos, y anclados a la base por medio de 4 tensores, uno en cada esquina (figura 4).



Figura 3. Estado de la cubierta previo a la intervención

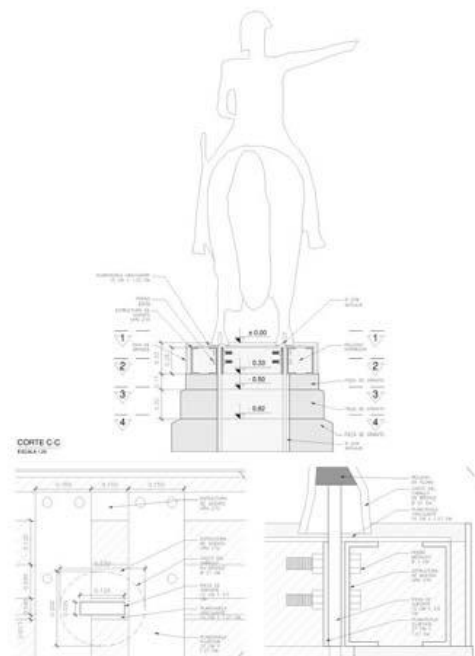


Figura 4. Relevamiento métrico y constructivo

Aunque en diferentes grados, todos estos elementos presentaban un avanzado estado de corrosión, caracterizado por la presencia de óxido ferroso (de color pardo amarillento) en la superficie de las alas de los perfiles U, con intercalación de pústulas de color oscuro y de difícil remoción, correspondientes a formaciones de óxido férrico. Otro tanto ocurría en la planchuela horizontal paralela a esos perfiles, donde el radio del ataque tenía su epicentro en la pata de apoyo del caballo (lugar de mayor infiltración de líquido), y alcanzando una extensión de unos 20 a 30 cm alrededor del mismo. Desde allí, y a medida que uno se aleja de la fuente de ingreso de humedad, se observaba el revestimiento protector de minio en buen estado de conservación.

Con respecto a la planchuela inserta dentro de la pata de la escultura, y que constituye la pieza principal del andamiaje, puesto que es la que soporta no sólo las sollicitaciones de flexión como ménsula sino también todo el corte basal que producen los esfuerzos horizontales, presentaba delaminación, síntoma de que había llegado al estado de hidróxido de hierro. Cabe aclarar que cuando un metal alcanza este grado de corrosión, el proceso no puede revertirse ni siquiera por medios químicos, ya que los convertidores de óxido sólo pueden combinarse con óxidos férricos o ferrosos para dar lugar a la formación de tanatos estables. Debido a la difícil accesibilidad de dicha pieza, fue imposible efectuar cateos para verificar la profundidad alcanzada por el ataque, aunque sospechamos que era de gran importancia. Ello implica que *estaba en riesgo la estabilidad del monumento*, sobre todo *frente a esfuerzos horizontales* (sismo o viento).

3. El agua infiltrada referida en el punto 1, disuelve y arrastra algunos compuestos del hormigón, trasladándolos en solución hasta la superficie donde el líquido se evapora y estos compuestos (combinados con otros) cristalizan formando sales, según el siguiente proceso: El cemento (y por ende el hormigón) posee molecularmente, un compuesto químico denominado silicato tricálcico (SC3). Éste posee una de sus cales libres, cuya función es la de proteger las armaduras de la corrosión, rodeándola de una capa impermeable pasivante que impide el desarrollo de un proceso corrosivo, al evitar la formación del electrolito. Cabe destacar que dicha cal es químicamente inestable, y por ello está ávida de combinarse formando otros compuestos estables. Al entrar en contacto el cemento con el carbono proveniente del anhídrido carbónico (CO₂ -presente en la atmósfera como producto de la contaminación ambiental-) que es arrastrado por las precipitaciones pluviales transformándose en un agua carbonatada, combina con la cal libre del SC3 y con el magnesio también presente en el clinker del cemento, dando lugar a la formación de carbonatos de calcio (CCaO₃) y de magnesio (CMgO₃), dejando de este modo desprotegida la armadura. De allí que el riesgo principal que origina este ataque, estriba en que desencadena el proceso de oxidación del acero descrito en el apartado 2.

Paralelamente, las sales cristalizadas en la superficie del paramento, producen las características manchas blancas y veladuras en toda la superficie afectada.

2.2 Intervención

A fin de lograr la plena rehabilitación del monumento, dando solución a los problemas detectados, se procedió según los siguientes pasos:

- a) Asegurar la estabilidad estructural del grupo escultórico.
- b) Impermeabilizar la cubierta del pedestal.
- c) Remover las sales cristalizadas y limpiar las veladuras del basamento de piedra.
- d) Remover las pintadas tanto sobre el basamento de piedra como sobre los elementos metálicos.

De este modo, se inhibieron los agentes causantes de la degradación, otorgando al monumento las condiciones óptimas para su adecuada permanencia en el tiempo.

Para ello se ejecutaron las siguientes tareas:

- a) Asegurar la estabilidad estructural del grupo escultórico.
 - a.1) Se removió por completo la carpeta de mortero cementicio que constituía la tapa del pedestal, y se demolió el hormigón en un radio de 40 cm alrededor de cada pata de apoyo de la

escultura, hasta 30 cm de profundidad. El objeto de esta tarea fue liberar la zona de estructura metálica a tratar contra la corrosión mediante cementos especiales modificados con polímeros.

a.2) Incorporación dentro de la pata del caballo dos planchuelas de $\frac{1}{2} \times 4''$, previamente tratadas con pintura antióxido al cromato de cinc en espesor no inferior a 120 micras de película seca. Dichas planchuelas se colocaron yuxtapuestas a ambos lados de la planchuela existente, y fueron soldadas a la misma mediante soldaduras de profundidad, a cordón continuo en todo su contorno. De igual manera se soldaron al perfil U y a la planchuela horizontal paralela a dicho perfil. Cabe aclarar que previo a la soldadura, se procedió a limpiar el óxido superficial de los elementos a unir. Para llevar a cabo todas estas tareas fue necesario practicar dos orificios cuadrados de unos 4 x 4 cm de superficie, en el vaso de apoyo de cada pata, a fin de poder introducir por allí tanto los electrodos como la protección antioxidante.

a.3) Todas las superficies metálicas descubiertas en a.1, se pintaron con convertidor de óxidos a base de ácido tánico, de modo de estabilizar los óxidos existentes, convirtiéndolos así en tanatos estables.

a.4) Luego de ejecutados los ítems anteriores, se procedió a aplicar un cemento aditivado con resinas epoxi sobre todas las superficies metálicas ya tratadas. Para ello se mezclaron las predosis comerciales de los dos componentes del producto (resina - polvo marrón- y catalizador -líquido blanco-) durante 3 minutos, hasta obtener homogeneidad y uniformidad sin presencia de grumos. Luego se aplicaron a pincel dos manos de 1 mm de espesor cada una, dejando transcurrir dos horas de intervalo entre ambas. El consumo total aproximado fue de 4 kg/m² para los 2 mm de espesor finales.

a.5) Para finalizar, se llenaron los espacios demolidos en a.1, mediante un cemento grouter. Para ello se utilizó un mortero predosificado monocomponente vertible, autonivelante y expansible. Las principales características del mismo consisten en su extrema fluidez, que le permite llegar a lugares de difícil accesibilidad para un mortero común, y la capacidad de expandir su volumen durante el fragüe hasta en un 4 %, lo que asegura el pleno contacto con las piezas a proteger. De acuerdo a las instrucciones del fabricante, la relación agua/mortero a emplear no superó el 13 %.

a.6) Por último, y a fin de reemplazar los anclajes existentes en mal estado, se practicaron con rotopercurador, 4 perforaciones no menores a 1,00 m de profundidad (adyacentes a los 4 tensores existentes), en las cuales se introdujeron sendos hierros lisos de \varnothing 20 mm, que se soldaron eléctricamente a cordón continuo a los perfiles perimetrales de la estructura.

Finalmente se rellenaron con mortero grouter según lo estipulado en el punto a.5.

b) Impermeabilizar la cubierta del pedestal.

b.1) Una vez rellenadas las excavaciones practicadas en el punto a.1, se procedió a ejecutar una carpeta de mortero cementicio 1:3 (cemento, arena), de unos 4 cm de espesor, armada con una malla electro soldada de \varnothing 4,2 mm cada 30 x 30 cm a efectos de contener la retracción por fragüe. La misma cuenta con pendiente hacia los bordes, no inferior al 2%.

b.2) Se retiraron los frisos de bronce que bordean la tapa del pedestal por sus cuatro lados, y se comenzó a aplicar la impermeabilización. La misma es en base a un sistema bicapa, según los siguientes pasos:

b.2.1) Aplicación de una película de caucho de cloropreno, totalizando un consumo de 1 kg/m² de superficie a tratar (ver figura 5). Se completó en tres manos, dejando transcurrir 24 hs entre una y otra, a fin de asegurar el correcto secado y evaporación de los disolventes. La primera mano se aplicó diluida al 50%, la segunda al 10% y la última al 5%. El solvente empleado consistió en una mezcla de aromáticos fuertes (xileno-tolueno). En el sector perimetral de la cubierta se dispuso una venda elástica de polipropileno que cubría el borde lateral detrás del friso, que fue colocada junto con la primera mano, de modo de quedar embebida en la resina.

b.2.2) A continuación (y 24 hs después de dada la última mano de caucho de cloropreno), se aplicó un recubrimiento protector de polietileno sulfonado, con un consumo total de 200 cc/m², dividido en 2 manos iguales dadas con 24 hs de separación. La primera diluida al 10% y la segunda al 5%. Esta capa tiene como finalidad dar protección al impermeabilizante (caucho de cloropreno) contra la radiación UV.

b.2.3) Para finalizar, se tomaron las juntas libres entre la cubierta y las patas de la escultura, con un sellador a base de caucho de tiosulfuro, obturando todo el borde de las mismas mediante un cordón continuo.

b.2.4) Se recolocó el friso, despegándolo unos cm del sustrato para permitir el libre escurrimiento de agua y polvo por detrás suyo.



Figura 5. Impermeabilización de cubierta y sellado juntas en apoyo

c) Remover las sales cristalizadas y limpiar las veladuras del basamento de piedra.

c.1) Se removieron los restos de sales cristalizadas por medios mecánicos, trabajando con espátulas, gubias y bisturís en los lugares de mas difícil acceso.

Esta tarea se ayudó con la aplicación de detergentes de pH neutro.

c.2) Para las veladuras restantes, se aplicaron algodones o paños textiles embebidos en ácido fosfórico diluido inicialmente al 10% en agua destilada. Cuando esta concentración no fue suficiente para la total remoción de aquellos, se levantó paulatinamente al 20 y como límite al 30%. Se dejó actuar unas horas y luego se cepilló con cepillos de cerda dura para quitar la mancha.

c.3) Las juntas entre molones se sellaron con mortero fino cementicio, a efectos de prevenir el futuro ingreso de agua al interior desde los paramentos laterales del pedestal.

d) Remover las pintadas tanto sobre la superficie del basamento de piedra como sobre los grupos escultóricos y frisos de bronce, con las siguientes variantes:

d.1) Pintadas con esmalte sintético aplicadas a pincel.

Se eliminaron mediante la utilización de removedores, de acuerdo al siguiente esquema:

d.1.1) Prelavado del sustrato con agua durante 15 minutos por bañado (sin presión).

d.1.2) Sobre esta base húmeda, se aplicó con pinceleta un removedor de pH neutro en gel. Se dejó actuar durante 20 minutos.

d.1.3) Se realizó un hidrolavado a baja presión (80 bar) en forma de barrido ayudado con cepillo de cerda en el metal y con cepillo de acero sobre los molones graníticos.

d.1.4) En la limpieza sobre bronce, al quitar la pátina quedaba la superficie pulida. A efectos de igualar provisoriamente el color hasta que vuelva a formar la pátina de óxido, se aplicó una capa de cera virgen disuelta en esencia de trementina, entonada con nogalina.

d.2) Pintadas con esmalte sintético aplicadas con aerosol.

Procedimiento ídem al descrito en d.1.

d.3) Pinturas acrílicas pigmentadas con dióxido de titanio (TiO₂) aplicadas con aerosol.

Se limpiaron con esparadrapos de algodón embebidos en una emulsión de nafta en agua.

d.4) Pintura tèmpera al agua.

Se eliminaron por simple lavado a presión de 80 bar.

3. CONCLUSIONES

La conservación del patrimonio arquitectónico reclama, ante todo, que las construcciones (no sólo las de carácter monumental) no sean libradas a su suerte y que periódicamente se intervenga sobre ellas para evitar las consecuencias del paso del tiempo y de los efectos de los eventos naturales y/o humanos, todos los cuales van dejando sus huellas en las mismas.

Las actividades permanentes a realizar en toda construcción deberían ser de mantenimiento y luego (con una cierta periodicidad), de conservación, las cuales requieren ante todo de planificación y de ciertas instrucciones mínimas. Debieran dejarse para las especiales circunstancias que así lo requieran, de carácter puntual, las tareas de restauración, por cuanto las mismas resultan de mayor impacto en el bien cultural, simplemente por el carácter de los trabajos que estas implican.

En el caso concreto del Monumento al General San Martín, tanto el paso del tiempo como ciertos eventos naturales y actos vandálicos, habían provocado una serie de daños a los cuales se hacía necesario atender a la brevedad. Se consideró, además, que la ocasión era oportuna y conveniente para elaborar un folleto informativo, que repartido de forma gratuita, instruyera a los ciudadanos acerca de los trabajos que se estaban realizando, de modo de incrementar el compromiso social con el objeto intervenido. De igual modo, en el cercado de obra se dispusieron gigantografías explicativas de los principales aspectos de la intervención, persiguiendo ese mismo fin.

4. RECOMENDACIONES

Por último, está planeado elaborar un Manual de conservación aplicable no sólo a este monumento sino a otros similares, que se complemente con un Plan de Capacitación de los empleados municipales encargados de mantenerlos, para que a futuro el proceso de atención y cuidado de los mismos se haga siguiendo un plan previo.

No obstante, es fundamental destacar que el paso primero a dar para poder concretar a los antes referidos será siempre la realización del relevamiento y de la documentación general de la construcción y de su estado, por cuanto no se puede intervenir en el mismo sin un completo registro de cómo es y de cuáles son sus problemas específicos.

5. REFERENCIAS

- Lyall y Addleson (1983), *Materiales para la construcción*, Vol. 1. Barcelona. Editorial Reverté.
- Zanni, E. (2008), *Patología de la Construcción y Restauo de obras de Arquitectura*, Córdoba. Editorial Brujas.
- Ulsamer, F. (1981), *Las humedades en la construcción*, 22º edición. Barcelona. Ediciones CEAC.
- Zanni, E. (2008), *Breve análisis de las lesiones mas frecuentes y métodos de limpieza de fachadas con revoques símil piedra*, Córdoba. Cuadernillo del Instituto de Conservación del Patrimonio Arquitectónico. FAUDI. UNC.
- Autores varios. (1979), *Apuntes sobre materiales de construcción y su patología*, Tomo II. Madrid, Curso de estudios mayores de la Construcción. Instituto Eduardo Torroja.
- Monk, F. (1996), *Patología de la piedra y los materiales de la construcción*, Buenos Aires, Editorial de la Cámara de Empresarios Pintores y de Revestimientos afines de la República Argentina.



Efecto de la adición de un suelo lacustre o ceniza volante en las propiedades de concretos hidráulicos

A. Martínez-Hernández¹, P. Montes-García¹, E. Moreno², A. Fernández-González¹

¹ CIIDIR Oaxaca, IPN. Calle Hornos No. 1003, Sta. Cruz Xoxocotlán, CP 71230, Oaxaca, México.

² Facultad de Ingeniería, UADY, Av. Industrias no Contaminantes x Anillo Periférico Norte s/n Apartado Postal No. 150 Cordemex, CP 97310, Yucatán, México.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i3.16>

Artículo recibido el 01 de Julio de 2011, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 11 de Septiembre de 2011. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el segundo número del año 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primero de 2012.

RESUMEN

En la presente investigación se evaluó el efecto de la adición de un suelo lacustre o ceniza volante como material suplementario en las propiedades de concreto ordinario y de altas prestaciones. El porcentaje de sustitución fue de 20% para el suelo y de 20 y 40% para la ceniza volante. El estudio comprendió pruebas en estado fresco, tales como revenimiento, temperatura, peso volumétrico y contenido de aire. En estado endurecido se determinó la resistencia a la compresión y el índice de actividad resistente a los 1, 3, 7, 14, 28, 56 y 90 días; finalmente, se estimó el coeficiente de penetración de cloruros. Los resultados indican que la adición de suelo lacustre natural como material suplementario no afecta de manera importante las propiedades del concreto en estado fresco. Sin embargo, en estado endurecido la incorporación de dicho material promovió la disminución de resistencia a la compresión y afectó desfavorablemente su resistencia a la penetración de iones cloruros.

Palabras clave: concreto de altas prestaciones; índice de actividad resistente; materiales suplementarios.

© 2011 Alconpat Internacional

ABSTRACT

This investigation evaluated the addition of a lakeside soil or fly ash as a supplementary material in the properties of ordinary and high strength concretes. The replacement levels were of 20% for both materials, while the fly ash was also used at 40%. The tests in the fresh condition included slump, temperature, volumetric weight and air content; while on the hardened state the tests included compressive strength and reactivity index after 1, 3, 7, 13, 28, 56 and 90 days. The coefficient of chlorides penetration was also analyzed. The results indicated that the lakeside soil did not show a noticeable effect on the fresh state characteristics of the concrete; nonetheless, on the hardened state, it reduced the strength and favored the penetration of chlorides.

Keywords: high strength concrete; activity index; supplementary materials.

Autor de contacto: Pedro Montes-García (pmontesgarcia@gmail.com)

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 1, No. 3, Septiembre - Diciembre 2011, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel. 5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No. 04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2011.

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.

1. INTRODUCCIÓN

Al ser la industria del cemento un alto consumidor de energía y una fuente importante de emisión de dióxido de carbono ha creado enorme preocupación ambiental. Esto aunado a un incremento en el número de incidentes, donde las estructuras de concreto experimentan severo deterioro en medio ambientes extremos (Kuber et al., 2008), han contribuido a la reducción del consumo de cemento, y la intensificación de las investigaciones para explorar las posibilidades de aumentar la resistencia, durabilidad y reducción de la corrosión a través del uso de puzolanas y materiales cementantes suplementarios. En años recientes la utilización de adiciones minerales en concreto, ya sean industriales (ceniza volante, escoria de alto horno y el humo de sílice) o naturales han tenido un gran auge.

El metacaolín (MK) como una puzolana para el concreto ha recibido considerable interés. El metacaolín es un material térmicamente activado obtenido mediante la calcinación de la arcilla caolín dentro de un rango de temperatura de 700 a 850°C (Kostuch et al., 1993). Durante el calentamiento es esencial convertir el caolín no reactivo a metacaolín reactivo. Esta actividad puzolánica permite a este material reemplazar parte del cemento en el concreto, para incrementar su durabilidad y resistencia (Calderone et al., 1994).

Caolinita y caolín de productos originados por la industria del papel también se han estudiado para incorporarlas como puzolanas para concreto. En este estudio se encontró que el uso de estas arcillas activadas promueve un incremento de 40% en la resistencia mecánica de los morteros producidos con un reemplazo de 35% de cemento por metacaolín, comparados con su mortero de referencia. Estos resultados muestran claramente el potencial de estos materiales para obtener concreto de alta resistencia con bajo uso de cemento (Lima Souza y Dal Molin, 2005).

Las arcillas calcinadas aunque contribuyen a los cambios en la micro estructura del concreto, que resulta en una baja permeabilidad de la matriz cementante (Barger et al., 2001), requieren de un gran consumo energético para su producción; por lo tanto, es apremiante estudiar materiales alternativos que no requieran activación térmica.

Por ejemplo, en Nigeria se estudió la arcilla de los montículos de termitas (CSAMC) como material cementante de reemplazo. El estudio mostró que CSAMC es un material débilmente puzolánico (índice de actividad 77%), y puede reducir el calor de hidratación alrededor del 17% cuando el cemento fue reemplazado con 40 % con CSAMC y de igual forma mostró disminuir el tiempo de fraguado del concreto así como un incremento en la trabajabilidad. La resistencia a la compresión mezclas de de mortero conteniendo 10 % de CSAMC de reemplazo superó la mezcla de referencia cuando fue curada alrededor de 60 días (Elinwa, 2005).

En México, se estudiaron pastas y morteros elaborados con arcilla natural y arcilla tratada térmicamente. Se encontró que las mezclas que contenían arcilla natural presentaban contracción plástica, grietas distribuidas aleatoriamente generando una matriz uniforme con un alto contenido de partículas de cemento sin hidratar. Los especímenes de pastas y mortero elaborados con arcilla natural con un 20% de incorporación presentaron una posible regresión de resistencia a la compresión (Martínez, 2007).

El objetivo del presente trabajo fue evaluar el efecto de la adición de un suelo lacustre o ceniza volante como material suplementario en las propiedades de concreto ordinario y de altas prestaciones.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

2.1 Diseño experimental

Los factores estudiados así como niveles y respuestas se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Diseño del experimento

Factores	Niveles	Respuestas en estado fresco	Respuestas en estado endurecido
HPC	HPC1 HPC2 HPC3 HPC4	- Revenimiento - Temperatura	- Índice de actividad resistente - Resistencia a la compresión - Coeficiente de difusión de cloruros
ACI	ACI1 ACI2 ACI3	- Peso volumétrico - Contenido de aire	
Abrams	ABR		

CV = ceniza volante, SUE = Suelo lacustre, CPC = cemento portland compuesto
 HPC1=0.41 CPC,
 HPC2=0.41 CPC+20% CV,
 HPC3=0.41 CPC+20% SUE,
 HPC4=0.41 CPC+40% CV,
 ACI1=0.40 CPC,
 ACI2=0.48 CPC,
 ACI3=0.48 CPC+20% SUE,
 ABR=0.55 CPC

2.2 Materiales

El agregado grueso consistió de roca caliza triturada con un tamaño máximo de agregado de 3/4" y el agregado fino de arena de río. La caracterización de los agregados se realizó conforme a normas ASTM C29/C29M07, C3307, C7006, C12507, C12707, C12707, C12807a y C13606 (Tabla 2). Se utilizó agua destilada para el mezclado (ASTM C94/C94M07).

Tabla 2. Diseño experimental

Material	pvss (kg/m ³)	pvsc (kg/m ³)	g.e	absorción (%)	humedad (%)	módulo de finura	TMA
Agregado grueso	1354.55	1477.48	2.7	0.57	0.13	3/4"	
arena	1480.25	1644.01	2.64	1.83	1.48	3.05	

Detalles de las composiciones químicas de los materiales cementantes utilizados se muestran en la Tabla 3. El cemento utilizado fue portland compuesto, CPC 30R, y de acuerdo al contenido de óxidos mayores corresponde a un cemento puzolánico tipo I según la ASTM C15007, con una gravedad específica de 3.02 (ASTM C18895). El suelo utilizado fue areno-arcilloso cuya suma de óxidos mayores (SiO₂+Al₂O₃+Fe₂) fue de 65.83% valor muy cercano al 70% establecido en la norma ASTM C61808 para considerar a un material con potencial puzolánico. La ceniza volante fue la Tipo F, cuya suma fue de 84.46%. Lo anterior permite suponer el uso del suelo lacustre como material puzolánico. El superplastificante empleado fue Plastol 4000®, el cual es un aditivo hiperfluidificante a base de policarboxilatos (Tabla 4). Cumple con la norma ASTM C494/C494M08 como reductor de agua de alto rango Tipo F. Este aditivo no contiene iones

cloruros adicionados y está formulado para cumplir con las especificaciones para aditivos de la norma ASTM C494 y ASTM C1017/C1017M07 como aditivo Tipo I.

Tabla 3. Composición química de materiales aglutinantes

Composición	CPC	SUE	CV	Composición	CPC	SUE	CV
Al ₂ O ₃	5.16	10.09	20.58	MnO	0.04	0.01	0.05
CaO	64.75	13.45	4.83	Na ₂ O	1.88	2.64	1.28
Fe Total	2.0	2.5	3.50	P ₂ O ₅	0.08	0.13	0.22
Fe ₂ O ₃	1.43	0.82	2.78	PXC a 950 °C	5.67	11.06	3.69
FeO	1.28	2.47	2.11	SiO ₂	16.46	54.92	61.1
K ₂ O	0.62	1.46	1.3	TiO ₂	0.14	0.52	0.72
MgO	1.66	2.28	1.2	Densidad (g/cm ³)	3.02	2.9	2.6

Tabla 4. Propiedades del fluidificante

Material	Generación	Tipo	Gravedad Específica	Contenido de sólidos	Contenido de líquido	Dosificación
Plastol 4000 ®	4	F	1.09	30%	70%	2 a 15 cm ³ /kg de cemento

2.3 Métodos

Los concretos estudiados fueron aquellos que son comúnmente utilizados o aquellos en los que se tenía interés para su posible implementación en México. Se diseñaron mezclas de concreto utilizando tres métodos: de altas prestaciones (HPC) (Mehta y Aitcin, 1990), de volúmenes absolutos (Kosmatka et al., 2004) y Abrams (CFE, 1998).

Se elaboraron las mezclas de concreto siguiendo los procedimientos de la ASTM C17208, C31/C31M08a. Uno de los requerimientos para el diseño de las mezclas fue que la resistencia a la compresión a los 28 días debería ser menor de 70 MPa, esto con el objeto de que los concretos pudieran ser utilizados en zonas sísmicas (Arnal, 2005); además, que el revenimiento no fuera menor a 60 mm siguiendo un criterio de trabajabilidad. En la Tabla 5 se muestran los resultados de las dosificaciones para cada mezcla de concreto en estudio en la cual también se observa la notable disminución del consumo de cemento portland que provee el uso de adiciones minerales.

Tabla 5. Materiales utilizados para elaborar 1 m³ de concreto de las mezclas en estudio.

Mezcla	a/c	Cemento (Kg)	Adición (Kg)	Agua (Kg)	Grava (Kg)	Arena (Kg)	Superplastificante (ml)
1 HPC1	0.41	443.8	---	183.0	1054.4	697.6	2498
2 HPC2	0.41	355.0	88.8 CV	183.0	1054.4	697.6	1874
3 HPC3	0.41	355.0	88.8 SUE	183.0	1054.4	697.6	6252
4 HPC4	0.41	266.3	177.5 CV	183.0	1054.4	697.6	1874
5 ACI1	0.40	512.5	---	205.0	880.2	750.3	1250
6 ACI2	0.48	427.1	---	205.0	899.5	820.3	---
7 ACI3	0.48	341.7	85.4 SUE	205.0	880.2	813.7	5002
8 ABR	0.55	343.2	---	188.8	1035.4	861.6	---

En estado fresco se determinaron: revenimiento (ASTM C143/C143M08), temperatura (ASTM C1064/C1064M08), peso volumétrico (ASTM C138/C138M08) y contenido de aire (ASTM C23108b). En estado endurecido: resistencia a la compresión (ASTM C39/C39M05 y C1231/C1231M08a), adaptación del índice de actividad resistente a los 1, 3, 7, 14, 28, 56 y 90 días, utilizado en morteros (Payá et al., 2002), y coeficiente de penetración de cloruros (NT BUILD 208 y 443).

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Propiedades en estado fresco

La Tabla 6 muestra los resultados de los concretos en estado fresco. Las mezclas fueron trabajables o llegaron a serlo con el uso del superplastificante. La mezcla Abrams con la a/c más alta (0.55) tuvo un revenimiento menor que el de la mezcla HPC con una a/c 0.41. El aumento en el revenimiento se debió a que el superplastificante polariza las partículas de cemento con carga negativa generando un rechazo entre ellas, de esta forma existe más agua disponible para lubricar la mezcla y alcanzar una mayor fluidez (Young et al., 1998). Las temperaturas obtenidas al momento de la elaboración de todas las mezclas de concreto fueron similares debido a que el mezclado se llevó a la intemperie. Sin embargo, los valores no sugieren un efecto anómalo en el proceso de hidratación del cemento. El contenido límite de aire atrapado en las mezclas de concreto analizadas está en el rango de 1.8 a 2%, lo cual es validado por la literatura que establece de 1 a 3% en mezclas de concretos sin aire incluido (Kosmatka et al., 2004). Finalmente, los pesos volumétricos obtenidos corresponden a concretos de peso normal compuestos por arena natural y grava o agregados de roca triturada (Mehta y Monteiro, 1998). La variación de pesos volumétricos de las mezclas de concreto está en función del nivel y tipo de sustitución, esto es debido a la diferencia de densidades de cada material, también es afectado por el método de diseño.

Los resultados también muestran el efecto de la ceniza volante en el revenimiento en las mezclas con 20% y 40% de sustitución, en donde éste se incrementa a medida que aumenta la sustitución, sin que se produzcan cambios en el consumo de superplastificante. En la literatura se reportan reducciones de 5 a 15% en la demanda de agua del concreto que contiene ceniza volante en comparación con una mezcla conteniendo únicamente cemento portland para un mismo revenimiento del cono de Abrams (Ravina, 1996; Rahhal y Talero, 2004; Neville, 1999). Esto redundaría en una mejora en la trabajabilidad, además que los concretos con ceniza volante normalmente presentan menos sangrado (exudación), segregación y un calor de hidratación más bajo que el concreto conteniendo únicamente cemento portland; al concreto que contiene la ceniza volante se le puede dar el mismo acabado o mejor que el concreto que no la contiene. La influencia de la ceniza volante sobre las propiedades del concreto en estado fresco está vinculada con la forma esférica y tamaño de las partículas de la ceniza volante que actúan como lubricante entre las partículas del cemento (Kosmatka et al., 2004; Ravina, 1996; Rahhal y Talero, 2004).

En el caso de las mezclas que contenían suelo lacustre que requirió una importante cantidad de superplastificante para ser trabajables; el incremento en el consumo de superplastificante en estas mezclas se debió al incremento en la demanda de agua generada por los carbonatos de las partículas de suelo (Martínez-Reyes et al., 2010). Con base en los valores obtenidos de las propiedades de los concretos en estudio se puede descartar una interacción negativa entre los ingredientes; es decir, que alguna de las combinaciones provoque el aumento del contenido de aire atrapado haciendo el concreto poroso.

Tabla 6. Propiedades en estado fresco.

Mezcla		Revenimiento (mm)	Temperatura °C	Peso volumétrico (Kg/m ³)	Contenido de aire, (%)
1	HPC1	90	24.8	2414	1.8
2	HPC2	77	23.7	2389	2.0
3	HPC3	65	24.8	2399	2.0
4	HPC4	87	24.5	2344	1.9
5	ACI1	73	24.5	2319	2.0
6	ACI2	79	25.8	2349	2.0
7	ACI3	72	24.0	2369	1.9
8	ABR	71	23.8	2369	1.9

3.2 Propiedades en estado endurecido

Los resultados en la Tabla 7 corroboran que los concretos con a/c bajas, HPC (0.41) y ACI (0.40) obtuvieron las resistencias más altas en todas las edades; además, se observó un incremento en las resistencias más allá de los 28 días. La resistencia más baja correspondió al concreto Abrams (0.55), y en este caso a edades mayores a 28 días no hubo cambios significativos. Para el concreto HPC con 20% de ceniza volante, la reducción en resistencia fue de aproximadamente 16%, y para 40% de sustitución de 35%. La ceniza volante tiene un efecto físico de mejoramiento de la microestructura de la pasta de cemento hidratado (Rahhal y Talero, 2004; Neville, 1999); esto propicia el aumento de la resistencia del concreto que las contiene y su característica principal es su retraso en el desarrollo de resistencia. Debido a su reacción puzolánica lenta el curado húmedo continuo y con temperaturas favorables puede ser necesario por periodos más largos que los normalmente requeridos, hay presencia de tanto como 50 por ciento de ceniza volante sin reaccionar después de un año (Neville, 1999).

Los resultados muestran que los concretos conteniendo ceniza volante tuvieron resistencias menores a edades tempranas, sin embargo, a edades próximas a 28 días se observa una recuperación. Los valores de resistencia presentados a 90 días coinciden con lo reportado en la literatura donde se menciona que la sustitución de 20% de cemento con ceniza volante no afecta considerablemente la resistencia a edades mayores a los 28 días, sin embargo con una sustitución mayor a 30% la resistencia decrece (Rahhal y Talero, 2004; Malhotra y Ramezani-pour, 1994). En el presente estudio los concretos que contienen 20% y 40% de ceniza volante presentaron una variación del 8% y 27% respectivamente en el valor de resistencia a la compresión a 90 días, con respecto al control.

A los 28 días los resultados indican que la adición de suelo lacustre natural causa la disminución de la resistencia mayor que en el caso de la ceniza volante. Para el concreto HPC con 20% de suelo lacustre la reducción fue de 22% y para el método ACI de 16%. Esto sugiere que la disminución de resistencia debida a la inclusión de suelo lacustre tiene un mayor impacto en una relación agua cemento más baja.

A edades menores que 28 días se observa que la adición de ceniza volante y suelo lacustre originaron la disminución en la resistencia a la compresión de los concretos estudiados.

Las mezclas conteniendo material suplementario presentan un aumento en sus resistencias, con respecto a las obtenidas a los 28 días; sin embargo, no superaron a sus respectivos controles en el presente estudio. Este aumento tardío en la resistencia coincide con lo reportado en la literatura en donde se menciona que a edades mayores a 28 días las adiciones puzolánicas mejoran la

microestructura de la pasta de cemento hidratado y como consecuencia disminuye su porosidad, aumentado de esta manera la resistencia a la compresión (Neville, 1999).

Por otra parte, en los concretos diseñados por el método ACI y HPC que contenían suelo lacustre no se observó el fenómeno de regresión de resistencia como fue reportado en otros estudios (Martínez, 2007). Sin embargo, para el concreto preparado de acuerdo al método de Abrams se observa una ligera disminución de resistencia a los 56 días, no obstante a los 90 días la resistencia se incrementa nuevamente.

Tabla 7. Resistencia a la compresión de concretos a diferentes edades (MPa)

		<i>1d</i>	<i>3d</i>	<i>7d</i>	<i>14d</i>	<i>28d</i>	<i>56d</i>	<i>90d</i>
1	HPC1	22±1.0	37±1.0	43±1.6	47±1.5	51±1.0	54±3.4	60±1.3
2	HPC2	16±0.9	26±1.2	35±0.6	38±1.1	43±0.9	53±1.2	55±1.1
3	HPC3	20±0.9	28±2.3	33±1.3	35±1.4	40±0.8	39±0.7	46±1.5
4	HPC4	7±0.2	15±0.5	24±1.9	28±1.7	33±1.5	38±1.1	44±2.0
5	ACI1	20±1.1	32±1.2	41±1.4	45±1.9	48±1.2	51±1.7	56±1.8
6	ACI2	16±1.7	26±2.2	36±1.0	39±2.0	43±1.9	45±0.6	45±1.0
7	ACI3	15±0.6	25±0.9	30±1.0	34±0.4	36±2.0	37±0.3	38±1.4
8	ABR	9±0.3	20±2.0	26±2.5	30±4.7	35±3.4	33±1.6	37±2.0

El análisis de los Índices de Actividad Resistente (IAR) obtenidos de las pruebas de resistencia de los concretos a diferentes edades (Tabla 8), sugiere a los 28 días los concretos que contienen suelo lacustre cumplen con lo sugerido en la norma ASTM C311-04, la cual recomienda que para que un material sea considerado puzolana su IAR a los 28 días debe ser mayor o igual a 75%. Sin embargo, a los 90 días no cumple esta recomendación que debe ser mayor de 90% (Lorenzo-García, 1993).

Tabla 8. Índices de Actividad Resistente a diferentes edades (%)

<i>Mezcla</i>		<i>1d</i>	<i>3d</i>	<i>7d</i>	<i>14d</i>	<i>28d</i>	<i>56d</i>	<i>90d</i>
HPC2	HPC 0.41+20% C.V.	73	70	81	81	84	98	92
HPC3	HPC 0.41+20% SUE.	91	76	77	74	78	72	77
HPC4	HPC 0.41+40% C.V.	32	41	56	60	65	70	73
ACI3	ACI 0.48+20% SUE.	94	96	83	87	84	82	84

Con respecto los resultados de las pruebas de penetración de cloruros, como era de esperarse, las mezclas diseñadas por el método HPC presentan la mayor resistencia a la penetración de iones cloruros, seguidas por las mezclas ACI y finalmente Abrams (Tabla 9). Los resultados también permiten corroborar los beneficios de la adición de ceniza volante limitando el ingreso de los iones cloruros en concreto. La ceniza volante generalmente reduce la permeabilidad y la absorción del concreto bien curado (Kosmatka et al., 2004; Ravina, 1996; Rahhal y Talero, 2004).

Una consecuencia de la reacción lenta de la ceniza volante en el concreto es que, inicialmente, éste tiene una permeabilidad más alta que el concreto referencia conteniendo únicamente cemento portland. Sin embargo, con el tiempo, el concreto con ceniza volante adquiere una permeabilidad baja (Ravina, 1996; Neville, 1999; Chindaprasirt et al., 2008), ya que productos adicionales se difunden continuamente y se precipitan dentro del sistema de poros capilares; esto da por resultado una reducción de la porosidad capilar y, consecuentemente, una estructura más fina de poros; a causa de la menor permeabilidad del concreto maduro que contiene ceniza volante, se reduce el ingreso de cloruros dentro del concreto.

Por otra parte, la adición de suelo lacustre independientemente del método de diseño generó un aumento en los valores de dichos coeficientes debido a la presencia de partículas de cemento sin reaccionar (Martínez-Reyes et al., 2010).

Tabla 9. Valores promedio de coeficientes de difusión de cloruros.

<i>Mezcla</i>	<i>D(m²/s)</i>	<i>Mezcla</i>	<i>D(m²/s)</i>
HPC 0.41	1.01x10 ⁻¹¹	ACI 0.40	2.83x10 ⁻¹¹
HPC 0.41+20% C.V.	9.67x10 ⁻¹²	ACI 0.48	3.08x10 ⁻¹¹
HPC 0.41+20% SUE.	5.03x10 ⁻¹¹	ACI 0.48+20% SUE.	3.38x10 ⁻¹¹
HPC 0.41+40% C.V.	1.67x10 ⁻¹¹	ABR 0.55	5.24x10 ⁻¹¹

4. CONCLUSIONES

Con base en los resultados de las mezclas estudiadas se concluye lo siguiente:

- La adición de suelo lacustre como material cementante suplementario no afecta en forma importante las propiedades en estado fresco del concreto. El contenido de aire, peso volumétrico y la temperatura presentan pequeñas variaciones con respecto a los controles; sin embargo, el revenimiento experimenta una disminución lo cual propicia el uso excesivo de aditivo superplastificante para compensar esta pérdida de trabajabilidad.
- La adición de suelo lacustre, al igual que la ceniza volante, cuando se utiliza como reemplazo de material cementante origina una disminución en la resistencia a la compresión del concreto, aunque ésta es mayor.
- El uso de suelo lacustre como reemplazo de material cementante afecta desfavorablemente la resistencia a la penetración de iones cloruros en el concreto, esto fue más evidente en el concreto con menor cantidad de cemento.
- Con base en los resultados obtenidos se concluye que al concreto conteniendo suelo lacustre como material cementante de reemplazo puede dársele uso estructural en ambientes no agresivos. Sin embargo es necesario evaluar su desempeño en ambientes urbanos en donde pueda desarrollarse el fenómeno de la carbonatación.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen el apoyo de la SIP y COFAA del Instituto Politécnico Nacional de México, en el financiamiento de este trabajo.

6. REFERENCIAS

- Arnal Simon L. (2005), *Reglamento de construcciones para el distrito federal* (comentado). México: Trillas.
- Barger G.S., Hansen E.R., Wood M.R., Neary T., Beech D.J. and Jaquier D. (2001), *Production and use of calcined natural pozzolans in concrete*, *Cement Concrete Aggregates* **23** (2), pp. 73–80.
- Caldarone, M. A, Gruber, K. A., Burg, R. G. (1994), *High reactivity metakaolin: A new generation mineral admixture*, *Concrete International*, vol. 16, n° 11, pp. 37-40.
- Chindaprasirt P., Rukzon S., Sirivivatnanon V. (2008), *Resistance to chloride penetration of blended portland cement mortar containing palm oil fuel ash, rice husk ash and fly ash*, *Construction and Building Materials* **22**. pp. 932-938.

- Comisión Federal de Electricidad (1998). *Cálculo y diseño de estructuras por el método de Duff Abrams*. México, CFE.
- Elinwa, A.U. (2005), *Experimental characterization of portland cement-calcined soldier-ant mound clay cement mortar and concrete*, Construction and Building Materials. Vol. 20, pp. 754-760.
- Kosmatka Steven H., Kerkhoff B., Panarese William C., Tenesi J. (2004), *Diseño y control de mezclas de concreto*. Skokie, Illinois, EE.UU: Portland Cement Association.
- Kostuch, J. A., Walters, V., Jones T. R. (1993), *High performance concretes incorporating metakaolin: a Review*, Concrete 2000, E&FN Spon, pp. 1799-1811.
- Kuber Parande A., Ramesh Babu B., Aswin Karthik M., Deepak Kumaar K.K., Palaniswamy N. (2008), *Study on strength and corrosion performance for steel embedded in metakaolin blended concrete/mortar*, Construction and Building Materials, Volume 22, Issue 3, March 2008, pp. 127-134.
- Lima Souza P. S., Dal Molin D. C.C. (2005). *Viability of using calcined caliz, from industrial byproducts, as puzzolans of high reactivity*. Cement and Concrete Research, Vol.35, pp.1993-1998.
- Lorenzo-García M. P. (1993), *Influencia de dos tipos de cenizas volantes españolas en la microestructura y durabilidad de la pasta de cemento portland hidratado*. Tesis doctoral. Universidad Complutense de Madrid, Facultad de Ciencias Químicas, Madrid, España.
- Malhotra, V. M. and Ramezani pour, A. A. (1994), *Fly Ash in Concrete*, Editor: V. M. Malhotra, CANMET, Ottawa, Canada.
- Martínez, R.J. (2007), *Caracterización de la reactividad puzolánica de materiales de origen natural, industrial y desperdicio agrícola*, Tesis de Maestría, CIIDIR-IPN Unidad Oaxaca, México.
- Martínez-Reyes J., Alavez-Ramírez R., Montes-García P., Jiménez-Quero V. (2010), *Mineralogical effect on the pozzolanic reactivity of a Mexican lacustrine soil*, Construction and Building Materials, vol. 24, no. 12, pp. 2650-2657.
- Mehta K. y Monteiro P. (1998), *Concreto, Estructura, propiedades y materiales*. México: Instituto Mexicano del Cemento y Concreto A.C.
- Mehta P. K., Aitcin P. C. (1990), *Principles Underlying Production of High-Performance Concrete*, Cement Concrete and Aggregates. CCAGDP, Vol. 12 No.2 Winter 1990, pp.70-78.
- Neville A. M. (1999), *Tecnología del concreto*. México. Instituto Mexicano del Cemento y Concreto A.C.
- Payá J., Manzó J., Borrochero M.V., Serna P. (2002), *El factor de eficacia cementante depuzolanas silíceas y silicoaluminosas muy reactivas*, VII Congreso Nacional de propiedades Mecánicas de Sólidos; Gandia. pp. 511-600.
- Rahhal V., Talero R. (2004), *Influence of two different fly ashes on the hydration of Portland cements*, Olavarría, Argentina: Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, Vol. 78, pp.191-205.
- Ravina D. (1996), *Mechanical properties of structural concrete incorporating a high volume of class F fly ash as partial fine sand replacement*, Materials and Structures vol. 31, pp. 84-90.
- Young J. F., Mindess S., Gray J. R., Bentur A. (1998), *The Science and Technology of Civil Engineering Materials*, New Jersey E.U.: Prentice-Hall.



Influencia de la contaminación atmosférica en la fachada de rascacielos, caso Torre Colpatría

N. Romero¹, C. Dupuy², J. Quiñones²

¹ Análisis Microscópico de Materiales de Construcción- Micromatco Ltda., Bogotá, Colombia, Asociación Colombiana de Patólogos de la Construcción, Universidad Santo Tomas ASCOLPAT-USTA.

² Máxima Arquitectura e Ingeniería Ltda. Bogotá, Colombia.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i3.17>

Artículo recibido el 01 de Mayo de 2011, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 23 de Agosto de 2011.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el segundo número de 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primero de 2012

RESUMEN

La fachada de la Torre Colpatría, ha sido afectada por fenómenos físico-químicos, los cuales han causado una degradación de los materiales que componen la fachada, desencadenando desprendimientos de bloques de diferente tamaño. Para analizar el comportamiento y origen de las lesiones, se realizó un levantamiento detallado y sistemático de los procesos patológicos, se tomaron muestras de concreto y mortero, se realizaron ensayos de petrografía y carbonatación. Los resultados obtenidos indicaron que las principales causas de deterioro de la fachada de la Torre Colpatría, era la fisuración, carbonatación y el ataque de sulfatos, originados por la contaminación atmosférica. Así mismo se estableció que el grado de agresividad de estos fenómenos se relaciona directamente a factores como la altura, la profundidad del daño en relación con el ambiente contaminante, la orientación de la fachada y factores climáticos como el viento y la lluvia.

Palabras clave: contaminación atmosférica; prefabricados de concreto; fachada; análisis petrográfico y carbonatación.

© 2011 Alconpat Internacional

ABSTRACT

The materials of the facade of the Colpatría Tower have been degraded by physical and chemical phenomena, detaching of blocks of different sizes. A thorough survey of the pathological processes was carried out, in order to analyze the origin and consequences of the damage; samples of mortar and concrete were characterized by petrographic analysis and carbonation. The results showed that the main causes of deterioration were cracking, carbonation and sulfate attack, caused by air pollution. Also it was established that the aggressiveness of these phenomena is directly related to factors such as height, depth of damage in relation to environmental pollution, the orientation of the facade and climatic factors such as wind and rain.

Keywords: air pollution; precast concrete; facade; petrographic analysis; carbonation.

Autor de contacto: Nydia Romero (nydiarobu@gmail.com)

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 1, No. 3, Septiembre - Diciembre 2011, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel. 5219997385893, alconpat.int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges.
Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2011.

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.

1. INTRODUCCION

La Torre Colpatria “El rascacielos más alto de Colombia y el tercero en Suramérica” está situada en el Centro Internacional de la ciudad de Bogotá, con una altura de 196 m y 49 pisos. Su fachada se encuentra orientada a 45° con respecto a las demás edificaciones y la conforma prefabricados anclados a la estructura de concreto; se terminó de construir en 1979 y constituye un referente arquitectónico, razón por la cual es un inmueble de valor cultural.

La Torre Colpatria, al igual que la mayoría de las edificaciones construidas en cualquier parte del mundo, ha sido afectada por fenómenos físico-químicos de degradación como la lluvia, el viento, los cambios abruptos de temperatura y la contaminación atmosférica, produciendo desprendimientos de bloques de diferente tamaño constituyendo así una amenaza para los transeúntes. Es así como el principal objetivo del estudio ha sido analizar el comportamiento y origen de las lesiones presentes en la fachada y así establecer las actividades de intervención y las especificaciones de los procedimientos correctivos tendientes a subsanar y detener los procesos degradativos..

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

Se realizó un levantamiento en detalle de la fachada, siguiendo un formato base por cada unidad de piso y línea de inspección, determinando los diferentes procesos patológicos y de degradación de los elementos que componen la fachada del edificio, como son el concreto de cobertura de las columnas y la fachada flotante compuesta por la perfiles metálica y la ventanería.

Para la caracterización de los materiales de la fachada se extrajeron núcleos de la fachada (Figura 1) que involucraron los prefabricados, el concreto de pega prefabricado-estructura y la estructura. Se realizó el análisis petrográfico de once muestras de las fachadas Sur – Occidental, Nor – Occidental y Nor – Oriental ubicadas en los pisos 20, 25, 33 y 46 (Figura 2), caracterizando e identificando la naturaleza, proporción, distribución de los constituyentes, tipo de contacto entre el material cementante y agregados, presencia de microfisuras, apariencia general de la pasta de cemento, tipos y tamaños de vacíos de aire presentes y finalmente, determinando la causa y grado del deterioro de los distintos materiales.

3. RESULTADOS

En el caso de la Torre Colpatria, existe clara evidencia de fenómenos importantes de degradación, dentro de los cuales los más importantes son la fisuración, la oxidación y corrosión del refuerzo estructural de los prefabricados y la carbonatación y ataque de sulfatos en la pasta de cemento de los prefabricados de fachada.

3.1 Fisuración

Las fisuras presentes en las muestras se encuentran localizadas en la matriz cementante y no afectan a los agregados. De acuerdo al levantamiento, se encontró que la fachada más afectada es la Sur-occidental.

Es importante destacar que en los pisos superiores (después del piso 30) es donde están localizadas la mayoría de las fisuras.



Figura 1. Extracción de núcleos (1A: Extracción de las muestras con el sistema de perforación con broca de diamante; 1B: Recuperación de núcleos de la fachada; 1C y 1D: Marcaje de las muestras que involucran material del prefabricado de fachada (1), del concreto de pega prefabricado-estructura (2) y de la estructura (3))

3.2 Oxidación y corrosión del acero de refuerzo estructural de los prefabricados

Existe en el acero de refuerzo de los prefabricados utilizados en la fachada un estado avanzado de oxidación y corrosión, pues se presenta un cubrimiento total de la varilla por óxido, descascaramiento de las capas superficiales de las varillas, discontinuidad de la malla por ruptura de la misma y desprendimiento de los puntos de soldadura.

3.3 Carbonatación y ataque de sulfatos

Estos fenómenos se encuentran influenciados por la posición en que se encuentran las muestras con respecto a la altura y a la profundidad de acuerdo con la cercanía a la exposición directa de los agentes contaminantes.

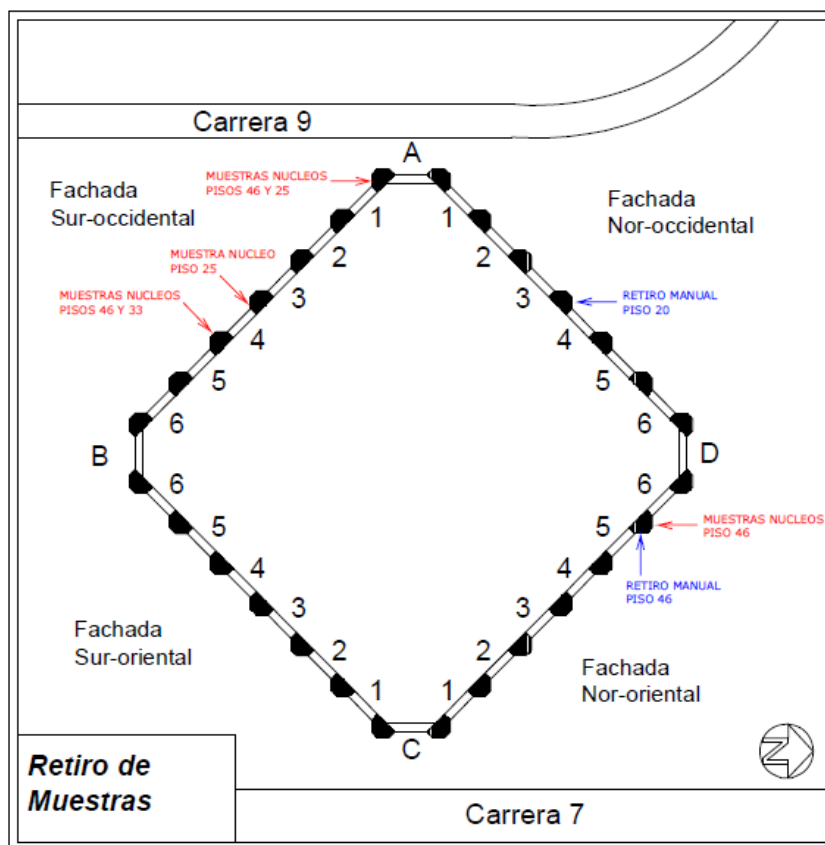


Figura 2. Localización de la extracción de núcleos

La figura 3 muestra la textura de la pasta de cemento de varios prefabricados de la fachada Sur – Occidental y de los pisos 25, 33 y 46 en un sector adyacente a la superficie expuesta a la contaminación atmosférica. En el piso más inferior, se observan compuestos de cemento no hidratado e hidratado y áreas con un grado de carbonatación leve (Figuras 3A y 3B), en el piso intermedio, la cantidad de compuestos de cemento disminuye considerablemente y la pasta adquiere una textura densa (Figuras 3C y 3D), mientras que en el último piso, ésta se observa como masa muy birrefringente sin cristales de compuestos de cemento remanentes (Figuras 3E y 3F). Lo anterior indica un aumento en la intensidad de la carbonatación en relación con la altura.

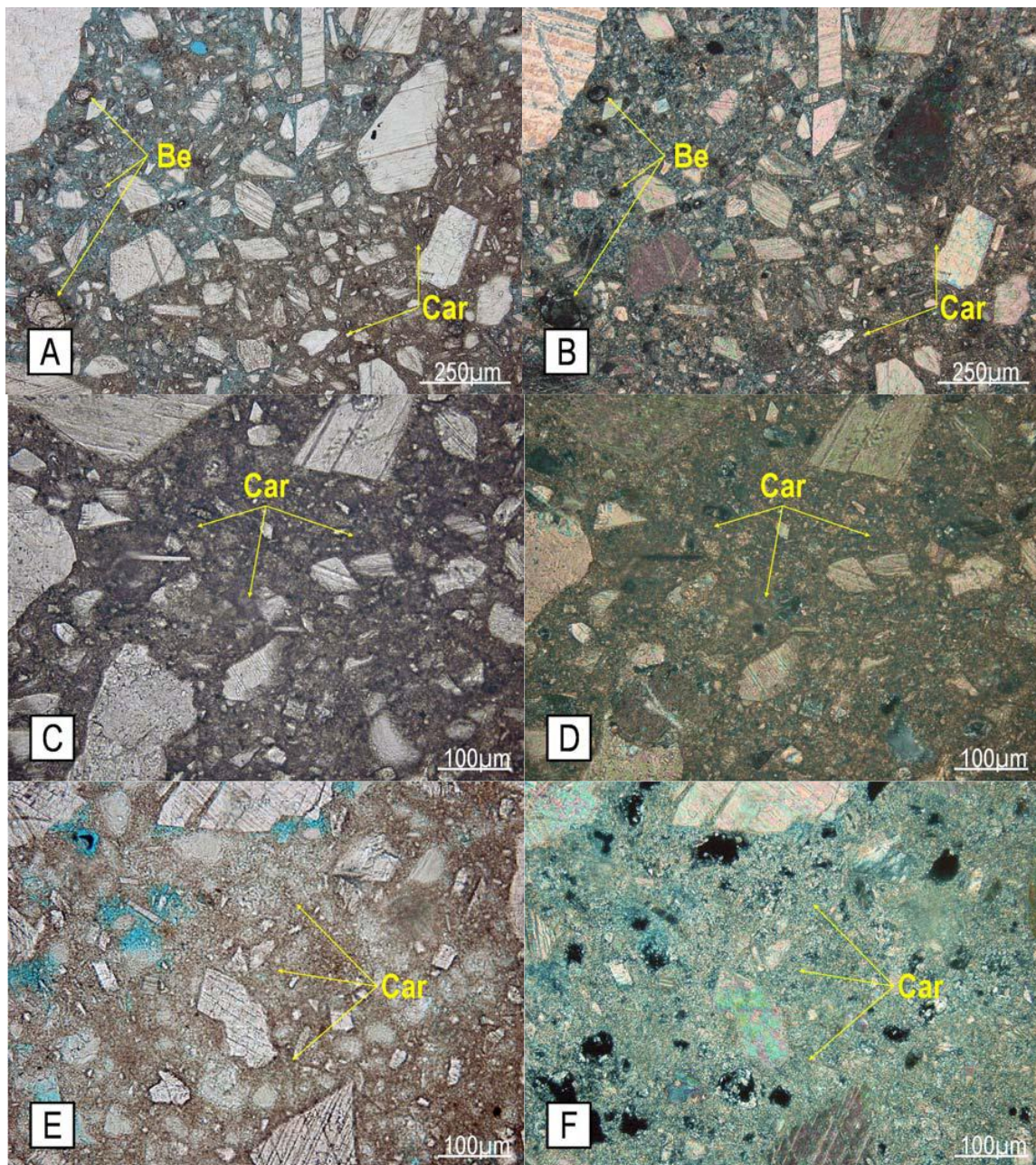


Figura 3. Microfotografías de secciones delgadas mostrando en detalle la textura de la pasta de cemento (belita (Be) y pasta cementicia carbonatada (Car)) de los pisos 25 (A y B), 33 (C y D) y 46 (E y F) con luz polarizada plana y luz polarizada cruzada, respectivamente.

La figura 4 muestra la textura de la pasta de cemento de un prefabricado de la fachada Sur – Occidental y del piso 33 en dos sectores diferentes, relacionados con la proximidad al ambiente contaminante. En el primer sector, lejano a la contaminación atmosférica (Figuras 4A y 4B), se observan zonas con una concentración de compuestos de cemento no hidratado, una alta microporosidad y áreas con un grado de carbonatación leve, mientras que en un segundo sector, adyacente a la superficie expuesta a la contaminación atmosférica (Figuras 4C y 4D), presenta una pasta cementicia muy birrefringente y no se observan cristales de compuestos de cemento remanentes; en este punto el grado de carbonatación es muy alto. Lo anterior indica un aumento

en la intensidad de la carbonatación de acuerdo con la cercanía a la exposición directa de los agentes contaminantes.

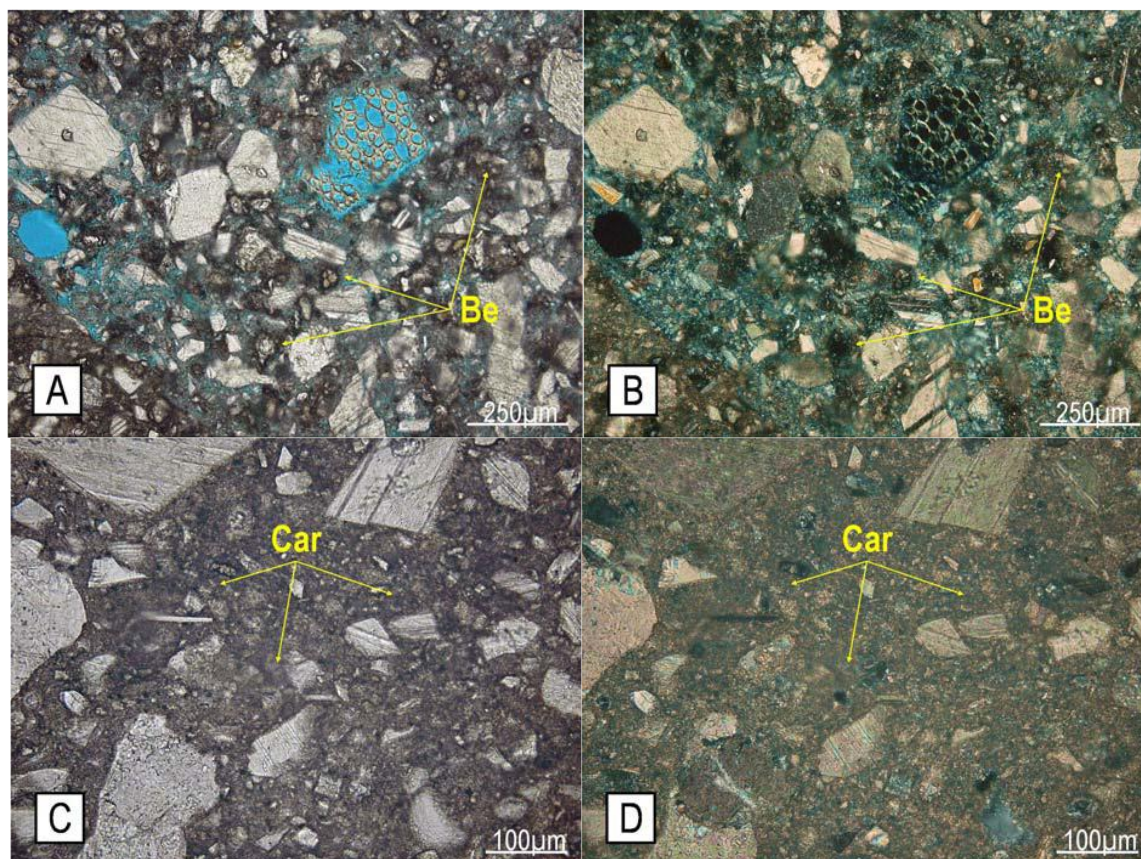


Figura 4. Microfotografías de secciones delgadas mostrando la concentración de cristales de belita (Be) y una alta microporosidad (A y B) y la pasta cementicia birrefringente (Carbonatada-Car) que elimina el detalle microscópico de la matriz endurecida (C y D), con luz polarizada plana y luz polarizada cruzada, respectivamente.

Por otra parte, en el análisis se encontró la presencia de cristales de ettringita con forma de agujas largas, delgadas, incoloras de baja a media birrefringencia, comúnmente en racimos radiales y localizados principalmente en las paredes de los vacíos de aire y microgrietas (Figura 5).

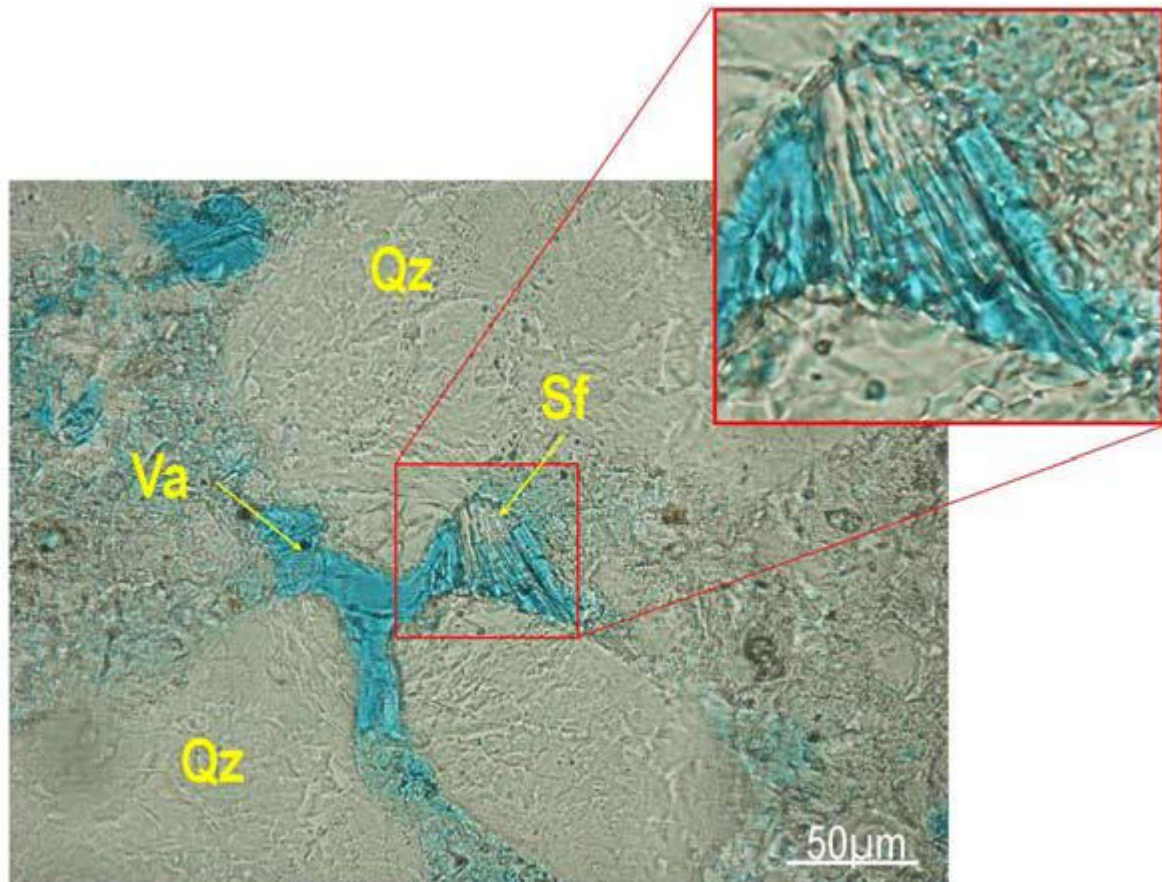


Figura 5. Microfotografías de sección delgada mostrando la concentración de cristales ettringita (Sf), en forma de agujas dispuestas en racimos radiales localizada dentro de un vacío de aire (Va), con luz polarizada plana.

4. CONCLUSIONES

Se determina que la fachada de la Torre Colpatria presenta varias lesiones, destacándose la fisuración, la oxidación y corrosión del refuerzo estructural de los prefabricados y la carbonatación y el ataque de sulfatos en la pasta de cemento de los prefabricados de fachada.

El origen de los problemas patológicos observados en los materiales que componen la fachada de la Torre Colpatria se relaciona directamente con la exposición de estos a un medio adverso debido a la contaminación.

Según los datos obtenidos en el estudio de Calidad del aire (DAMA, 2003), el centro de la ciudad de Bogotá es uno de sectores con más emisión de gases contaminantes. Es así como la carbonatación y la presencia de sulfatos se desarrollan debido a la reacción de los gases de CO_2 y SO_2 (presentes en la atmósfera y originados por la contaminación) con la humedad (H_2O) produciendo compuestos ácidos. Estas transformaciones químicas que ocurren en la atmósfera son caracterizadas como procesos de oxidación, reducción y ácido – base (Ruiz, 2002).

Es así como los desprendimientos de la capa exterior de los prefabricados de la fachada, se generan cuando el concreto de recubrimiento de los prefabricados se fisura, avanza la carbonatación y sulfatación, disminuye el pH del concreto y se afecta el acero de refuerzo, el cual se oxida y se corroe. Todo lo anterior se presenta en diferentes grados dependiendo implícitamente de la ubicación de la fachada, de la altura y de la profundidad, pues los procesos

ambientales como la exposición al sol, las presiones, la dirección de los vientos y la contaminación atmosférica no son constantes en todos los frentes de fachada.

Por último, es de anotar que no se conoce otra referencia de algún estudio que relacione el análisis de lesiones por contaminación atmosférica en fachadas de concreto y mortero en edificaciones de gran altura, siendo este estudio pionero en el tema, esperando contribuya a futuras investigaciones.

5. AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su agradecimiento a la administración de la Torre Colpatria por el apoyo dado a este trabajo. Agradecemos la colaboración de Geomec Ltda y CoreLab, por su colaboración en la extracción de núcleos y elaboración de las secciones delgadas. Así mismo agradecemos al Ing. José Gabriel Gómez por sus valiosos aportes durante el desarrollo de este estudio.

6. REFERENCIAS

American Society For Testing And Materials (2004), *Standard practice for petrographic examination of hardened concrete*, ASTM C **856-04**, p. 17.

Campbell D., Sturm R., Kosmatka S. (1991), *Detecting Carbonation*, Concrete technology today. Volumen **12**, 1, p. 5.

DAMA – Universidad de los Andes (2002), *Diseño e implementación de un modelo de calidad del aire para Bogotá*, Informe semestral No 3. Centro de investigaciones en Ingeniería Ambiental CIIA, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Facultad de Ingeniería, Universidad del Los Andes.

Jana D. (2005), *Petrography and Concrete Repair – A Link is Needed*, Chapter News. CI Pittsburgh, Area Chapter, p. 4.

Ruiz J. (2002), *Simulación de la contaminación atmosférica generada por fuentes móviles en Bogotá*, Tesis de Maestría en Meteorología, Departamento de Geociencias, Facultad de Ciencias, Universidad Nacional de Colombia, sede Bogotá.

St Jhon D., Poole W., Sims I. (1998), *Concrete petrography a handbook of investigative techniques*, Gran Bretaña, Arnold: a member of the holder headline group, p. 474.

Zhang S., Zhang M. (2005), *Application of petrography for determining the quality of concrete cured in tropical environment*, Cement and Concrete Research **35**, pp. 1377–1384.



Rehabilitación estructural de un sector afectado por corrosión severa en vigas de entrepiso en una curtiembre

S. Peirén Cascino¹

¹ Avenida Salto 1262 Paysandu, Uruguay.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i3.18>

Artículo recibido el 11 de Abril de 2011, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 01 de Julio de 2011.

Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el segundo número del 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primero de 2012

RESUMEN

La caída al vacío de parte del fondo de una viga ubicada a 6.00 m de altura, motivó la realización del diagnóstico y proyecto de rehabilitación de un sector de una planta industrial ubicada en la ciudad de Paysandú - Uruguay.

El objetivo de este trabajo es exponer un caso real que permita evitar reparaciones ineficientes que pueden generar riesgos para las personas.

La inspección visual y la revisión de los antecedentes revelaron que este sector ya había sido intervenido anteriormente, favoreciendo la corrosión de la armadura y el agrietamiento interno de los elementos estructurales, que provocaron el desprendimiento parcial del hormigón.

Los recubrimientos de armadura insuficientes sumados a la atmósfera industrial corrosiva, generaron las patologías que se detallan en el presente trabajo.

Palabras clave: rehabilitación; patología; corrosión; estructura.

ABSTRACT

The fall of part of a beam located at 6m of height led to a diagnosis and rehabilitation project within an area of an industrial plant in Paysandú, Uruguay.

The aim of this work is to show a case study that would allow avoiding future risky inefficient repairs. A visual inspection and an analysis of the background of the problem revealed that a previous intervention had taken place, which favored the corrosion of the reinforcement and internal cracking of the structural elements; such factors caused partial spalling of the concrete. The causes of the pathologies described in this report were originated by inadequate coating of the reinforcement as well as the corrosive industrial environment.

Key words: rehabilitation; pathology; corrosion; structure.

Autor de contacto: Soledad Peirén Cascino (solpe@adinet.com.uy)

© 2011 Alconpat Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 1, No. 3, Septiembre - Diciembre 2011, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat_int@gmail.com, Página Web: www.alconpat.org

Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges. Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de septiembre de 2011.

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.

1. INTRODUCCION

La intervención tuvo lugar en la ribera de una Planta Industrial ubicada en la ciudad de Paysandú – Uruguay, donde se realiza el curtido de cueros en fulones que se cargan por la parte superior a través de huecos conformados en el entrepiso para tal fin, y se descargan desde planta baja una vez terminado el proceso.

Los vapores cargados de agentes agresivos generados en el proceso de curtido, el vapor húmedo a alta temperatura producto de la limpieza del sector luego de cada uso del fulón, sumados a la inexistencia de ventilación, provocaron las patologías constatadas que se describen más adelante. La estructura consiste en un entrepiso de losas alivianadas, de espesor total 0.53 m, sustentado por vigas y pilares de distintas secciones. En el presente trabajo se describirán las intervenciones realizadas en las vigas N° 15 y N° 21 del Sector N° 9.

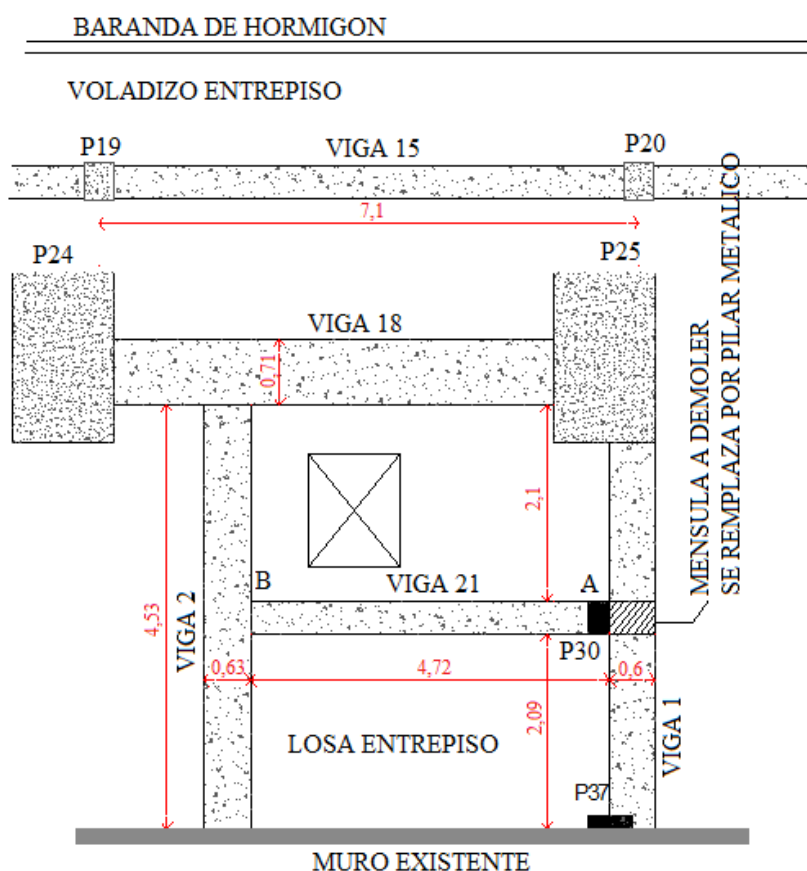


Figura 1. Planta del entrepiso del sector N° 9

2. ESTADO DE LA ESTRUCTURA.

En la inspección visual realizada inmediatamente posterior al desprendimiento de parte de la reparación de la viga N° 15 próxima a la circulación, se advierte que aún persistía hormigón agrietado prácticamente desprendido, que se precipitó por completo al tocarlo con una pértiga.

En general, la superficie expuesta de losas y vigas tenía manchas de corrosión localizadas. (Figuras 2 y 3).



Figuras 2 y 3. Vistas inferiores del entrepiso

Reparaciones anteriores en forma de U de 0.08 m de espesor, en la zona inferior, con agrietamientos (Figuras 4 y 5).



Figuras 4 y 5. Reparación anterior que evidencia la falta de intervención en las vigas afectadas

3. REVISIÓN DE ANTECEDENTES

Del cotejo de los recaudos gráficos existentes surge que, por su ubicación, la viga de referencia es la N° 15, de 7,10 m de luz entre ejes de pilares, aunque la viga ejecutada en su lugar no coincide ni en sección ni armadura con lo indicado en los mismos. En su lugar se ejecutó una viga de las mismas características que la viga N° 16. (Tabla 1)

Tabla 1. Datos de recaudos gráficos disponibles

	SECCION	HIERROS A	HIERROS B	HIERROS E	ESTRIBOS
VIGA N°15	25x130	5 ϕ 25	6 ϕ 25	3 ϕ 16	U ϕ 10/20
VIGA N°16	35x100	4 ϕ 25	5 ϕ 25	3 ϕ 16	U ϕ 10/20 + 26U12/12

No existen antecedentes gráficos ni escritos de la intervención anterior, que fue realizada aprox. en el año 2002 en oportunidad de una obra de ampliación de la planta.

De la inspección ocular surge que esta reparación no quedó adherida a la masa de hormigón existente, y a través de estas luces se permitió el pasaje de la atmosfera contaminada que aumentó el deterioro de las vigas. (Figura 4)

Se constatan grietas profundas en el hormigón como consecuencia de corrosión avanzada en armadura principal, faltantes de estribos en la zona central de la viga, y existencia de tramos de armadura principal utilizados como separadores transversales. (Figuras 5 y 6).



Figuras 5 y 6. Estado de la Viga N° 15 previo a su reparación

Previo al inicio de los trabajos, se apuntaló la losa contigua a la viga, hacia el interior del sector; ante la imposibilidad de apuntalar el voladizo por la existencia de cañerías instaladas cuyos fluídos alimentan la planta industrial en forma continua, y no se permitían desmontar, se apuntaló la viga por medio de 3 caños de hierro de $\varnothing 5''$ cédula 40, rellenos de hormigón, equidistantes, que la atraviesan y la sostienen con pilares de iguales características arriostrados entre sí a la mitad de su altura como mínimo. (Figuras 7 y 8)



Figuras 7 y 8. Apuntalamiento de la viga N° 15

Una vez apuntalada la viga, se eliminó el hormigón afectado hasta descubrir la armadura principal y se picó el revestimiento lateral de la viga en coincidencia con los restos de los estribos, a los fines de descubrir la zona sana de los mismos para soldar los estribos de reposición.

Una vez repuestos los estribos faltantes (se sueldan 2 $\varnothing 8$ en U, a cada lado del estribo sano existente), manteniendo en todo momento la horizontalidad de la armadura principal (Figura 9)



Figura 9. Reposición de estribos en viga N° 15

Se limpió toda la superficie resultante (hormigón y hierro) con un sistema de hidroarenado, y finalmente con agua a presión, con el objetivo de eliminar partículas sueltas y los productos de la corrosión acumulados sobre las varillas.

La armadura se limpió hasta que quedara gris, notando que en pocas horas comenzaba el proceso de oxidación producto del ambiente circundante (Figura 10).

Se agregó en el centro de la primera capa de armadura, 1 ϕ 25 a los efectos de compensar la pérdida general de sección de los 4 ϕ 25 de esa capa.

En uno de los extremos de la viga, donde los estribos y la armadura principal no habían sido afectados por la corrosión, se soldó una platina, y a ésta última la nueva armadura de refuerzo (Figura 11).



Figura 10. Extremo con estribos sanos



Figura 11. Platina soldada

Una vez seco el hormigón, se aplicó sobre la armadura, un revestimiento anticorrosivo como protector contra la corrosión de la armadura.

Para devolver la sección de hormigón a la viga, se conformó el encofrado asegurando un recubrimiento de 4 cm.

Luego se realizó el colado de un mortero expansivo sin retracción con 40 % de gravilla de hasta ϕ 2 mm, siempre por el mismo lateral del encofrado, permitiendo que se expulse el aire por el lateral opuesto.

Al día siguiente, se retiran los encofrados laterales, y se continúa con el curado del hormigón.

En ambos laterales de la viga y sobre los estribos, se aplicó el puente de adherencia, y antes de transcurrido el tiempo por el adhesivo epóxico (Open Time) se aplicó un mortero de reparación a base de resinas epoxi en toda la superficie lateral dejándola pronta para pintar.

Se realizó un cateo en la losa sobre la zona superior de la viga afectada, a los efectos de determinar el estado de conservación de los hierros de la misma, y verificar la altura real de la viga, para realizar la comprobación estructural de la misma.

4. VIGA N° 21 y MENSULA SOPORTE DE VIGA N° 1

Una vez apuntalada la Viga N° 1, a ambos lados de la ménsula, se eliminó toda la armadura de esta última (Figura 12), que presentaban un estado de corrosión avanzada, generando espacio para agregar 3 varillas de hierro tratado $\varnothing 19$ para compensar la pérdida de sección de la armadura principal existente en la viga N° 21.

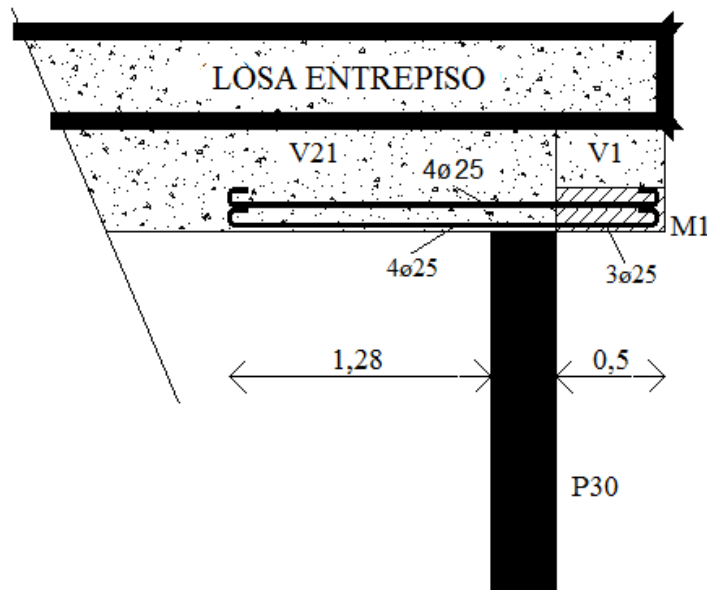


Figura 12. Detalle constructivo



Figuras 13 y 14. Estado de la Viga N° 21 una vez eliminada la reparación anterior.



Figura 15. Eliminación mecánica del hormigón afectado en la viga N° 21



Figura 16. Viga N° 21 después de la reposición de armadura principal y estribos.

En el extremo A, pilar N° 30 (Figura 1), se practicaron perforaciones pasantes para introducir la nueva armadura evitando soldaduras, mientras que en el extremo B (Viga N° 2), se amuró la misma con anclajes químicos hasta 15 cm de profundidad.

Para la reposición de estribos se procedió de igual forma que la indicada para la viga N° 15



Figuras 17 y 18. Viga N° 21, Pilar N° 30 y Ménsula antes y después de la intervención

Una vez concluidos los trabajos en el resto de la estructura del fulón, se selló la superficie de hormigón expuesta, con 3 manos de pintura epóxica de alta resistencia a los agentes químicos, que ha dado buenos resultados a la fecha.



Figuras 19 y 20. Vigas N° 2, 18 y 21 luego de las reparaciones

En el resto de las vigas se realizó el mismo procedimiento que en la viga N° 21, sin el agregado de armadura principal.

5. CONCLUSIONES

Las reparaciones ineficientes realizadas con anterioridad, oportunidad en la que no fue saneada la armadura afectada ni el hormigón agrietado, aumentaron el deterioro de los distintos elementos estructurales.

La falta de ventilación del referido sector impide la evacuación de la alta agresividad del ambiente circundante, que está en contacto permanente con la estructura.

Todas las acciones que se tomen, ya sean correctivas o preventivas, no van a eliminar la posibilidad de aparición de corrosiones puntuales en el futuro. En los casos de aparición de síntomas, hay que intervenir con acciones correctivas nuevamente, para lo cual se recomienda que tanto las estructuras reparadas, como las que aún no han sido intervenidas, sean monitoreadas en forma periódica.

6. RESULTADOS

Todos los trabajos fueron realizados por una empresa constructora local, que si bien no había realizado anteriormente este tipo de reparaciones profundas ni utilizado los productos recomendados por la Dirección Técnica de las Obras, cumplió en tiempo y forma con el objeto del llamado.

Los Directivos de la Planta Industrial que inicialmente pensaron en reparar únicamente la viga con desprendimiento de masa, comprendieron la problemática y el riesgo que presentaba para sus operarios e inhabilitaron el fulón del sector de referencia para que éste fuera intervenido en su totalidad.

7. REFERENCIAS

CYTED (1997), *Manual de Inspección, Evaluación y Diagnóstico de Corrosión en Estructuras de Hormigón Armado*.

Helene P., Pereira F. (2007), *Rehabilitación y Mantenimiento de Estructuras de Concreto*.



Avaliação teórico-experimental da deformação por fluência de concretos auto-adensáveis

A. L. N. Ferraz¹, M. P. Barbosa², F. M. Salles³, N. O. Pinto Jr.⁴

¹Universidade do Estado de Mato Grosso (Unemat), Brasil.

²Universidade Estadual Paulista (Unesp), Brasil.

³Laboratório Cesp de engenharia Civil (Cesp), Brasil.

⁴Universidade Estadual de Campinas (Unicamp), Brasil.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i3.19>

Artículo recibido el 21 de Julio de 2011, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 15 de Septiembre de 2011. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el segundo número del 2012 siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del primero de 2012.

© 2011 Alconpat Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 1, No. 3, Septiembre – Diciembre 2011, es una publicación cuatrimestral de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, Internacional, A.C., Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, Tel.5219997385893, alconpat.int@gmail.com.
Página Web: www.alconpat.org
Editor responsable: Dr. Pedro Castro Borges.
Reserva de derechos al uso exclusivo No.04-2013-011717330300-203, eISSN 2007-6835, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derecho de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Unidad de Informática ALCONPAT, Ing. Elizabeth Sabido Maldonado, Km. 6, antigua carretera a Progreso, Mérida Yucatán, C.P. 97310, fecha de publicación: 30 de Octubre de 2011.

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.

RESUMO

O comportamento de concretos auto-adensáveis de classes de resistências diferentes – 35 e 55 MPa – são avaliados em relação à deformação sob carregamento lento, fluência básica, nas idades de 7, 14, 28 e 56 dias, e em relação as deformações devidas a retração por secagem. Ensaio de resistência à compressão, resistência à tração, e módulo de elasticidade foram executados para a caracterização mecânica complementar dos compósitos. Os ensaios de retração se mostraram adequados, apresentando curvas semelhantes com valores de deformação ligeiramente inferiores para os traços com água/cimento igual a 0,45 (concreto “B”). As deformações sob carga (fluência) foram maiores nos concretos com maior relação água/cimento, e menor módulo de elasticidade (concreto “A”). Os corpos-de-prova de idades mais avançadas apresentaram valores menores de fluência. As curvas de fluência apresentaram melhor estabilização nos corpos-de-prova de 28 e 56 dias. Os valores dos coeficientes calculados pela NBR 6118 (ABNT, 2003) apresentaram boa correlação com os coeficientes calculados experimentalmente.

Palavras-chave: fluência; retração; deformações em concretos; concreto auto-adensável.

ABSTRACT

The performance of self-compacting concretes of different classes – 35 e 55 MPa – were evaluated in relation to deformation under slow loading, basic creep, at ages of 7, 14, 28 and 56 days, and in relation to deformation due to shrinkage by drying. Test of compressive strength, tensile strength and elastic modulus were performed on the composites. The shrinkage results were appropriate, presenting similar curves with deformation values slightly lower for mixtures of water/cement equal to 0,45 (concrete “B”). The deformations under load (creep) were higher in the concretes with higher water/cement ratios and lower elastic moduli (concrete “A”). The more aged elements showed lower values of creep; the creep curves showed better stability in the elements with 28 and 56 days. The values of coefficients calculated as per NBR 6118 (ABNT, 2003) showed good correlation with the coefficients calculated experimentally.

Keywords: creep; shrinkage; deformations in concretes; self-compacting concrete.

Autor de contacto: M. P. Barbosa (mbarbosa@dec.feis.unesp.br)

1. INTRODUÇÃO

O emprego do Concreto Auto-Adensável (CAA), seja na indústria de pré-fabricados, seja em canteiros de obra, é uma realidade dos dias de hoje na Europa, Japão, Estados Unidos e, vem crescendo cada vez mais nos países da América do Sul. A necessidade de avaliar seu comportamento reológico e mecânico, sobretudo em relação à fissuração devido à retração e à fluência do material, motivou a realização deste estudo.

Uma das características do CAA, que lhe permite ser lançado facilmente sem necessidade de vibração ou outros meios de compactação, mantendo-se homogêneo, coeso e sem segregação (Su et al., 2001; Okamura, 1997), é a alta fluidez que este material oferece. Embora existam modificações nas proporções das misturas, faz-se necessário a utilização de aditivos superplastificantes na sua produção, assim como um aumento na proporção de materiais finos. De acordo com Su et al. (2001), uma dosagem adequada de superplastificante tende a aumentar a fluidez, a habilidade de autocompactar-se e a resistência à segregação do concreto no estado fresco.

Nos projetos de estruturas de concreto, o conhecimento das propriedades dos materiais é primordial para sua perfeita segurança, sendo que, o valor da fluência e da retração são parâmetros importantes em diversos casos. Embora seja possível encontrar na literatura internacional trabalhos sobre as deformações lentas e fissuração do concreto de auto-desempenho, no Brasil são poucos os dados disponíveis sobre esse assunto.

A qualidade geral do concreto e a influência do processo de hidratação, dependente do tempo, são funções importantes da deformação do concreto primariamente. Fatores adicionais tais como condições do ambiente, tamanho e forma do elemento, histórico de tensões, mistura do concreto, etc., também afetam o comportamento deformacional das estruturas de concreto.

No concreto as deformações podem ser viscoelásticas parcialmente reversíveis, consistindo de uma fase viscosa e de outra elástica e plástica não reversível (Neville, 1997). Além das deformações próprias causadas pela perda de água (retração) e pela variação de temperatura, existem também as deformações por cargas aplicadas. As deformações elásticas iniciais são seguidas das deformações viscoelásticas do concreto, denominada fluência. A fluência é o aumento da deformação ao longo do tempo, com tensão constante (deformação/carga). A fluência básica é a deformação sob carga quando o corpo-de-prova encontra-se selado, ou seja, quando este não perde umidade para o meio externo, sendo o processo de hidratação responsável pela redução da umidade no interior do elemento. Outra propriedade que não pode ser desprezada do concreto é a retração. A retração do concreto é a diminuição de volume devido à evaporação do excesso de água que não é consumida no processo de hidratação do cimento, sendo uma deformação que independe do carregamento. Ela é normalmente dividida em dois tipos, “a retração por secagem” e “retração autógena”.

A “retração por secagem” é a variação de volume observada no concreto quando este é submetido à variação de umidade, mantida a temperatura, sem nenhuma espécie de carregamento. A “Retração autógena” é definida como a mudança de volume sob temperatura constante, e sem perda de umidade da mistura cimentícia para o meio ambiente, causada pela redução da umidade relativa no interior dos poros em decorrência da evolução da hidratação do cimento.

Segundo Persson (2005), os coeficientes de fluência e retração do CAA são iguais aos do concreto convencional, o que pode ser justificado pelos fatores que afetam as deformações como idade, tipo e quantidade de agregado, ambiente, maturidade, umidade, porosidade, entre outros. Por outro lado, Seng e Shima (2005), avaliaram a fluência e retração em CAA com diferentes quantidades de fíler calcáreo, e concluíram que, a composição de concreto auto-adensável que utilizou maior quantidade de fíler calcáreo apresentou maior fluência; sendo os coeficientes de

fluência proporcionais à quantidade de fíler utilizado. Os autores também observaram que a fluência do CAA é maior que a do concreto convencional, mesmo no concreto convencional que contém o mesmo volume de fíler, diferindo de outros autores.

Existe, pois, uma certa divergência em relação aos coeficientes de fluência no CAA. Entretanto, no dimensionamento de estruturas de concreto, é fundamental conhecer seu comportamento quanto às deformações lentas. Nas normas internacionais (American Concrete Institute-ACI 318-05), e Brasileiras (NBR 6118, 2003) estão incluídos como parâmetros de cálculo, as deformações do concreto. Com relação à deformação lenta, conhecer o coeficiente de fluência é importante para que o projetista possa prever perdas de tensão em peças protendidas, prever as deformações no caso de descimbramento (Kalintzis, 2000). Portanto, conhecer o comportamento do concreto auto-adensável frente à fluência é um dos requisitos para que se possa, nas Normas Brasileiras de dimensionamento de estruturas de concreto armado e protendido, fornecer parâmetros condizentes com o comportamento desse material.

De acordo com o CEB-FIP (1990), o coeficiente de fluência de um concreto de elevado desempenho ($f_{ck} = 80$ MPa) é cerca de 25% menor do que o de um concreto de resistência normal. No Brasil não há registro de dados a esse respeito. A revisão da norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2003) praticamente mantém as recomendações já existentes anteriormente, e atende a concretos com f_{ck} até 50 MPa, apenas. Neste trabalho procurou-se, inicialmente, avaliar as deformações, a retração e a fluência básica, de concretos auto-adensáveis de diferentes classes de resistência, posteriormente objetivou-se calcular os coeficientes experimentais comparando estes valores com os coeficientes calculados pela NBR 6118.

2. MATERIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL

Dois tipos de concreto foram avaliados: um concreto com teor de argamassa de 71% em volume, relação água/cimento de 0,45, relação água/finos de 0,36, apresentando resistência à compressão aos 28 dias de 55 MPa, e um concreto com teor de argamassa de 72% em volume, relação água/cimentos 0,64, relação água/finos igual a 0,41, e resistência à compressão de 35 MPa aos 28 dias.

2.1 Materiais

O cimento utilizado foi um cimento de alta resistência inicial, CPV – ARI Plus, cujas características físicas e químicas estão apresentadas na tabela 2. O fíler utilizado é de origem basáltica com massa específica de $2,86 \text{ g/cm}^3$, e 39,9% de material retido na peneira de 0,075 mm de diâmetro, cujo ensaio de granulometria a laser encontra-se apresentado na Figura 1. μ

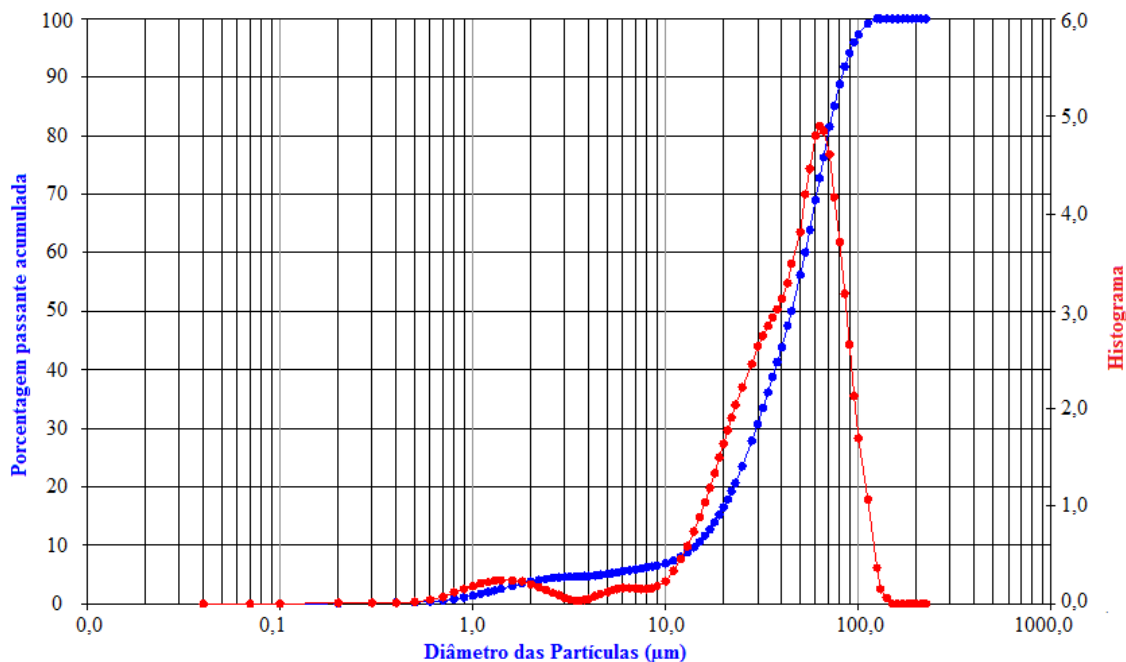


Figura 1. Curva granulométrica do filler

Os agregados utilizados, cujas curvas granulométricas são apresentadas nas figuras 2 e 3, foram a areia média do Rio São José dos Dourados, de origem granítica, e brita de origem basáltica cuja caracterização encontra-se na tabela 1.

O aditivo superplastificante utilizado tem como base uma cadeia de éter carboxílico modificado e foi desenvolvido para o concreto em geral, especialmente para indústria de pré-moldados e concretos protendidos, onde se requer maior durabilidade e desempenho, sendo também indicado para produção de C.A.A. Ele é isento de cloretos e atende às prescrições da norma ASTM C 494 (tipos A e F), ASTM C 107.

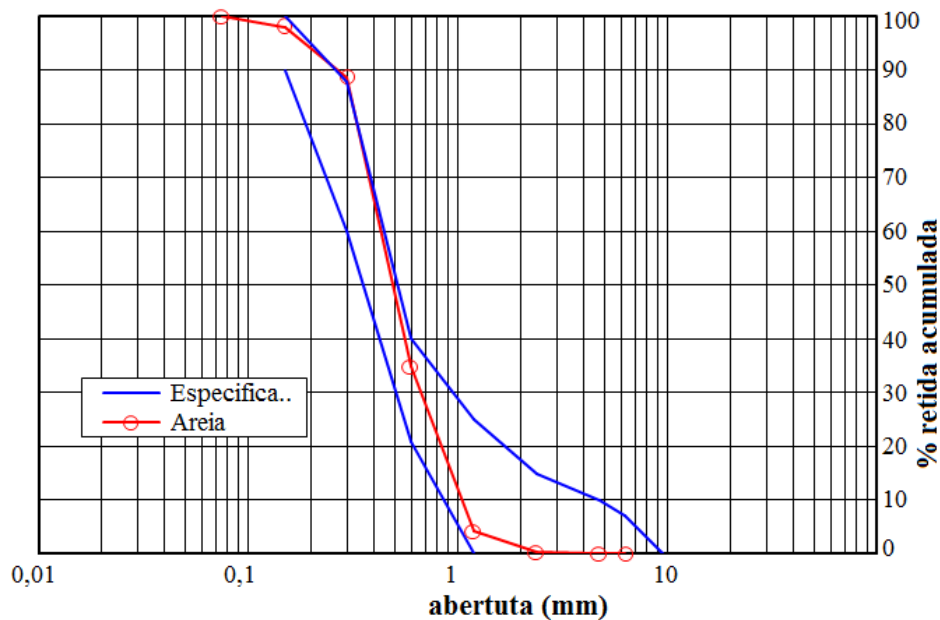


Figura 2. Curva granulométrica do agregado miúdo

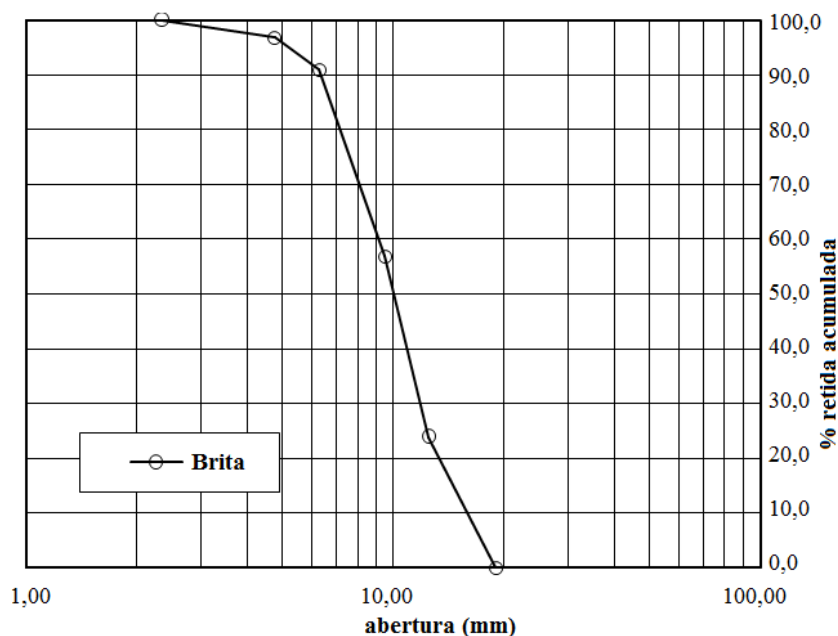


Figura 3. Curva granulométrica do agregado graúdo

Tabela 1. Caracterização dos agregados

		Brita 1	Areia
Granulometria (% retida acumulada)	Abertura das peneiras (mm)	38,1	0
		32,0	0
		25,4	0
		19,0	0
		12,7	23,8
		9,51	56,9
		6,30	91,0
		4,76	96,8
		2,38	100
		1,19	100
		0,595	100
		0,297	100
		0,149	100
0,075	100		
fundo	100		
Diâmetro máximo característico (mm)		19,0	2,38
Módulo de finura		6,54	2,59
Massa específica s.s.s (g/cm ³)		2,917	2,638
Massa específica seca (g/cm ³)		2,881	2,650
Massa específica aparente (g/cm ³)		2,987	2,631
Massa unitária solta (g/cm ³)		1,569	1,414
Absorção de água (%)		1,23	0,28
Material pulverulento (%)		0,54	0,15

Com relação às propriedades do concreto no estado fresco, a capacidade do aditivo de redução de água (40% aproximadamente) melhora as propriedades mecânicas do compósito, mantendo a trabalhabilidade, sem segregação e exsudação. A dosagem recomendada é de 0,5 a 1,0 litros, para cada 100 kg de material cimentício.

Tabela 2. Propriedades físicas e químicas do cimento utilizado

Propriedades Químicas		Propriedades físicas	
Perda ao fogo (%)	3,24	Finura peneira 200 (%retida)	0,32
Insolúveis (%)	0,26	Finura peneira 325 (%retida)	1,32
SiO ₂ (%)	19,10	Blaine (cm ²)	4072
Fe ₂ O ₃ (%)	3,00	Massa específica aparente (g/ cm ³)	0,94
Al ₂ O ₃ (%)	6,24	Massa específica absoluta (g/ cm ³)	3,12
CaO (%)	64,94	Início de pega (min)	132
MgO (%)	0,76	Finura peneira 200 (%retida)	0,32
SO ₃ (%)	2,74	Finura peneira 325 (%retida)	1,32
Na ₂ O (%)	0,11		
K ₂ O (%)	0,77		
Equiv. Alcalino Na ₂ O (%)	0,62		
Cal livre em CaO (%)	1,46		

2.2 Materiais e Programa Experimental

2.2.1 Concreto - Relação água/Cimento.

As relações água/cimento foram obtidas de acordo com as resistências à compressão pretendidas de 35 MPa e 55 MPa. Utilizou-se a expressão dada pela equação 1, em função da resistência à compressão aos 28 dias, referentes ao Cimento Portland Brasileiro de alta resistencia (Melo, 2005), equivalente ao Cimento Portland classe III (ASTM C150).

$$a/c = 1,03 \cdot \log \left(\frac{147,32}{f_{c28}} \right) \quad (1)$$

A dosagem do concreto resultou nos traços apresentados na Tabela 3, que emprega uma relação água/cimento de 0,64 para obter um concreto classe B 35/45 (resistência à compressão expressa em MPa), e uma relação a/c de 0,45 para o concreto de 55 MPa, agora denominados A e B, respectivamente.

Tabela 3. Composição e denominação dos traços de C.A.A.

Relação água/cimento	Volume de concreto (L)	Massa de cimento (Kg)	Massa de Filer (Kg)	Massa de Areia (Kg)	Massa de Brita (Kg)	Massa de Água (Kg)	Teor de aditivo (L)	Designação do concreto
0,45	1000	459,07	175,05	781,37	845,93	213,59	3,00	Concreto B
0,64	1000	347,20	211,82	827,36	816,76	229,16	2,10	Concreto A

2.2.2 Produção do Concreto.

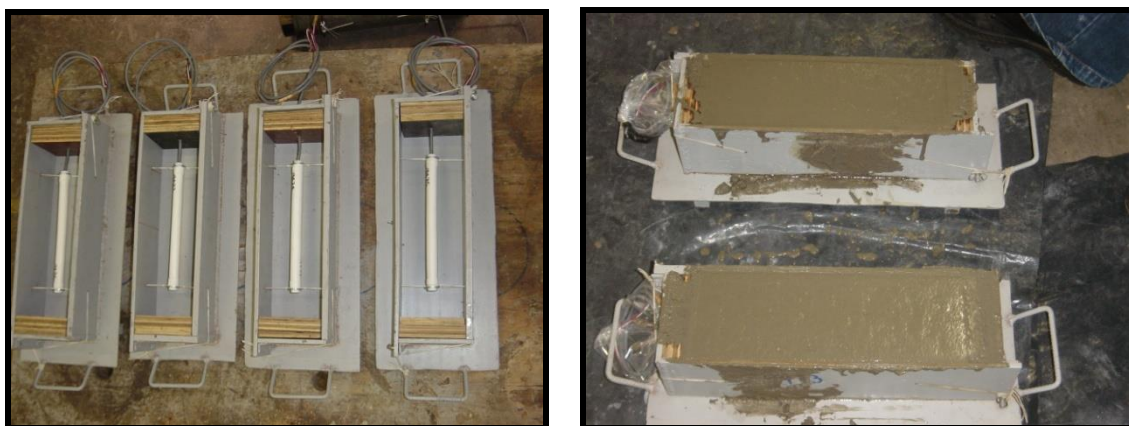
A produção do concreto obedeceu as seguintes etapas: determinação do teor de agregado graúdo; ajuste da porcentagem de aditivo; e avaliação do concreto de acordo com as propriedades requeridas. Numa primeira fase foram produzidos 20 litros de concreto para o ajuste do teor de brita e de aditivo, e em seguida, foram produzidos 80 litros de concreto para a elaboração dos corpos de prova para os ensaios de fluência, retração, resistência à compressão, resistência à tração, e Módulo de elasticidade.

O tempo de mistura para preparo dos compósitos foi realizado em 16 minutos: Agregado graúdo e 80% da água (1 minuto); Cimento, fíler e 15% da água, (1 minuto e 30 segundos); Areia e pó de pedra (1 minuto e 30 segundos); Remoção do material aderido às pás e paredes da betoneira, que permanecia desligada (3 minutos); Betoneira acionada (2 minutos); incorporação da primeira parcela do aditivo e restante da água, (3 minutos); Segunda parcela do aditivo (4 minutos).

2.2.3 Ensaios de Retração por Secagem

Os ensaios de retração por secagem foram realizados de acordo com a norma MERCOSUL NM 131:97, a qual define a retração hidráulica como sendo “a redução de volume observada quando o concreto é submetido a uma perda de umidade e mantido à temperatura constante, sem nenhuma espécie de carregamento”.

Para cada uma das composições de concreto foram moldados dois corpos-de-prova prismáticos de 150x150x600 mm, os quais foram desmoldados e colocados em recipientes com água saturada de cal, à temperatura de $23,0 \pm 2,0$ °C, por 30 minutos, antes de se proceder à leitura do comprimento inicial. Realizada esta leitura, os mesmos, foram novamente estocados em recipientes com água, até a idade de 28 dias. Ao fim do período de cura (28 dias), foi tomada a segunda leitura de comprimento. A seguir, os corpos de prova foram transferidos e estocados em sala climatizada ($23,0 \pm 2,0$ °) e com umidade relativa igual a $50 \pm 4\%$. As medidas das deformações foram realizadas com o auxílio de extensômetros tipo Carlson, embutidos no concreto. Foram realizadas leituras diárias até a estabilização das deformações, sendo primordial, o uso cuidadoso dos instrumentos medidores e calibradores, sob as mesmas condições de temperatura. As figuras de 4 e 5 ilustram as etapas da moldagem dos corpos-de-prova para ensaio de retração.



Figuras 4 e 5. Detalhes de extensometria e da concretagem dos corpos de prova para ensaio de retração.

2.2.4 Ensaio para Determinação da Fluência

Nos ensaios de fluência básica, realizados de acordo com a norma NBR 8224 /83 - Determinação da Fluência (ABNT, 1983), os corpos de prova foram selados conforme ilustram as figuras 6 e 7. Das prescrições desta norma pode-se destacar a necessidade de realização de ensaios complementares de resistência à compressão e de módulo de elasticidade. Os corpos-de-prova cilíndricos, com relação altura/diâmetro > 2 são instrumentados com extensômetros embutidos nos mesmos, para medida das deformações. A tensão de carregamento é igual a $40 \pm 2\%$ da resistência à compressão do concreto na idade de carregamento. Para a determinação da deformação por retração autógena, utilizam-se dois corpos de prova, munidos de dispositivos de medição da deformação que permanecem descarregados durante todo período de ensaio. A deformação por fluência básica em qualquer idade foi calculada segundo a equação 2:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_t - \varepsilon_i - \varepsilon_s \quad (2)$$

Onde:

ε_{cc} – deformação por fluência básica; ε_t – deformação total a partir da leitura de referência nos corpos-de-prova sob carregamento, na idade considerada; ε_i – deformação imediata medida no ato da aplicação da carga; ε_s – deformação média dos corpos-de-prova complementares não submetidos a carregamento (retração autógena).

Para medida das deformações e da temperatura no interior dos corpos-de-prova de concreto foram utilizados extensômetros tipo Carlson, modelo M4. Os moldes cilíndricos foram envolvidos por borracha cuidadosamente colocada para isolamento total do corpo-de-prova. Com auxílio de barbantes, os extensômetros foram posicionados no interior do corpo-de-prova. Os fios dos extensômetros saem do corpo-de-prova pelo orifício inferior e são devidamente isolados do contato com água ou concreto. Durante a concretagem, o concreto é lançado com cuidado para não alterar o posicionamento dos extensômetros. Na Figura 6 pode-se observar o esquema de colocação dos extensômetros no corpo-de-prova, e na Figura 7 os detalhes da concretagem e nivelamento destes enquanto que a Figura 8 ilustra a sala de ensaios de fluência do Laboratório Cesp de Engenharia civil (LCEC).

Os corpos-de-prova são submetidos ao carregamento em sala climatizada, o carregamento é executado por meio de macacos hidráulicos, as leituras de deformação (medida fornecida em valores de resistência elétrica Ω (ohms), para posterior conversão em medidas de deformação (ε_t)) foram realizadas periodicamente para determinação da curva de deformação sob carga x idade. A aparelhagem de execução deste ensaio encontra-se melhor detalhada na NBR 8224.



Figuras 6 e 7. Detalhes da Extensometria e da concretagem e nivelamento dos corpos de prova selados dos ensaios de fluência.



Figura 8. Sala de Fluência do Laboratório CESP de Engenharia Civil(LCEC).

2.2.5 Métodos para Previsão da Fluência e da Retração por Secagem

Os métodos para previsão da fluência e da retração, encontrados nas normas nacionais e internacionais de concreto, dão suporte para a rápida estimativa destes valores quando não existem tempo e laboratórios para a realização de ensaios experimentais.

Os coeficientes de fluência foram calculados de acordo com a metodologia proposta pela NBR 6118/2003. Estes coeficientes calculados pela norma foram comparados com os coeficientes de fluência básica experimentais, que são encontrados inserindo os valores dos ensaios na equação 3 abaixo:

$$\varphi(t) = \frac{\varepsilon_{\text{total}}(t) - \varepsilon_i - \varepsilon_s(t)}{\varepsilon_i} \quad (3)$$

onde:

$\varepsilon_{\text{total}}(t)$ = deformação total medida nos corpos de prova carregados

$\varepsilon_i(t)$ = deformação inicial medida no momento do carregamento dos corpos de prova ($t=t_0$)

$\varepsilon_s(t)$ = deformação por retração autógena medida em corpos de prova mantidos selados e descarregados

3. RESULTADOS

3.1 Ensaios das Propriedades Mecânicas dos Concretos

A tabela 4 apresenta os resultados dos ensaios das propriedades mecânicas, referentes aos dois tipos de concreto, A e B, os quais foram realizados nas idades de 3, 7, 14, 28, 90, e 180 dias.

Tabla 4. Resultados das propriedades mecânicas dos concretos A e B

Ensaio	Resistência à compressão (MPa)		Resistência à tração (MPa)		Modulo de Elasticidade (GPa)	
	Concreto A	Concreto B	Concreto A	Concreto B	Concreto A	Concreto B
Traço						
Idade						
3 dias	23	38,1	2,4	4	*	*
7 dias	27	43,8	2,6	4,3	*	*
14 dias	30,5	48,8	3	5,2	23,8	33,3
28 dias	33,3	52,1	3,3	5,4	29,4	35,8
90 dias	35,2	58,3	3,5	5,7	*	*
180 dias	37,4	59,2	3,6	5,7	30,2	38,5

*Observação: ensaios não realizados nesta idade

Os resultados de resistência à compressão aos 28 dias ficaram próximos a 35 MPa e a 55 MPa para os concretos tipo A e B, respectivamente. Os resultados de resistência à tração apresentaram valores compatíveis, em torno de 10% dos valores encontrados para resistência à compressão. Os valores de módulo de elasticidade apresentaram pouca variação dos 28 dias até os 180 dias, o que também ocorreu com os resultados de resistência, o que demonstra certa estabilização mecânica depois dos 28 dias.

3.2 Ensaio de Retração por secagem

A figura 9 apresenta os resultados de retração (através do gráfico de deformação x idade) realizados para os concretos A e B, respectivamente. Foram monitorados, para cada tipo de concreto, dois corpos-de-prova, sendo as respectivas curvas a média dos valores dos dois corpos de prova de cada tipo de concreto.

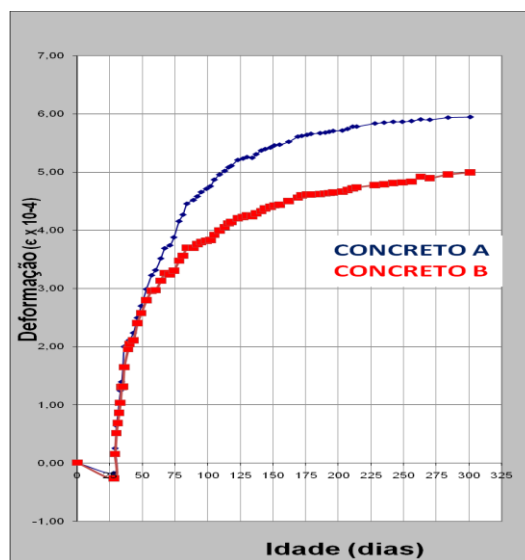


Figura 9. Comparação da Retração entre os A e B.

A variação negativa da deformação por retração, observada no início dos ensaios (período de 0 a 28 dias) deve-se à imersão dos corpos-de-prova em água, segundo especifica a norma MERCOSUL NM 131:97. O concreto que apresentou menor resistência à compressão e menor módulo de elasticidade (Concreto A) foi aquele que apresentou resultados levemente superiores.

Mehta e Monteiro (1994) relatam que concretos com maiores teores de argamassa geralmente apresentam maiores taxas de deformação, o concreto B possui 70% de argamassa, enquanto o concreto A possui 72% de argamassa, provavelmente a diferença no teor de argamassa proporcionou uma maior deformação por retração no concreto A.

Os concretos auto-adensáveis apresentaram retração ligeiramente superior, aos resultados de concretos convencionais, com resistência mecânica similar, encontrados na literatura (Silva, 2007), ressaltando a influência dos materiais utilizados nos diferentes estudos; O elevado teor de argamassa do C.A.A. (maior ou igual a 70%) resulta em maiores valores de deformação por retração.

3.3 Ensaio de fluência

As figuras 10(a) e 10(b) apresentam os resultados dos corpos-de-prova que não foram submetidos a carregamento.

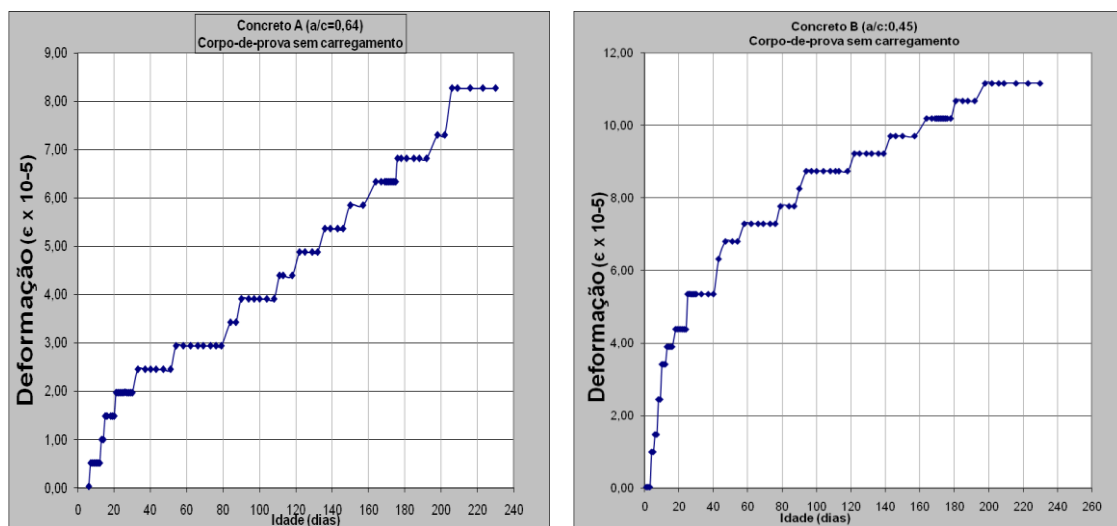
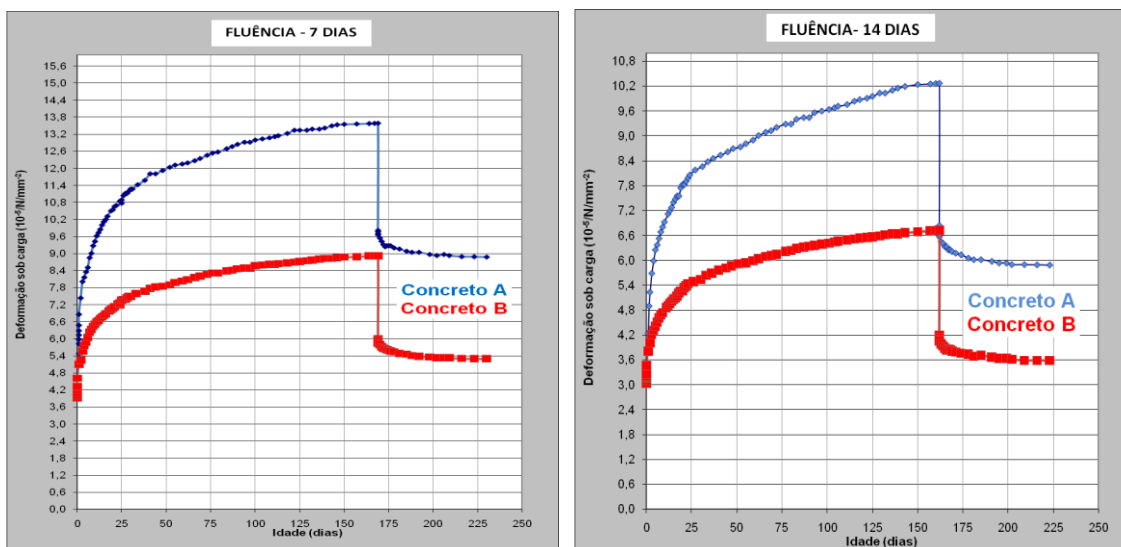


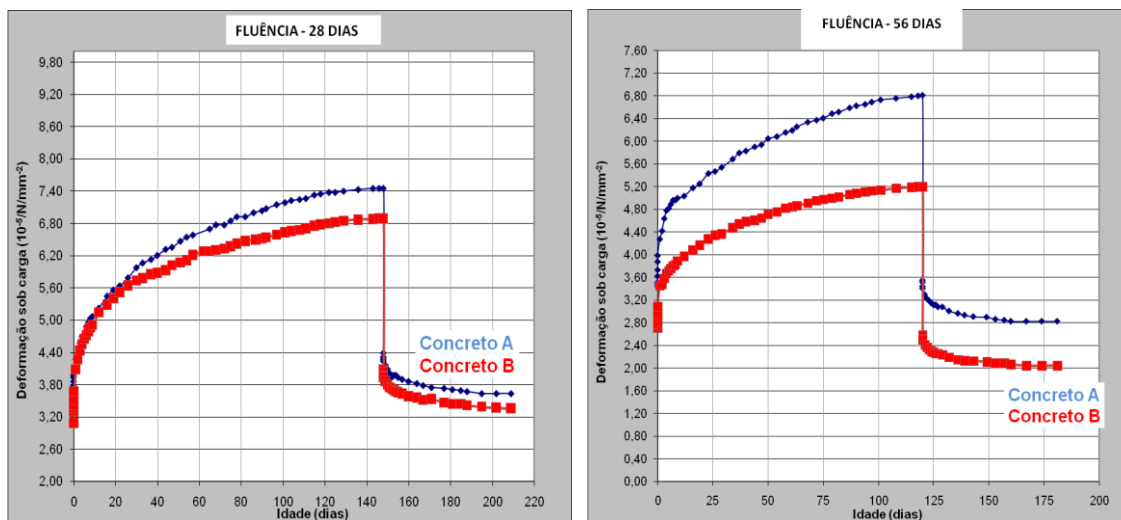
Figura 10. Deformação do corpo de prova não carregado (deformação por retração autóloga) (a) Concreto A; (b) Concreto B

A figura 10 mostra que, quando se analisam elementos isolados (sem perda de água para o meio ambiente) e sem carregamento (onde os parâmetros mecânicos dos compósitos perdem importância), os traços com maior quantidade de cimento (Concreto B) demandam maior quantidade de água, ocasionada, provavelmente, pela maior velocidade de formação dos compostos hidratados de cimento (silicato de cálcio hidratado e aluminatos de cálcio hidratado), ocasionando assim maiores deformações (Concreto B), deformação final igual a aproximadamente 11×10^{-5} , e deformação final igual a aproximadamente 8×10^{-5} . (concreto A) Nas figuras a seguir (11 a 14) são apresentados o comportamento com relação à fluência sob carregamento ao longo do tempo. Cada gráfico corresponde a média de dois corpos-de-prova. Foram ensaiados no total dezesseis corpos-de-prova, o que totalizou oito corpos de prova por composição por idade do concreto (7, 14, 28, e 56 dias).



Figuras 11 e 12– Comparação da fluência básica dos concretos A e B carregados aos 7 dias, e 14 dias, respectivamente.

As figuras 11 e 12 retratam que o carregamento poderia ter permanecido por mais tempo para melhor estabilização da fluência básica, principalmente aos 14 dias. Por outro lado, as estabilizações das deformações sob carga máximas do concreto B, e as estabilizações das deformações residuais de ambos os concretos mostraram-se adequadas, com a repetição das 3 últimas leituras. Os corpos-de-prova de maior resistência, e de maior módulo de elasticidade (Concreto B) apresentaram deformações sob carga máximas em torno de $8,8 \times 10^{-5}/N/mm^2$, no ensaio iniciado aos sete dias, e $6,8 \times 10^{-5}/N.mm^2$ no ensaio de 14 dias, menores que os valores do concreto A ($13,6 \times 10^{-5}/N/mm^2$, no ensaio iniciado aos sete dias, e $10,4 \times 10^{-5}/N/mm^2$ no ensaio de 14 dias).



Figuras 13 e 14. Comparação da fluência básica dos concretos A e B carregados aos 28, e 56 dias, respectivamente.

A figura 13 mostra que os ensaios de fluência iniciados aos 28 dias apresentaram estabilizações adequadas (repetição das 3 últimas leituras) tanto nas máximas deformações sob carga, quanto nas deformações residuais. Observa-se que os corpos-de-prova de menor relação água/cimento (Concreto B), apresentaram valores menores para as deformações sob cargas máximas, em torno

de $6,8 \times 10^{-5}/N/mm^2$, que o concreto A, cujos valores de deformação sob carga são da ordem de $7,5 \times 10^{-5}/N/mm^2$. Esta diferença entretanto, foi menor quando comparada com a apresentada nas idades de 7 e 14 dias.

A figura 14 apresenta os resultados experimentais dos ensaios de fluência básica iniciados aos 56 dias. Pode-se observar que houve uma estabilização adequada tanto nas máximas deformações sob carga, quanto nas deformações residuais, com o concreto A necessitando de mais tempo para se estabilizar, tempo este superior a 100 dias de ensaio. Os corpos-de-prova do concreto B novamente apresentaram valores de deformação máxima sob carga inferiores aos do concreto A, ou seja de $5,2 \times 10^{-5}/N/mm^2$ contra $6,8 \times 10^{-5}/N/mm^2$. Observou-se também que o tempo de início do carregamento leva a valores menores de deformações sob carga finais e residuais, devido ao incremento das propriedades mecânicas com o tempo.

3.3.1. Parâmetros de fluência

A Tabela 5 apresenta os parâmetros de fluência obtidos nos ensaios experimentais realizados aos 7, 14, 28, e 56 dias nos concretos A e B.

Tabela 5. Parâmetros de fluência

Traço (a/c)	Idade (dias)	(ϵ_i)	(ϵ_t)	(ϵ_s)	(ϵ_{cc})
Concreto A	7 dias	0,0007	0,0017	0,00008	0,00092
Concreto B	7 dias	0,00075	0,0016	0,00011	0,00074
Concreto A	14 dias	0,00057	0,00127	0,00008	0,00062
Concreto B	14 dias	0,00063	0,00132	0,00011	0,00058
Concreto A	28 dias	0,00048	0,000932	0,0008	0,000372
Concreto B	28 dias	0,00069	0,001358	0,00011	0,000558
Concreto A	56 dias	0,00048	0,000917	0,00008	0,000357
Concreto B	56 dias	0,00061	0,00114	0,00011	0,00042

3.4 Comparação entre os coeficientes experimentais e os coeficientes fornecidos pelas normas

De acordo com a NBR 6118 o cálculo dos coeficientes de fluência depende de vários fatores, tais como umidade, temperatura, área do elemento estrutural, espessura, idade, entre outros. Com base nas diversas informações da estrutura foram calculados alguns coeficientes preliminares (ϕ_a , ϕ_f , ϕ_d , ϕ_{1c} , ϕ_{2c}) para que se possa estimar o coeficiente de fluência (ψ). Estes coeficientes dependem de alguns fatores conforme apresentado a seguir:

- Φ_a ou coeficiente de fluência rápida: varia de acordo com o tipo de cimento, idade fictícia, e temperatura média;
- ϕ_f ou coeficiente de fluência irreversível: depende da umidade relativa, espessura fictícia, e consistência do concreto. Observa-se aqui que a norma NBR 6118[7] especifica valores máximos de abatimento de 15 cm, o que não atende o abatimento dos concretos fluidos; ϕ_d ou coeficiente de fluência reversível: depende apenas do tempo de carregamento; ϕ_{1c}^1 ou

^{1,2} * ϕ_{1c} e ϕ_{2c} entram no cálculo da determinações de ϕ_f

coeficiente que depende da umidade relativa e da consistência do concreto; ϕ_{2c^2} ou coeficiente que depende da espessura fictícia da peça.

O coeficiente de fluência (ϕ) é encontrado pela soma de ϕ_a , ϕ_f , ϕ_d , e a deformação por fluência, válida para $t_0 = 28$ dias, dada pela equação 4, ou seja

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccd} + \varepsilon_{ccf} = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \phi(t, t_0) \quad (4)$$

A Tabela 6 apresenta os valores dos coeficientes (ϕ_a , ϕ_f , ϕ_d , ϕ_{1c} , ϕ_{2c} , e ϕ) calculados de acordo com a NBR 6118 para os concretos A e B, enquanto que na Tabela 7 estão listados os valores dos coeficientes de fluência calculados experimentalmente, usando-se a equação 3 com os resultados dos concretos A e B apresentados na Tabela 5. As figuras 15 e 16 apresentam os gráficos comparando os dois concretos.

Tabela 6. Coeficiente de fluência calculados de acordo com NBR 6118

Traço (a/c)	Idade (dias)	ϕ_a	ϕ_f	ϕ_d	ϕ_{1c}	ϕ_{2c}	Coeficiente de fluência (ϕ)
Concreto A	7	0,2806	0,8957	0,3681	1,6	1,217817	1,5444
Concreto B	7	0,2806	0,8957	0,3681	1,6	1,217817	1,5444
Concreto A	14	0,1995	0,6820	0,36692	1,6	1,217817	1,24842
Concreto B	14	0,1995	0,6820	0,36692	1,6	1,217817	1,24842
Concreto A	28	0,1312	0,468658	0,364183	1,6	1,217817	0,964041
Concreto B	28	0,1312	0,468658	0,364183	1,6	1,217817	0,964041

Tabla 7. Valores dos Coeficientes de fluência calculados por meio dos resultados experimentalmente

Traço (a/c)	Idade (dias)	ε_i	ε_t	ε_s	ε_{cc}	Coeficiente de fluência (ψ)
Concreto A	7 dias	0,0007	0,0017	0,00008	0,00092	1,3143
Concreto B	7 dias	0,00075	0,0016	0,00011	0,00074	0,9867
Concreto A	14 dias	0,00057	0,00127	0,00008	0,00062	1,0877
Concreto B	14 dias	0,00063	0,00132	0,00011	0,00058	0,9206
Concreto A	28 dias	0,00048	0,000932	0,0008	0,000372	0,7750
Concreto B	28 dias	0,00069	0,001358	0,00011	0,000558	0,8087
Concreto A	56 dias	0,00048	0,000917	0,00008	0,000357	0,7438
Concreto B	56 dias	0,00061	0,00114	0,00011	0,000420	0,6885

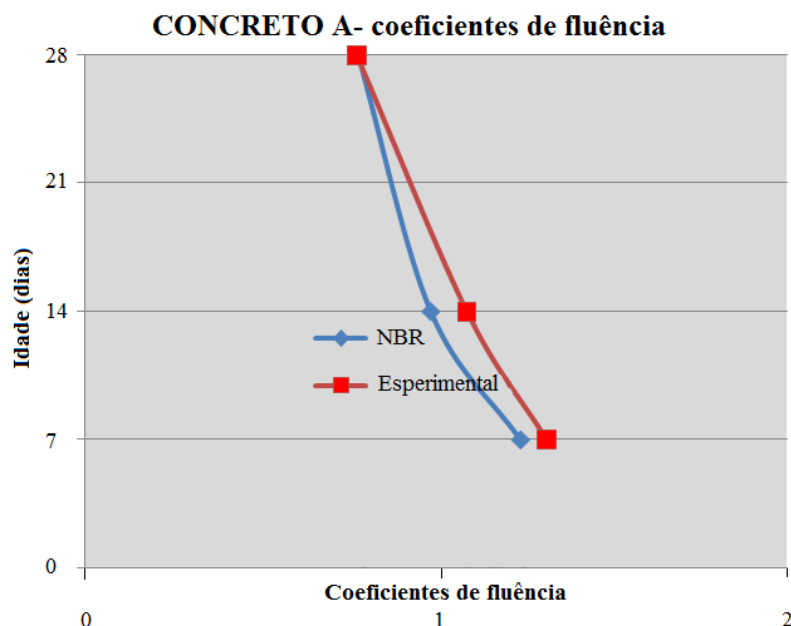


Figura 15. Variação dos coeficientes de fluência (concreto A).

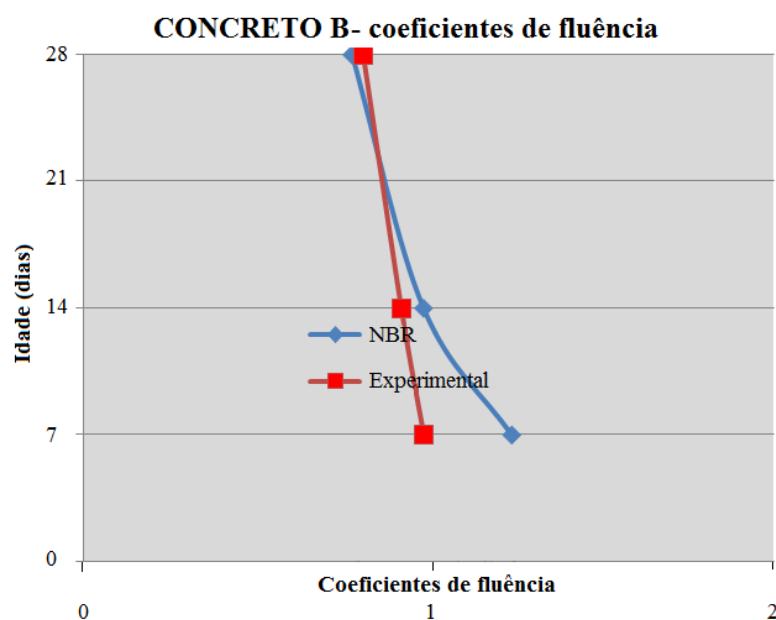


Figura 16. Variação dos coeficientes de fluência (concreto B).

4. DISCUSSÕES E CONCLUSÕES

Os ensaios de retração se mostraram adequados, apresentando curvas semelhantes com valores de deformação ligeiramente superiores para o concreto A. A literatura afirma que Concretos com maiores teores de argamassa apresentam maiores taxas de deformação. Neste estudo, o concreto tipo A possui 72% de argamassa, enquanto o concreto tipo B possui 70% de argamassa. Provavelmente a diferença no teor de argamassa tenha proporcionado uma maior deformação por retração no concreto tipo A .

Nos ensaios de fluência, os tempos dos ensaios, carregamento, descarregamento, e estabilização das deformações residuais, foram adequados, com as curvas apresentando assíntotas bem

definidas. Os corpos-de-prova com idades mais avançadas (28 dias, e 56 dias) apresentaram curvas com melhores padrões de estabilização, repetição das 3 últimas leituras.

Os resultados dos corpos-de-prova sem carregamento, apresentaram deformações autógenas máximas, aproximadamente 10 vezes menores que os valores das leituras de deformação por retração, e mostram que o traço de concreto com maior quantidade de cimento (concreto A) demanda maior quantidade de água, ocasionada, provavelmente, pela maior velocidade de formação dos compostos hidratados de cimento (silicato de cálcio hidratados e aluminatos de cálcio hidratados), ocasionando assim maiores deformações. Observa-se que o concreto B apresentou deformação final de aproximadamente 11×10^{-5} enquanto que o concreto A apresentou deformação final de aproximadamente 8×10^{-5} .

Os valores das máximas deformações sob carga foram maiores para os traços de menor módulo de elasticidade, como esperado. Com o aumento do tempo inicial de carregamento dos ensaios os patamares máximos de deformações diminuem, devido à evolução com o tempo das propriedades mecânicas do concreto.

Verifica-se que houve uma boa aproximação entre os coeficientes experimentais e os calculados por Norma; Embora a NBR 6118 leve em consideração valores máximos de abatimento de 15 cm (portanto não houve diferença nos coeficientes de fluência na mesma idade quando alteramos a relação água/cimento, já que ambos os traços utilizam superplastificante e são fluidos portanto foram enquadrados no valor máximo de abatimento (15 cm).

Os coeficientes calculados pela NBR 6118 foram maiores em todas as idades, tanto para o concreto A, como para o concreto B, devido, provavelmente, pelos coeficientes experimentais serem calculados para fluência básica, enquanto os calculados pela NBR 6118 consideram a fluência total.

No cálculo da deformação por fluência o coeficiente é multiplicado pela tensão dividida pelo módulo de elasticidade, alterando desta maneira os valores de deformação para concretos de diferentes resistências, e diferentes relações água/cimento.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Laboratório CESP de Engenharia Civil –LCEC e a FAPESP pelo financiamento do projeto.

6. REFERÊNCIAS

Almeida L. C. (2006), Emprego de Técnicas de Análise Inversa para Identificação de Parâmetros a partir de Dados de Monitoração em Elementos Estruturais, Tese de Doutorado, Universidade Estadual Paulista-Unicamp, 191p. Cam

American Concrete Institute (2005), *Building Code Requirements for Structural Concrete & Commentary*. ACI 318-05. Can be ordered at: <http://www.aci-int.org/PUBS/newpubs/318-05.htm>

American Society for Testing and Materials (1992), *Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete*, ASTM C 1017. In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia.

American Society for Testing and Materials (1992), *Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete*, ASTM C 494 / C494M. In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia

American Society for Testing and Materials (2007), International made three technical changes to ASTM C 150 - Specification for Portland Cement.

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1983), *Concreto endurecido – determinação da fluência*, NBR 8224 /83. Rio de Janeiro, 1983.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003), *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*, NBR 6118/2003. Rio de Janeiro, 2003.
- Comite Euro-International du Beton (1990), *CEB-FIP Model code 1990*. Lausanne, 1991. (Bulletin d'Information, 203).
- Kalintzis C. A. A. (2000), *Estudo da Fluência do concreto de elevado desempenho*, Dissertação de mestrado Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 123 pp.
- Melo K.A. (2005), *Contribuição à dosagem de concreto auto-adensável com adição de filer calcário*, 180p, Dissertação de mestrado, UFSC, Florianópolis, SC.
- Mercosul NM 131:97 (1998), *Concreto endurecido – Determinação da retração hidráulica ou higrométrica do concreto*, Comité Mercosul de Normalización. 1998.
- Neville A. M. (1997), *Propriedades do Concreto*, Editora Pini, São Paulo, 828 pagina, 2º edição.
- Okamura H. (1997), *Self-compacting high performance concrete*, Concrete International. pp. 50-54. v. 19. No. 7.
- Persson B. (2005), *Self Consolidating Concrete, High Performance and Normal Concrete affected by creep at different age, curing, loading level, strength and water-cement ratio with some interrelated properties*, In: IV International ACI/CANMET Conference on Quality of Concrete Structures and Recent Advances in Concrete Material, Olinda. Anais: CD-ROOM.
- Seng V., Shima H. (2005), *Creep and Shrinkage of self-compacting concrete with different limestone powder contents*, SCC-2005, Oct.30-Nov.2, Chicago-USA, 2005.
- Silva E.F. (2007), *Variações dimensionais em concretos de alto desempenho contendo aditivo redutor de retração*, Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. 332p. Rio de Janeiro, 2007.
- Su N. et al. (2001), *A Simple Mix Design Method for Self-Compacting Concrete*. Cement and Concrete Research No. 31, pp.1799-1807.